REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DU LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master professionnel en Génie Civil
Option : Constructions civiles et industrielles

THEME

ETUDE D'UNE STRUCTURE en (R+8+sous-sol)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL,
A OSSATURE EN PORTIQUES ET VOILES
(APPLICATION ETABS V.9.7)

Réalisé par :

- **Mr. DJOUADI Slimane.**
- **Mr.BOUFERKAS Charafeddine**

Dirigé par :

Mr. ADJRAD.A

Promotion 2018/2019

REMERCIMENTS

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promoteur ***Mr ADJRAD*** *qui nous a beaucoup aidé.*

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis (es) qui nous ont soutenus et encouragés.

Dédicace

Je dédié ce modeste travail :

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

A mes chers frères sans exception.
A toute ma famille sans exception.
A tous mes amis.
En fin, je remercie mon cher binôme SLIMANE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Charafeddine

Dédicace

Je dédié ce modeste travail :
A la mémoire de mon père que dieux l'accueille dans son vaste paradiez paix à son âme.
A ma chère mère qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et voir devenir ce que je suis, merci ma mère.

A mon cher frère : DAHMENE
A toute ma famille sans exception.
A tous mes amis :fatah et ferhat.
A ma chérie : Rania
En fin, je remercie mon cher binôme Charaf qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

SLIMANE

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage……..1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments…….....11

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

III.1 : Plancher……..27

III.2 : Acrotère ……48

III.3 : balcon……..57

III.4 : Escaliers……..64

III.5 : poutre palière……..78

III.6 : Salle machine ……..88

III.7 : La Toiture……99

Chapitre IV : Etude de contreventement ……107

Chapitre V : Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA…….125

Chapitre VI : Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 : Poteaux……139

VI.2 : Poutres……..155

VI.3 : Voiles……...164

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure……..171

Chapitre VIII : Mur plaque ……200

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi – ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

I) Présentation de l'ouvrage :

INTRODUCTION :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles….) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques; et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal. Pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements **(BAEL91, RPA99/modifiée2003 et le CBA93)** et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

Notre projet consiste à l'étude d'un ouvrage (S-SOL+R+08) à usage d'habitation, service et commercial. Le projet sera implantée à DRAA BEN KHEDDA wilaya de TIZI OUZOU une région classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifier 2003) comme étant une zone de moyen sismicité (zone IIa) le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé (portique « poutre poteau » et voiles).

Le bâtiment est composé de :

- Un s-sol.
- Un Rez de chaussé.
- 1^{ére} étage à usage Bureau
- De (06) niveaux à usage d'habitation + un comble
- Deux (02) cages d'escalier
- D'une (01) cage d'ascenseur
- D'une (01) charpente en bois

A) Réglementation :

Afin de garanti la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (B.A.E.L 91, Révisé 99).
- Le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Documentation technique réglementaire (DTR)

B) Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Hauteur total …….. 31,82 m

- Longueur total……29,15 m
- Largeur total……..12,70 m
- Hauteur sous-sol ……..3,06 m
- Hauteur du RDC……...4,08 m
- Hauteur de l'étage courant ……...3,06 m

C) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

Les Règles du ***B.A.E.L*** comportent, après les Règles générales, une partie concernant les ossatures et les éléments courants des structures en béton armé qui définit les règles de calcul ou des dispositions constructives applicables à de nombreux éléments d'ouvrages.

- **La superstructure :** est composée de :

L'ossature : Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1) **Les planchers :** sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

2) **Plancher en corps creux :** porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

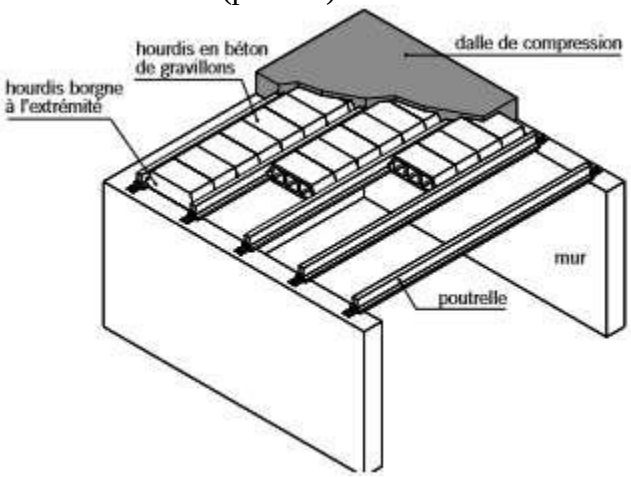


Figure 01: élément d'un plancher en corps creux.

3) **Plancher en dalle pleine :** réalisés en béton armé, ils sont généralement coulés sur place.

Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons et la cage d'ascenseur.

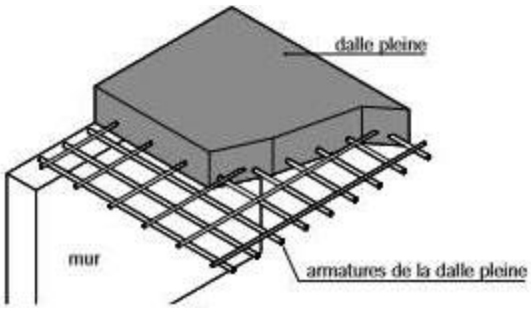


Figure 02 : élement d'un plancher en dalle pleine**.**

4) **Les escaliers :** Se sont des éléments en béton armé coulé sur place qui assurent l'accée d'un niveau un autre.Notre batimant est muni de deux cages d' escalier le 1ere du sous-sol à étage service et le 2eme du RDC au dernier niveau.

5) **La cage d'ascenseur :** Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.

6) **Balcons :** Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

7) **Terrasses :** Notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible (charpente en bois)

8) **Toiture en bois :**

La toiture est la surface ou couverture couvrant la partie supérieure d'un édifice, permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité. Une toiture est une couverture généralement supportée par une charpente et elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous

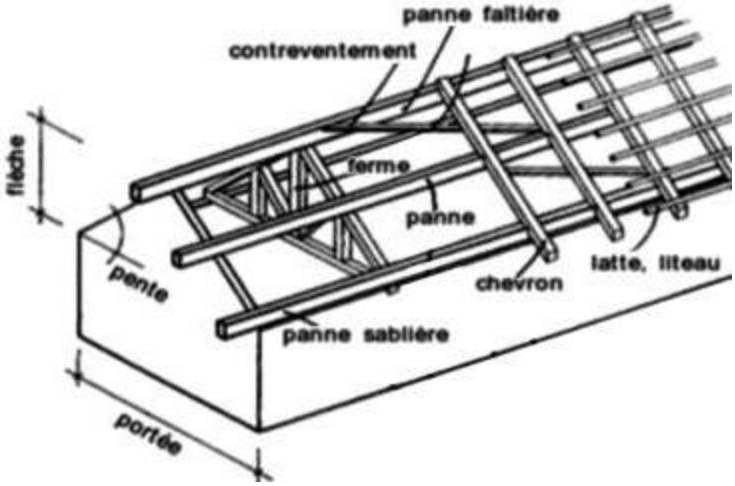


Figure 03 : Structure d'une charpente en bois.

9) **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :** Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de ***10 cm*** d'épaisseur avec une lame d'air de ***5 cm***.
- **Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

10) Revêtements :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers,
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

11) Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

D) Les fondations :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.
Il existe deux types de fondations :

- **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur
D < 3m: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- **Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur
D/B>6 et D > 3 m : puits, pieux
D : longueur de fondation enterrée dans le sol.
B : largeur de la fondation ou diamètre.

Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de **σsol = 2.00 bars** situés à une profondeur de **2 m**.
- Site meuble.

E) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (**RPA99 version 2003)** ainsi que les règles de béton armé aux états limite ***(*BAEL 91 modifiée 99).**

Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (Gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.
Ça composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.
Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance que devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

F) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- **Masse volumique :** Pour les bétons courants, elle est comprise entre : $\mathbf{2300}$ à $\mathbf{2400}\ \boldsymbol{Kg/m3}$ s'il n'est pas armé.et $\mathbf{2500}\ \boldsymbol{Kg/m3}$ S'il est armé.
- **Coefficient de dilatation *:*** Le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et il est de **5** à ***10***.
- **Retrait hygrométrique :** Au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume.

Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : « c'est le retrait ».Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.

- **Fluage de béton :** Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.
- **Résistance caractéristique à la compression :** Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28}.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour j ≤ 28 jours, elle est calculée comme suit :

$$\mathbf{f_{cj}} = \frac{\mathbf{j}}{(\mathbf{4.76 + 0.83 \times j})} \times \mathbf{f_{c28}} \quad \textbf{pour : } \mathbf{f_{c28} \leq 40MPa}$$

$$\mathbf{f_{cj}} = \frac{\mathbf{j}}{(\mathbf{1{,}40 + 0.95 \times j})} \times \mathbf{f_{c28}} \quad \textbf{pour : } \mathbf{f_{c28} \geq 40MPa} \quad \textbf{(BAEL91/99 A.2.1, 11)}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $\mathbf{f_{c28}=25Mpa}$

- **Résistance caractéristique à la traction:** La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow$ $(\mathbf{BAEL91/Art.2.1,12})$.

Dans notre cas : $\mathbf{f_{c28} = 25\ MPa \Longrightarrow f_{t28} = 2.1\ MPa.}$ Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

G) Module de déformation longitudinale du béton :

1) Module de déformation longitudinal instantanée du béton :

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$Eij = 11000\sqrt[3]{fcj}$ **(Art A. 2.1.21/ BAEL 91)**

Pour f_{c28} =25 MPa

Nous avons : E_{i28} = 32164.2 MPa

2) Module de déformation longitudinal différé du béton :

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$\mathbf{E_{vj}}=3700\sqrt[3]{f_{cj}}\ [MPa]$.

Pour notre cas : fc_{28}=25[MPa]⟹ **E_{v28}=10819 [MPa].**

3) Module de déformation transversale :

Qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{G=\frac{E}{2\,(1+\nu)}\ [MPa]}$$

Avec :E : module de Young

ν : coefficient de poisson v= (Δd /d) / (ΔL/L)

Δd /d : déformation relative transversale

ΔL/L : déformation relative longitudinale

4) Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu=\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$

$\nu=0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu=0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. (Art A. 2.1. 3BAEL 91)

H) Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service(ELS).

1) Etats limites ultimes (E.L.U) :

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$\boldsymbol{f_{bu}=\frac{0.85\times f_{cj}}{\theta.\gamma_b}}\qquad \textbf{(Art A.4.3,41/BAEL 91)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b=1.5\mapsto$ *situation courante,*

$\gamma_b=1.15\mapsto$ *situation accidentel le.*

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

θ=1 : si la durée d'application est >24h,

θ=0.9 : si la durée d'application est entre 1h et 24h,

θ=0.85 : si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

- Pour γ_b=1.5 et θ=1, nous aurons f_{bu} = 14.2 [MPa]
- Pour γ_b =1.15 et θ=1, nous aurons f_{bu} = 18.48 [MPa]

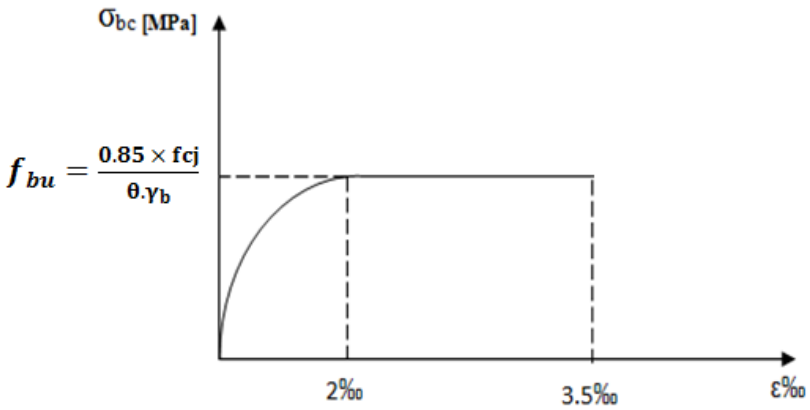


Figure 04 : diagrammes des contraintes de déformation à l'ELU

2) Etats limites de services (E.L.S) :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 0.6 fc28 [MPa] **Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)**

Pour fc28=25MPa $\rightarrow \sigma_{bc}$= 15MPa a l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

$\tau_u = \min\left\{\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}, 5\, MPa\right\}$ ⟶ fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min\left\{\frac{0.15\, fc28}{\gamma b}, 4\, MPa\right\}$ ⟶ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

(Art 5.1,2.11/BAEL 91)

- La masse volumique du béton est égale à 25kN/m^3

Acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence **[feE400]……...f_e = 400 MPa**

Treillis soudés **[TL 520]……...f_e = 520 MPa**

Tel que : f_e : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

- **Module d'élasticité longitudinale** : à l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :
  E_s= 2. 10^5 MPa. **Art (A.2.2,1 BAEL 91).**

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

- **Contrainte limite ultime des aciers** : elle est définie par la formule suivante : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

• $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
• fe: Limite d'élasticité garantie.
• γs : coefficient de sécurité

γs=1,15 } pour les situations durables.
γs= 1 } pour les situations accidentelles

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 348 MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa
fe = 500MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 452 MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 500 MPa

Tableau 01 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

- **Contrainte ultime de service des aciers :** afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers. Nous distinguons trois (03) cas de fissurations :
- **Fissuration peu nuisible :** dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$ **Art. (A.4.5, 32 BAEL91).**

- **Fissuration préjudiciable :** lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \quad f_{tj}}$$ **Art. (A.4.5, 33 BAEL91 / 99).**

- **Fissuration très préjudiciable :** cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}$$ **Art. (A.4.5, 34 BAEL91/ 99).**

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1{,}6$ pour les HA ($\varphi \geq 6mm$)

$\eta = 1{,}6$ pour les HA ($\varphi < 6mm$)

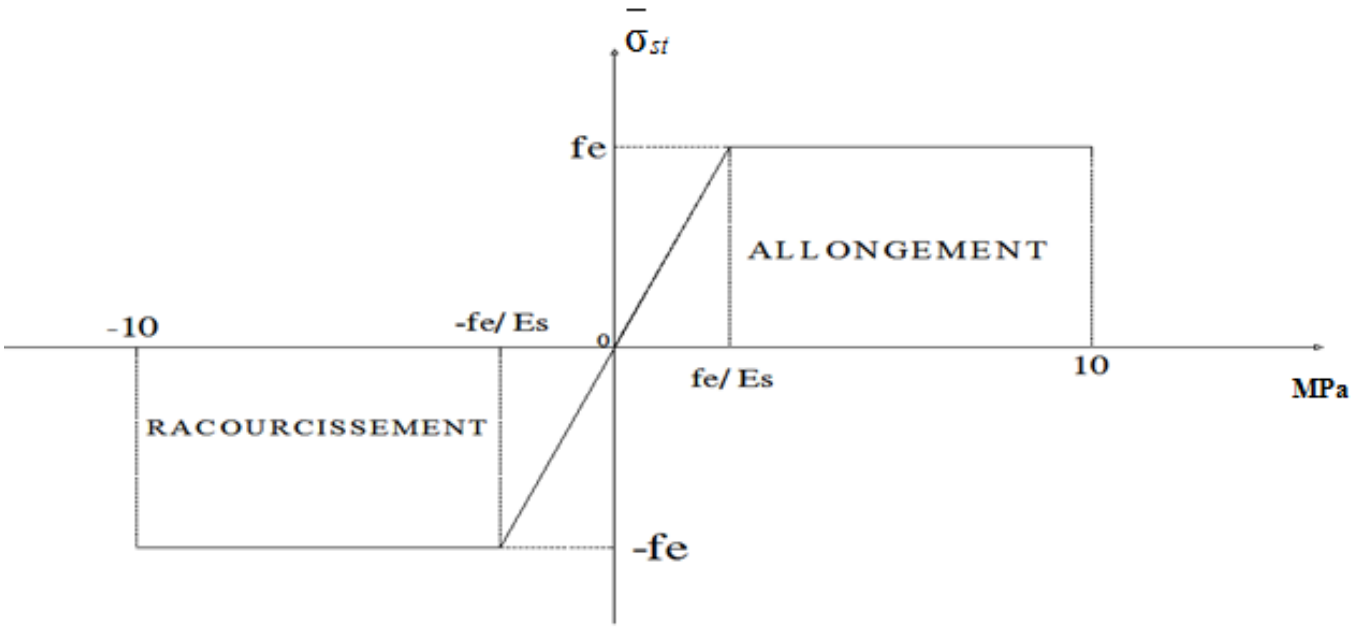


Figure 05 : Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

- **Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91)** :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C =5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C= 3cm :** pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C= 1cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du (**BAEL91/modifiées.99)**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**).

II) Pré-dimensionnement des éléments :

A) Introduction :

Apres avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constituants nous passons au pré-dimensionnement des éléments qui a pour but de définir des sections de différents éléments résistants (Planchers, poutres, poteaux, voiles) pour arriver à déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'aciers et de béton. Ce pré dimensionnement se fait en respectant la recommandation en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 version 2003.
- Le CBA 93.
- B.A.E.L 91 modifie 99

B) Les planchers En corps creux :

Il se décompose en un corps creux et une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante $\boldsymbol{ht} \geq \frac{\boldsymbol{Lmax}}{\mathbf{22.5}}$ ***(ArtB.6.8.424 BAEL 91 / 99).***

L : porté libre maximale dans le sens des poutrelles (petite porté).

ht : la hauteur total du plancher.

Lmax = 410 – 25 = 385 cm

$$\boldsymbol{ht} \geq \frac{\boldsymbol{Lmax}}{\mathbf{22.5}} = \frac{\mathbf{385}}{\mathbf{22.5}} = \mathbf{17.11}\ \boldsymbol{cm}$$

On optera pour un plancher de (16+4) = **20 cm**

- Epaisseur du corps creux est de **16 cm**
- Epaisseur de la dalle de compression est de **4 cm.**

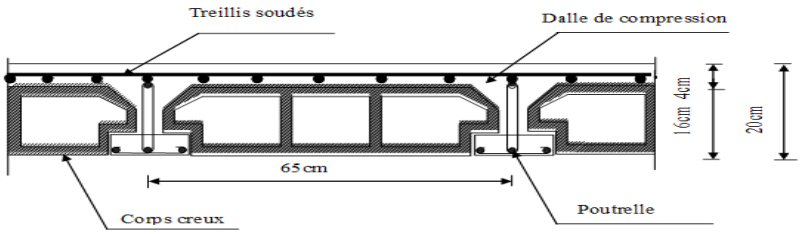


Figure 01 : coupe transversal d'un plancher en corps creux.

Remarque : Les poutrelles seront disposées dans les sens de la plus petite portée.

C) Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3ou 4 appuis, ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- la résistance au feu,
- la résistance à la flexion,
- l'isolation acoustique.

1) Condition de résistance au feu :

e = 7 cm : pour une heure de résistance au feu.

e =11 cm : pour deux heures de résistance au feu.

e = 17,5 cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire : ***ep = 15 cm.***

2) L'isolation acoustique (loi de masse) :

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimal de la dalle est défini par :

M : la masse du plancher : M=350kg/m^2

V : volume du plancher

ρ : la masse volumique du béton =2500kg/m^3

$$\mathbf{e_2=\frac{350}{2500}=0{,}14m \quad \rightarrow e_2=14cm}$$

Donc en prend : **e = 15 cm**

3) Condition de résistance à résistance à la flexion :

Si $\alpha \leq 0{,}4$: $e \geq \frac{lx}{30}$ panneau travaillant dans un seul sens

Si $0{,}4 \leq \alpha \leq 1$: $e \geq \frac{lx}{40}$ panneau travaillant dans les deux sens

Avec : $\boldsymbol{\alpha} = \frac{lx}{ly}$

lx : petit côté du panneau de dalle considéré

ly : Grand coté du panneau de dalle considéré

On a $\boldsymbol{\alpha} = \frac{lx}{ly} = \frac{1,5}{3,70} = \mathbf{0,40}$

Donc : $\boldsymbol{\alpha \leq 0,4}$ **: e** $\geq \frac{lx}{30}$ **donc e** $\geq \frac{150}{30} \longrightarrow$ **e ≥ 5 cm**

Dons notre cas en prend : **e = 15 cm.**

D) Dalle pleine de la salle machine :

$\boldsymbol{\alpha} = \frac{lx}{ly} = \frac{140}{150} = \mathbf{0,933}$

$0,4 \leq \alpha \leq 1$: $e \geq \frac{lx}{40} = \frac{140}{40} = 3.5$ cm.

Dons notre cas en prend : e = 15 cm.

E) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres *isostatiques* sont définies en fonction de leurs portées L, telles que :

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

$0,4h \leq \boldsymbol{b} \leq 0,7h$ **Règlement B.A.E.L 91 modifiée 99**

$0,4h \leq \boldsymbol{b} \leq 0,7h$

Avec :

- ***h*** *:* Hauteur de la poutre,
- ***b*** *:* Largeur de la poutre,
- ***L*** *:* Longueur maximum entre nu d'appuis.

1) Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

Dans notre cas L_{max}=410-45=365cm

La hauteur des poutres est donnée par :

$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \longrightarrow 24,33 \leq h \leq 36,5$

D'où h=40cm

La largeur des poutres est donnée par :

$0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 0,4x40 \leq b \leq 0,7x40$. Donc $16 \leq b \leq 28$

On opte pour b=30 pour des raisons de sécurité

2) Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chainage entre les différents éléments de la structure.

Dans notre cas L_{max}=370-45=325cm

La hauteur des poutres est donnée par :

$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \longrightarrow 21,66 \leq h \leq 32,5$

D'où h=35cm

La largeur des poutres est donnée par :

$0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 0,4x40 \leq b \leq 0,7x40$.Donc $14 \leq b \leq 24,5$

On opte pour b=30 pour des raisons de sécurité

Vérification selon le RPA99/ version 2003 :

Poutres Principales :

$b \geq 20$cm On a b= 30 > 20cm ……. **Condition Vérifiée**

$h \geq 30$cm On a h= 40 > 30cm …….**Condition Vérifiée**

$\frac{h}{b} \leq 4$cm On a $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$ cm ……**Condition Vérifiée**

Poutres secondaires :

$b \geq 20$cm on a b= 30 > 20cm ……. **Condition Vérifiée**

$h \geq 30$cm On a h= 35 > 30cm …….**Condition Vérifiée**

$\frac{h}{b} \leq 4$cm On a $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.166 < 4$ cm ……**Condition Vérifiée**

Donc : Les sections adoptées sont : **Poutres principales : (30x40) cm^2.**

Poutres secondaires : (30x35) cm^2.

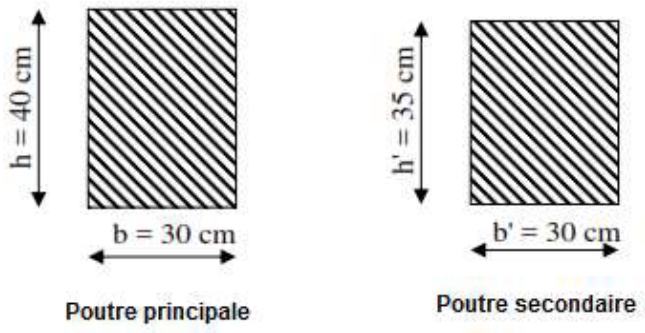


Figure 02 : sections des poutres

F) Les voiles :

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destinée à reprendre une partie Des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, ils sont pré-dimensionner par le ***RPA 99 /version 2003*** tel que :

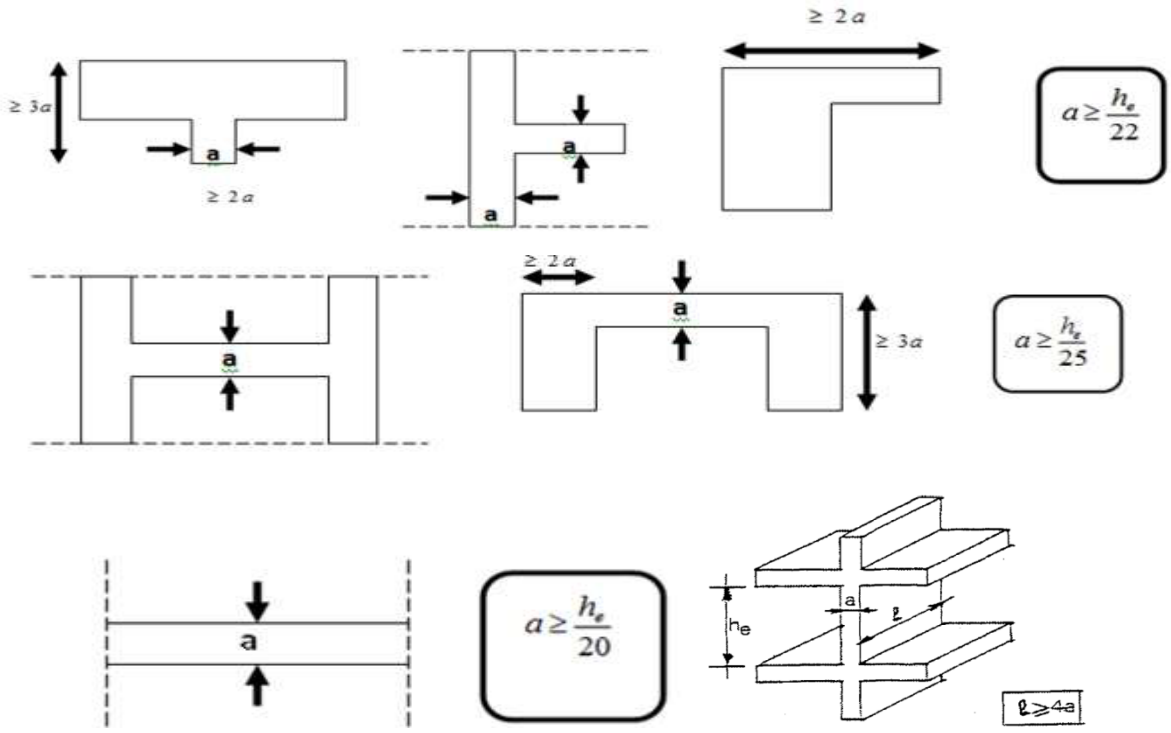


Figure 03:déférent types des voiles

a : épaisseur du voile,
h_e : hauteur libre d'un étage $h_e = h - e_p$
h : hauteur d'étage,
e_p : épaisseur du plancher

Pour notre cas on prend **3eme** cas :

1) Sous-sol :

$h_e = h - e_p$

$h_e = 306-20= 286\ cm$

$a= \frac{he}{20}=\frac{286}{20}=14,3cm$

Donc on prend ***a=20 cm***

2) REZ de chaussée :

$h_e= h - e_p$

$h_e = 408 - 20 =388\ cm$.

$a=\frac{he}{20}=\frac{388}{20}= 19,4\ cm.$

Donc on prend ***a = 20 cm.***

3) Les étages courants, le comble :

$h_e = h - e_p$

$h_e = 306-20= 286\ cm$

$a= \frac{he}{20}=\frac{286}{20}=14,3cm$

Donc on prend ***a=20 cm***

Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$\boldsymbol{a_{min}}$ = 20 *cm* > 15 *cm* ……..…. **Condition vérifiée.**
$\boldsymbol{L_{min}}$ = 286 *cm* > 4 × 20 = 80 *cm* …… **Condition vérifiée.**

G) Les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales aux fondations.
Ils sont pré-dimensionnement s'effectue à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal ***Ns = G + Q.***

$$S=\frac{Ns}{\sigma bc} \quad avec \quad Ns = G + Q$$

S : section transversale du poteau

N_S : effort normal de compression à la base du poteau

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

σ_{bc} : contrainte limite de compression du béton

$\sigma_{bc} = 0{,}6fc_{28} = 0{,}6x25 = 15Mpa$

Selon le **(RPA99version 2003 article 7.4.1),** les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min $(b_1, h_1) \geq 25cm$ ⟶ en zone I et II_a
- Min $(b_1, h_1) \geq 30cm$ ⟶ en zone III et II_b
- Min $(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$
- $1/4 < b_1/ h_1 < 4$

Remarque :

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

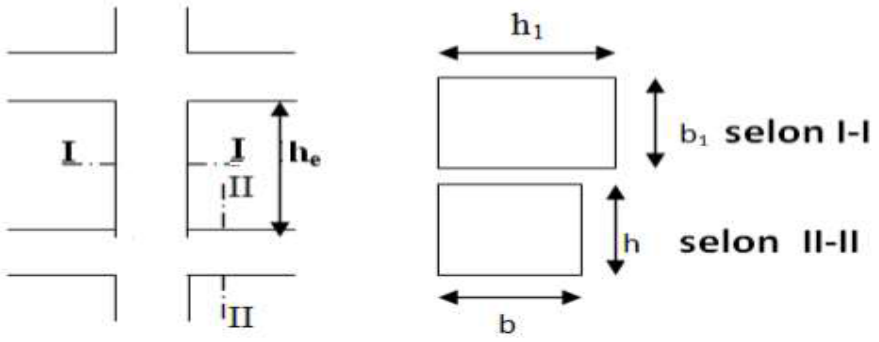


Figure 04 : coffrage des poteaux

H) Détermination des charges permanente et surcharges d'exploitation :

Elles sont données par le document technique réglementaire DTR B.C 2.2 (charges et surcharge d'exploitation).

1) Plancher de l'étage courant corps creux :

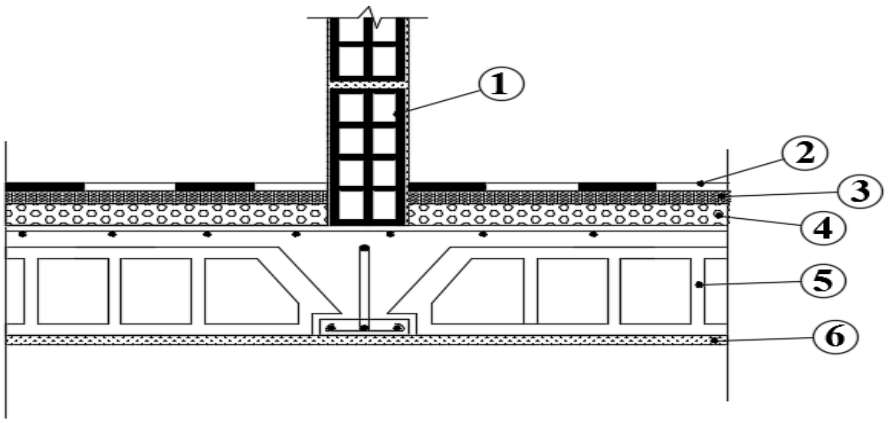


Figure 05 : plancher corps creux

Désignation		Epaisseur e(m)	Poids volumique (kn / m^3)	Charge G (kn / m^2)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Maçonnerie en brique creuse	0,1	9	0,90
7	**Total**			**5,06**

Tableau 01: poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant.

2) Les balcons dalle pleine

Désignation		Epaisseur en (m)	Poids volumique (kn/m^3)	Charge G (kn/m^2)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,15	/	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	Garde-corps en brique creuse	0,1	9	0,9
	Total			**6,17**

Tableau 02: poids des différents éléments constituant un balcon

3) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

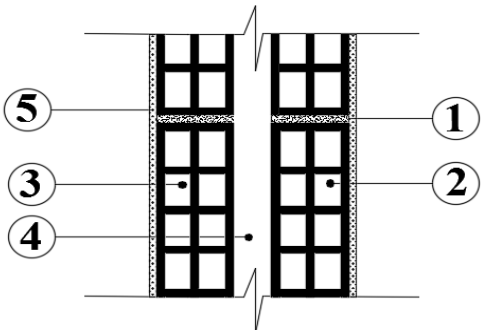


Figure 06 : coupe vertical d'un mur extérieur

Désignation		Epaisseur(m)	Poids volumique (kn/m^3)	Poids surfacique (kn/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0,02	22	0,44
2	**Lame d'aire**	0,05	/	/
3	**Maçonnerie en brique creuse extérieure**	0,1	9	0,9
4	**Maçonnerie en brique intérieure**	0,1	9	0,9
5	**Enduit en plâtre**	0,02	10	0,2
6	**Total**			**2,44**

Tableau 03: poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

- **Murs intérieurs :**

Désignation		Epaisseur(m)	Poids volumique (kn/m^3)	Poids surfacique (kn/m^3)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Maçonnerie en brique creuse	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
4	**Total**			**1,3**

Tableau 04: poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

4) Toiture (charpente en bois) :

	Désignation	Poids surfacique (kn/m^2)
1	**Tuile mécanique à emboitement (liteaux compris)**	0.45
2	**Panne+ chevron +fixation**	0.1
3	**Maçonnerie en brique creuse avec enduit**	0.9
4	**Total**	**1.45**

Tableau 05: poids des différents éléments constituant la charpente en bois

5) Voile :

Désignation		Epaisseur(m)	Poids volumique (kn/m^3)	Poids surfacique (kn/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	22	0.44
2	Béton arme	0.2	25	5.00
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
total				**5.64**

Tableau 06 : Les différents éléments constituant les voiles.

➢ Charge d'exploitation :

- Toiture (charpente en bois) …… **1** Kn/m^2
- Plancher étage courant à usage d'habitation...……..… **1, 5** Kn/m^2
- Plancher RDC à usage d'habitation……..… **1, 5** Kn/m^2
- Plancher sous-sol ……... …… **1,5** Kn/m^2
- Escalier ……. **2, 5** Kn/m^2
- Balcon ……... **3, 5** Kn/m^2
- Plancher étage service …… **2, 5** Kn/m^2

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est (**C2**).

I) La surface d'influence :

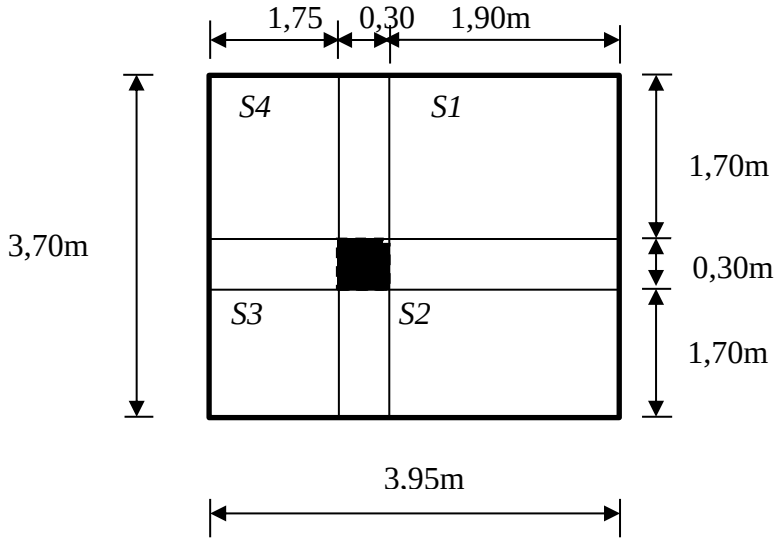


Fig.09 Surface d'influence

- **Section brute :**

S_{brute} = 3,95 × 3,70 = **14,615 m²**

- **Section nette :**

S_{nette}= S1+S2+S3+S4 = 2(1,70×1,90) + (1,70×1,75)

S_{nette}**= 12,41 m²**

1) Calcul des poids propres des éléments :

- **Les poteaux : P =** $\boldsymbol{S \times \rho \times he}$
  S : section des poteaux en zone ***IIa*** ≥ ***25 cm (RPA 99/version 2003)***
  ρ : poids volumique du béton $\mathbf{25KN/m3}$
  he : hauteur d'étage
- **S-Sol :** $\boldsymbol{P_{s\text{-}sol}} = 0{,}30 \times 0{,}30 \times 25 \times 3{,}06 = \mathbf{6{,}885}\boldsymbol{KN}$
- **Le Comble :** $\boldsymbol{P_{comble}} = 0{,}30 \times 0{,}30 \times 25 \times 3{,}43 = \mathbf{7{,}717}\ \boldsymbol{KN}$
- **Etage courant :** $\boldsymbol{P_{étage}} = 0{,}30 \times 0{,}30 \times 25 \times 3{,}06 = \mathbf{6{,}885}\boldsymbol{KN}$
- **Rez de chaussée :** $\boldsymbol{p_R} = 0{,}30 \times 0{,}30 \times 25 \times 4{,}08 = \mathbf{9{,}18}\ \boldsymbol{KN}$

Les poutres : $\boldsymbol{PPoutre} = (\boldsymbol{b} \times \boldsymbol{h} \times \boldsymbol{\rho}) \times \boldsymbol{L}$

Avec : ρ **:** poids volumique du béton $\mathbf{25KNm3}$
L **:** longueur de la poutre

- **Les poutres principales** $(\mathbf{30 \times 40})$

$\boldsymbol{PPP} = (0{,}30 \times 0{,}40 \times 25) \times 4{,}10 \longrightarrow \boldsymbol{PPP} = \mathbf{12{,}30}\ \boldsymbol{KN}$

- **Les poutres secondaires** $(\mathbf{30 \times 35})$

$\boldsymbol{PPS} = (0{,}30 \times 0{,}35 \times 25) \times 3{,}70 \longrightarrow \boldsymbol{PPS = 9{,}712\ KN}$

- **Les poutres de la toiture (30x30) :**

PPT= (0,30×0,30×25) ×4,10= 9,225 KN

Poteaux :

$G_{pRDC} = 0{,}30 \times 0{,}30 \times 25 \times 3{,}7 = 8{,}325KN$

$G_{pc} = 0{,}30 \times 0{,}30 \times 25 \times 2{,}70 = 6{,}075KN$

2) Calcul de la surface d'influence de la toiture inclinée :

- **Calcul des angles d'inclinaison :**
  $\tan \alpha_1 = \frac{343}{410} = 0{,}8365 \quad \alpha_1 = 40^o$ une pente de **43 %**
- **Surface d'influence :**

  $\mathbf{X} = \frac{\mathbf{4{,}10}}{\mathbf{2}} \boldsymbol{cos}(\mathbf{40}) = \mathbf{1{,}57}\ \boldsymbol{m}$

  $\mathbf{S_t} = (1{,}75+1{,}90)\times 1{,}57 + (1{,}70+1{,}70)\times 1{,}57 = 11{,}07\ m^2$

Les planchers : $\mathbf{P_{plancher} = G \times S}$

- **Etage courant** $\mathbf{P_t} = 5{,}06 \times 12{,}41 = 62{,}795$ KN
- **La toiture** $\mathbf{P_t} = 1{,}45 \times 11{,}07 = 16{,}051$ KN

J) Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R.B.C.2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ***n ≥ 5 niveau*** ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux ce qui est le cas de notre bâtiment. La loi de dégression est : $\mathbf{Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{n} Q_i}$ **pour n ≥ 5**

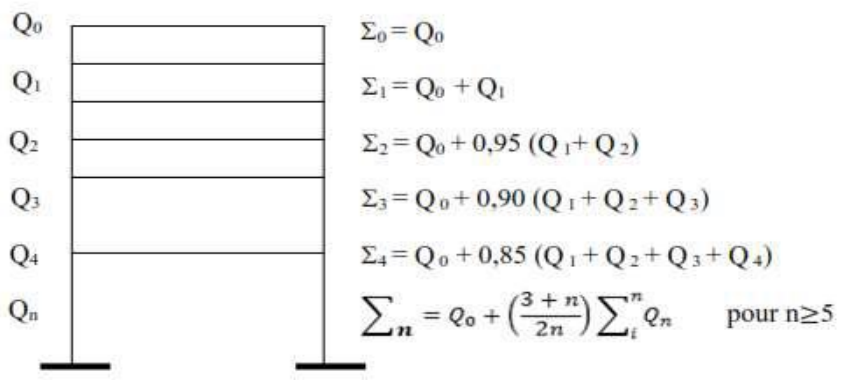


Figure 10 : Descente de charges.

Les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ sont donnée dans le tableau suivant :

Niveau	T	Comble	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-sol
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,75	0,714	0,687	0,666	0,65	0,636

Tableau 07 : *Coefficients de dégression de charges.*

Les surcharges d'exploitation :

Toiture : Q_0=11,07× 1= 11,07 KN

Etage courant, RDC S-SOL : Q= 12,41×1,5 = 18,615 KN

Etage service : Q = 12,41×2.5 = 31,025 KN

1) Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges

$\boldsymbol{\Sigma 0} = Q_0$
$\boldsymbol{\Sigma 1} = Q_0 + Q_1$
$\boldsymbol{\Sigma 2} = Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$
$\boldsymbol{\Sigma 3} = Q_0 + 0{,}9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
$\boldsymbol{\Sigma 4} = Q_0 + 0{,}8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
$\boldsymbol{\Sigma 5} = Q_0 + 0{,}75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
$\boldsymbol{\Sigma 6} = Q_0 + 0{,}714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
$\boldsymbol{\Sigma 7} = Q_0 + 0{,}687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
$\boldsymbol{\Sigma 8} = Q_0 + 0{,}666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
$\boldsymbol{\Sigma 9} = Q_0 + 0{,}65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Application numérique :
Toiture : $\boldsymbol{\Sigma 0}$ = 11,07 KN
Comble : $\boldsymbol{\Sigma 1}$ = 11,07 + 18,615 = 29,685 KN
Niv 7, $\boldsymbol{\Sigma 2}$ = 11,07 + 0,95(2 × 18,615) = 46,438 KN
Niv 6, $\boldsymbol{\Sigma 3}$ = 11,07 + 0,90(3 × 18,615) = 61,33

Niv 5, $\Sigma 4$ = 11,07 + 0,8(4 × 18,615) = 70,638
Niv 4, $\Sigma 5$ = 11,07 + 0,75(5 × 18,615) = 80,876
Niv 3, $\Sigma 6$ = 11,07 + 0,714(6 × 18,615) = 90,816
Niv 2, $\Sigma 7$ = 11,07 + 0,687(7 × 18,615) = 100,589
Niv 1, $\Sigma 8$ = 11,07 + 0,666(7 × 18,615 + 31,025) = 118,515
RDC, $\Sigma 9$ = 11,07 + 0,65(8 × 18,651+ 31,025) =128,221 KN
S-sol, $\Sigma 10$= 11, 07+0,636(9×18,651+31,025)= 137,560 KN

NIVEAU	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux N=G+Q (KN)	Section du poteau (cm^2)	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	G_{cumlee}	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
T	16,051	9,225	/	25,276	25,28	11,07	11,07	36,35	/	/
comble	62,795	12,30	6,075	81,17	106,45	29.68	40,75	147,2	98,13	**35×35**
7	62,795	12,30	6,075	81,17	187,62	46,44	87,19	274,81	183,21	**35×35**
6	62,795	12,30	6,075	81,17	296,32	61,33	148,52	444,84	296,56	**35×35**
5	62,795	12,30	6,075	81,17	350,49	70,64	219,16	569,65	379,77	**35×35**
4	62,795	12,30	6,075	81,17	431,66	80,88	300,04	731,7	487,80	**40×40**
3	62,795	12,30	6,075	81,17	512,83	90,82	390,86	903,69	602,46	**40×40**
2	62,795	12,30	6,075	81,17	594	100,59	491,45	1085,45	723,63	**40×40**
1	62,795	12,30	6,075	81,17	675,17	118,52	609,97	1285,14	856,76	**45×45**
RDC	62,795	12,30	8,325	83,42	758,59	128,22	738,19	1496,78	997,85	**45×45**
S-sol	62,795	12,30	6,075	81,17	839,76	137,56	875,75	1715,51	1143,67	**45×45**

Tableau 09 : section des poteaux.

2) Vérification relatifs aux coffrages (art.7.4.1 RPA99 version 2003) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois, et les dés de coffrage sont interdits les dimensions de la section transversale des poteaux ,en **zone II_a** doivent satisfaire les conditions suivantes :**Min (b_1, h1) ≥ 25 cm ; Min (b_1, h1) ≥ $\frac{he}{20}$;**

$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculées et vérification	
35x35	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (35,35) =35 ≥25	vérifier
	Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	Min (35, 35)=35 ≥ $\frac{270}{20}$ = 13,5	vérifier
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	1/4 ≤ 35/35= 1 ≤ 4	vérifier
40x40	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (40, 40) =40 ≥ 25cm	vérifier
	Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	Min (40,40)=40 ≥ $\frac{270}{20}$ =13,5	vérifier
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	1/4 ≤ 40/40=1 ≤ 4	vérifier
45x45	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (45, 45) =45 ≥ 25cm	vérifier
	Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	Min (45, 45) = 45 ≥ $\frac{270}{20}$ =13,5	vérifier
		RDC Min(45,45) ≥ $\frac{370}{20}$=18,5	
	1/4 ≤ b_1/h_1 ≤ 4	1/4 ≤ 45/45=1 ≤ 4	vérifier

Tableau 10 : vérification

3) Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. La vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité suivante :Il faut vérifier que l'élancement qui λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ Avec l_f : longueur de flambement (l_f=0,7l_0)

i : rayon de giration (i =$\sqrt{I/S}$)

l_0 : hauteur libre du poteau

S : section transversale du poteau (b x h)

I: moment d'inertie (I=$bh^3/12$)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7L0\frac{\sqrt{12}}{h}$$; *Avec : l_0 = 3,06m*

Poteau (45 x 45) ⟹ λ =2,42 x 3, 06 /0,45 = 16,456 ≤ 50 **vérifier**

Poteau (40 x 40) ⟹ λ =2,42 x 3, 06 /0,40 = 18,513 ≤ 50 **vérifier**

Poteau (35 x 35) ⟹ λ =2,42 x 3, 06 /0,35 = 21,157 ≤ 50 **vérifier**

Conclusion :

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

III) Calcul des éléments secondaires

INTRODUCTION :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL91 modifie 99 et RPA91 modifie 2003).**

III-1-1) Les Planchers :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton armé.

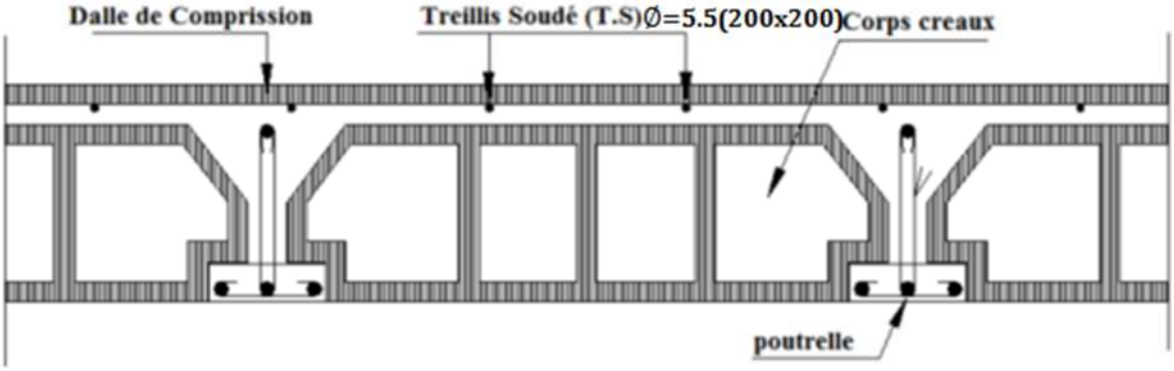


Figure 01 : coupe verticale d'un plancher en corps creux.

A) Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance ($\boldsymbol{TL}$ $\mathbf{520}$; $\emptyset \leq \mathbf{6}\boldsymbol{mm}$) avec : $\boldsymbol{fe} = \mathbf{520}\ \boldsymbol{MPa}$ et une épaisseur courante de ***4 cm*** environ. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : *1' **Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99***.

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

B) Calcul des Armatures :

- Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\mathbf{A} \perp = \frac{4l}{fe}$$ Avec : $l = 65$ cm distance entre axes des poutrelles.

$$A\perp = \frac{4\times 65}{520} = 0{,}5\ cm^2/\text{ml} \Longrightarrow A = 5T5 = 0{,}98\ cm^2$$

Avec un espacement S_t =20cm

- Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A \parallel = \frac{A\perp}{2} = \frac{0{,}98}{2} = \mathbf{0{,}49cm^2} \Longrightarrow A\parallel = 5T5 = 0{,}98\ cm^2$$

Avec u espacement $\mathbf{S_t = 20\ cm^2}$

Pour le ferraillage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis à soudé de maille **(200x200 mm²).** Le diamètre des aciers est de 4mm soit une section de **0,63cm²/ml.**

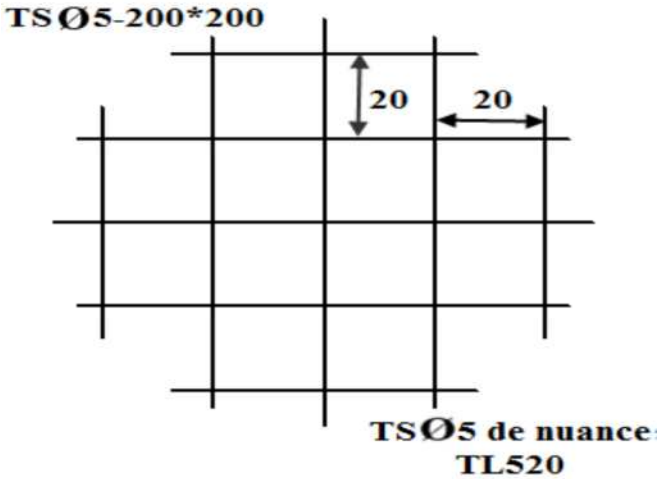


Figure 02: Schéma statique du treillis soudé.

C) Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de ***1m*** et sur deux étapes :

1) 1er Etape : avant le coulage :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier. La poutrelle est calcules comme une poutre continue, de section en T partiellement encastrée à ses deux extrémités.

- **Poids propre de la poutrelle : G_p** = 0,12×0,04×25 = **0,12 KN/ml**
- **Poids propre de corps creux : G_c** = 0,95×0,65 = **0,62 KN/ml**
- **Poids propre totale : G** = 0,12 +0,62 = **0,74 KN/ml**
- **La surcharge de l'ouvrier : Q** = **1 KN/ml**

2) Combinaison des charges a (E.L.U) :

q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35× 0,74 + 1,5×1 = **2,5 KN/ml**

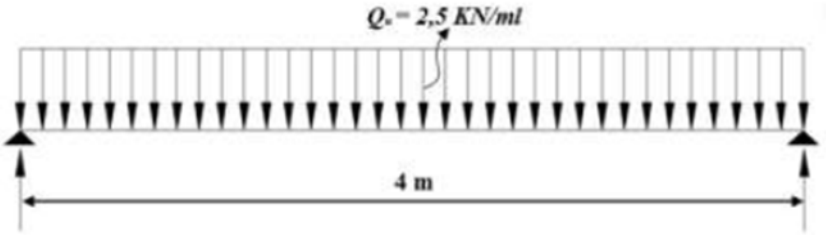


Figure 03 : schéma statique de la poutrelle.

D) Ferraillage à l'état limite ultime (E.LU)

Le calcul se fera en flexion simple :

Moment max en travée :

$\mathbf{M_u} = \frac{q \times l^2}{8} = 2,5 \times \frac{4,10^2}{8} = 5,25$ KN/ml

Effort tranchant max :

$\mathbf{T} = \frac{q \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,10}{2} = 5,125$ KN

Ferraillage :

$u_b = \frac{M_u}{b\, d^2 f_{bu}} = \frac{5,25\times10^{-3}}{0,12\times0,02^2\times14,2} = 7,702 > u_l = 0,392$ la section est doublement armée.

Remarque :

Comme la hauteur ***(4cm)*** de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaire.

E) 2eme Etape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente et une surcharge uniformément réparties.

1) Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

a) Méthode forfaitaire.

b) Méthode de Caquot.

c) Méthode des trois moments.

2) Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée 99).

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.

- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation : Q ≤ max (2G ; 5 Kn/ml)

  Q = 1,5 KN/ml < (10,12 KN ; 5KN/ml)…….. **Condition vérifiée.**
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées……...…… ……**Condition vérifiée.**
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable …….**Condition vérifiée.**
- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

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

$$\left.\begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{370}{330} = 1,12 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{320}{370} = 0,86 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{320}{330} = 0,96 \leq 1,25 \end{array}\right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

3) Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91 modifiée 99) :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant $\boldsymbol{M0}$ dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

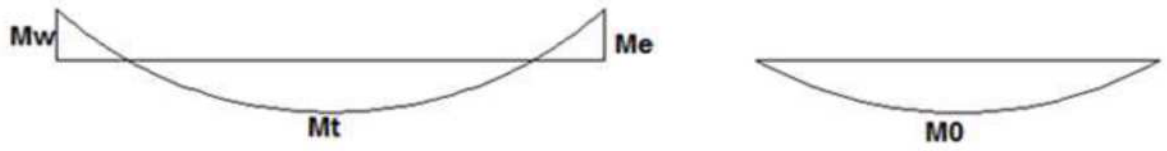


Figure 04 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

4) Exposé de la méthode :

La valeur $\boldsymbol{Mt}$ doit vérifier les conditions suivantes tel que :

a) Moment en travées : $M_t \geq \max \left\{ 1{,}05M_0 ;(1 + 0{,}3a \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$

b) moment en travées Intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0{,}3a}{2} M_0$

c) Moment en travée de rive : $M_r \geq \frac{1{,}2+0{,}3a}{2} M_0$

M_0 : Moment Maximal du moment fléchissant dans la travée comparaison $\mathbf{M_0} = \frac{ql^2}{8}$

L : Moment entre nus d'appuis.

M_t : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée

$\boldsymbol{Mw}$ et $\boldsymbol{Me}$: moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

- Pour les poutres de deux travées $\geq \mathbf{0,6}\ \boldsymbol{M0}$.
- Pour les poutres plus de deux travées :

Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à $\geq \mathbf{0,5}\ \boldsymbol{M0}$.

Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq \mathbf{0,4}\ \boldsymbol{M0}$.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur ***(9)*** appuis.

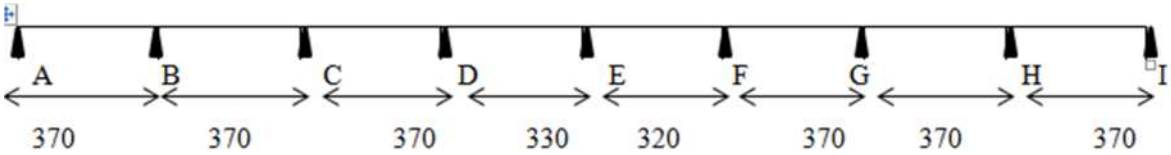


Figure 05 : Schéma statique de la travée

F) Application de la méthode forfaitaire :

1) Les charges :

- Charge permanente : G = 5,06 × 0,65 = 3,289 KN/ml
- Charge d'exploitation : Q = 1,5 × 0,65 = 0,975 KN/ml

2) Combinaison d'action :

- **ELU :** $\mathbf{q_u}$ = 1,35 G + 1,5Q
  $\mathbf{q_u}$ = 1,35×3,289 + 1,5 ×0,975 = 5,90 kn/ml
- **ELS :** $\mathbf{q_u}$ = G + Q
  $\mathbf{q_u}$ = 3,289 + 0,975 = 4,264 kn/ml

3) Calcul du rapport de charge :

$a = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+3,289} = 0,228$

$$\begin{cases} \mathbf{1 + 0,3a = 1+ 0,3\times 0,228 = 1,068} \\ \frac{1,2+0,3a}{2} = \frac{1,2+0,3\times 0,228}{2} = \mathbf{0,634} \\ \frac{1+0,3a}{2} = \frac{1+0,3\times 0,228}{2} = \mathbf{0,534} \end{cases}$$

4) Calcul des moments isostatique à l'ELU :

$\mathbf{M_0 = M_1 = M_2 = M_3 = M_6 = M_7 = M_8 = \frac{5,9\times(3,7)^2}{8} = 10,1\ KN.ml}$

$\mathbf{M_4 = \frac{5,9\times(3,3)^2}{8} = 8,03\ KN.ml}$

$\mathbf{M_5 = \frac{5,9\times(3,2)^2}{8} = 7,55\ KN.ml}$

Calcul des moments fléchissant:

- **Les moment aux appuis :**

$M_A = 0,3\ M_1 = 0,3 \times 10,1 = 3,03$ kn.ml

$M_B = 0,5\ Max(M_1;M_2) = 0,5 \times 10,1 = 5,05$ KN.ml

$M_c = 0,4\ Max(M_2;M_3) = 0,4 \times 10,1 = 4,04$ KN.ml

$M_D = 0,4\ Max(M_3;M_4) = 0,4 \times 10,1 = 4,04$ KN.ml

$M_E = 0,4\ Max(M_4;M_5) = 0,4 \times 8,03 = 3,212$ KN.ml

$M_F = 0,4\ Max(M_5;M_6) = 0,4 \times 10,1 = 4,04$ KN.ml

$M_G = 0,4\ Max(M_6;M_7) = 0,4 \times 10,1 = 4,04$ KN.ml

$M_H = 0,5\ Max(M_7;M_8) = 0,5 \times 10,1 = 5,05$ KN.ml

$M_I = 0,3\ M_8 = 0,3 \times 10,1 = 3,03$ kn.ml

- **Les moments en travées:**

Travée de rive:

$M_t \geq (1 + 0,3a)\ M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3a}{2}\ M_0$

- **Travée de rive AB :**

$M^t_{AB} \geq 1{,}068 \times M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1{,}068 \times 10{,}1 - \frac{3{,}03 + 5{,}05}{2} = 6{,}75$ KN.m

$M^t_{AB} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} \times M_1 = 0{,}634 \times 10{,}1 = 6{,}40$ KN.m

On prend: $\mathbf{M^t_{AB} = 6{,}75}$ **KN.m**

- **Travée de rive HI :**

$M^t_{HI} \geq 1{,}068 \times M_8 - \frac{M_H + M_I}{2} = 1{,}068 \times 10{,}1 - \frac{3{,}03 + 5{,}05}{2} = 6{,}75$ KN.m

$M^t_{HI} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} \times M_8 = 0{,}634 \times 10{,}1 = 6{,}40$ KN.m

On prend: $\mathbf{M^t_{HI} = 6{,}75}$ **KN.m**

Travées intermédiaires :

$$\boldsymbol{Mt \geq (1 + 0{,}3\alpha)\, M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}}$$

$$\boldsymbol{Mt \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0}$$

- **Travées intermédiaires BC :**

$M^t_{BC} \geq 1{,}068 \times M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1{,}068 \times 10{,}1 - \frac{5{,}05 + 4{,}04}{2} = 6{,}24$ KN.m

$M^t_{BC} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} \times M_2 = 0{,}634 \times 10{,}1 = 6{,}40$ KN.m

On prend **:** $\mathbf{M^t_{BC} = 6{,}40}$ **kn.m**

- **Travées intermédiaires CD :**

$M^t_{CD} \geq 1{,}068 \times M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1{,}068 \times 10{,}1 - \frac{4{,}04 + 4{,}04}{2} = 6{,}75$ KN.m

$M^t_{CD} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} \times M_3 = 0{,}634 \times 10{,}1 = 6{,}40$ KN.m

On prend**:** $\mathbf{M^t_{CD} = 6{,}75}$ **KN.m**

- **Travées intermédiaires DE :**

$M^t_{DF} \geq 1{,}068 \times M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1{,}068 \times 8{,}03 - \frac{4{,}04 + 3{,}21}{2} = 4{,}95$ KN.m

$M^t_{DE} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} \times M_4 = 0{,}634 \times 8{,}03 = 5{,}1$ KN.m

On prend: $\mathbf{M^t_{DE} = 5{,}1}$ **KN.m**

- **Travées intermédiaires EF :**

$M^t_{EF} \geq 1{,}068 \times M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1{,}068 \times 7{,}55 - \frac{3{,}21 + 4{,}04}{2} = 4{,}44$ KN.m

$M^t_{EF} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_5 = 0,634 \times 7,55 = 4,79$ KN.m

On prend: M^t_{EF} = 4,79 KN.m

- **Travées intermédiaires FG :**

$M^t_{FG} \geq 1,068 \times M_6 - \frac{M_F + M_G}{2} = 1,068 \times 10,1 - \frac{4,04 + 4,04}{2} = 6,75$ KN.m

$M^t_{FG} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_6 = 0,634 \times 10,1 = 6,40$ KN.m

On prend : M^t_{FG} = 6,75 KN.m

- **Travées intermédiaires GH :**

$M^t_{GH} \geq 1,068 \times M_7 - \frac{M_G + M_H}{2} = 1,068 \times 10,1 - \frac{4,04 + 5,05}{2} = 6,24$ KN.m

$M^t_{GH} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_7 = 0,634 \times 10,1 = 6,40$ KN.m

On prend: M^t_{GH} = 6,40 KN.m

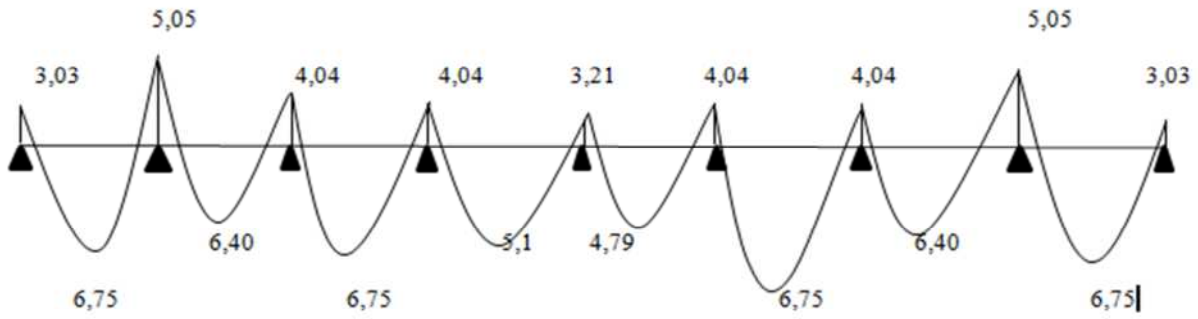


Figure 06 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

5) Calcul des moments isostatiques à l'ELS :

$M_0 = M_1 = M_2 = M_3 = M_6 = M_7 = M_8 = \frac{4,264 \times (3,7)^2}{8}$ = 7,3 KN.ml

$M_4 = \frac{4,264 \times (3,3)^2}{8}$ = 5,8 KN.ml

$M_5 = \frac{4,264 \times (3,2)^2}{8}$ = 5,46 KN.ml

- **Les moments aux appuis à l'ELS :**

$M_A = 0,3\ M_1 = 0,3 \times 7,3 = 2,19$ KN.ml

$M_B = 0,5\ Max(M_1;M_2) = 0,5 \times 7,3 = 3,65$ KN.ml

$M_c = 0,4\ Max(M_2;M_3) = 0,4 \times 7,3 = 2,92$ KN.ml

M_D = 0,4 Max (M_3;M_4) = 0,4 × 7,3 = 2,92 KN.ml

M_E = 0,4 Max(M_4;M_5) = 0,4 × 5,8 = 2,32 KN.ml

M_F = 0,4 Max (M_5;M_6) = 0,4 × 7,3 = 2,92 KN.ml

M_G = 0,4 Max (M_6;M_7) = 0,4 × 7,3 = 2,92 KN.ml

M_H = 0,5 Max (M_7;M_8) = 0,5 × 7,3 = 3,65 KN.ml

M_I = 0,3 M_8 = 0,3 × 7,3= 2,19 KN.ml

- **Les moments en travées à l'ELS :**

Travée de rive: $M_t \geq (1 + 0,3a)\, M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3a}{2} M_0$$

- **Travée de rive AB :**

$M^t_{AB} \geq 1,068 \times M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,068 \times 7,3 - \frac{2,19 + 3,65}{2} = 4,88$kn.m

$M^t_{AB} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_1 = 0,634 \times 7,3 = 4,63$ KN.m

On prend : M^t_{AB} = 4,88 KN.m

- **Travée de rive HI :**

$M^t_{HI} \geq 1,068 \times M_8 - \frac{M_H + M_I}{2} = 1,068 \times 7,3 - \frac{2,19 + 3,65}{2} = 4,88$ KN.m

$M^t_{HI} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_8 = 0,634 \times 7,3 = 4,63$ KN.m

On prend: **M^t_{HI} = 4,88 KN.m**

Travées intermédiaires :

$$\boldsymbol{Mt \geq (1 + 0,3\alpha)\, M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}}$$

$$\boldsymbol{Mt \geq \frac{1+0,3a}{2} M_0}$$

- **Travées intermédiaires BC :**

$M^t_{BC} \geq 1,068 \times M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,068 \times 7,3 - \frac{3,65 + 2,92}{2} = 4,51$ KN.m

$M^t_{BC} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_2 = 0,634 \times 7,3 = 4,63$ KN.m

On prend : $\mathbf{M^t_{BC} = 4,63\ KN.m}$

- **Travées intermédiaires CD :**

$M^t_{CD} \geq 1,068 \times M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,068 \times 7,3 - \frac{2,92 + 2,92}{2} = 4,88$ KN.m

$M^t_{CD} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_3 = 0,634 \times 7,3 = 4,62$ KN.m

On prend : $\mathbf{M^t_{CD} = 4,88\ KN.m}$

- **Travées intermédiaires DE :**

$M^t_{DF} \geq 1,068 \times M_4 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,068 \times 5,8 - \frac{2,92 + 2,32}{2} = 3,57$ KN.m

$M^t_{DE} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_4 = 0,634 \times 5,8 = 3,68$ KN.m

On prend: $\mathbf{M^t_{DE} = 3,68\ KN.m}$

- **Travées intermédiaires EF :**

$M^t_{EF} \geq 1,068 \times M_5 - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,068 \times 5,46 - \frac{2,32 + 2,92}{2} = 3,21$ KN.m

$M^t_{EF} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_5 = 0,634 \times 5,46 = 3,46$ KN.m

On prend: $\mathbf{M^t_{EF} = 3,46\ KN.m}$

- **Travées intermédiaires FG :**

$M^t_{FG} \geq 1,068 \times M_6 - \frac{M_F + M_G}{2} = 1,068 \times 7,3 - \frac{2,92 + 2,92}{2} = 4,88$ KN.m

$M^t_{FG} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_6 = 0,634 \times 7,3 = 4,63$ KN.m

On prend : $\mathbf{M^t_{FG} = 4,88\ KN.m}$

- **Travées intermédiaires GH :**

$M^t_{GH} \geq 1,068 \times M_7 - \frac{M_G + M_H}{2} = 1,068 \times 7,3 - \frac{2,92 + 3,65}{2} = 4,51$ KN.m

$M^t_{GH} \geq \frac{1,2+0,3a}{2} \times M_7 = 0,634 \times 7,3 = 4,63$ KN.m

On prend: $\mathbf{M^t_{GH} = 4,63\ KN.m}$

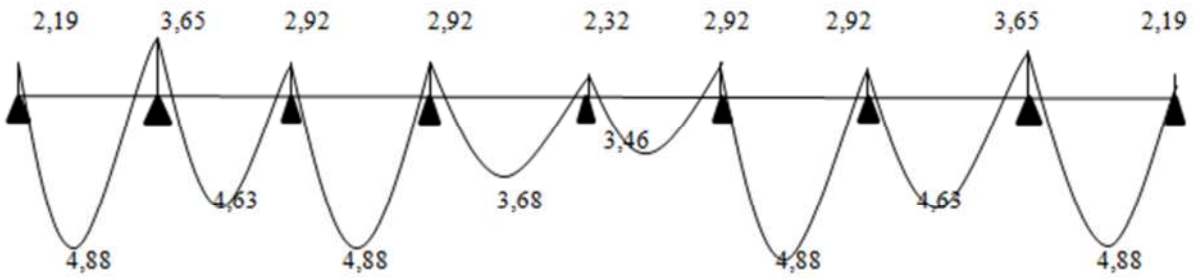


Figure 07 : Diagramme des moments fléchissant

Travée	L'ELU (kn.m)	L'ELS (kn.m)
AB	6,75	4,88
BC	6,40	4,63
CD	6,75	4,88
DE	5,1	3,68
EF	4,79	3,46
FG	6,76	4,88
GH	6,40	4,63
HI	6,75	4,88

Tableau 01 : Récapitulatif des Moments fléchissant en travées.

6) Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la formule suivante :

$$T(x) = (x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$ Avec : $\begin{cases} \theta(w) = q_u \frac{l}{2} \\ \theta(e) = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$

- **L'ELU :**

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5{,}9 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{5{,}05 - 3{,}03}{3{,}70} = 11{,}46 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5{,}9 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{5{,}05 - 3{,}03}{3{,}70} = -10{,}37 \text{ KN}$$

Travée BC :

$T_B = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,04-5,05}{3,70} = 10,64$ KN

$T_C = - q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = - 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,04-5,05}{3,70} = - 11,20$ KN

Travée CD :

$T_C = q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,04-4,04}{3,70} = 10,91$ KN

$T_D = - q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = - 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,04-4,04}{3,70} = - 10,91$ KN

Travée DE :

$T_D = q_u \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 5,9 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,21-4,04}{3,30} = 9,48$ KN

$T_E = q_u \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = - 5,9 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,21-4,04}{3,30} = - 9,98$ KN

Travée EF :

$T_E = q_u \frac{l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 5,9 \times \frac{3,20}{2} + \frac{4,04-3,21}{3,20} = 9,70$ KN

$T_F = q_u \frac{l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = - 5,9 \times \frac{3,20}{2} + \frac{4,04-3,21}{3,20} = - 9,18$ KN

Travée FG :

$T_F = q_u \frac{l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,04-4,04}{3,70} = 10,91$ KN

$T_G = - q_u \frac{l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,04-4,04}{3,70} = - 10,91$ KN

Travée GH :

$T_G = q_u \frac{l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{5,05-4,04}{3,70} = 11,19$ KN

$T_H = - q_u \frac{l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = - 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{5,05-4,04}{3,70} = - 10,64$ KN

Travée HI :

$T_H = q_u \frac{l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{3,03-5,05}{3,70} = 10,37$ KN

$T_I = - q_u \frac{l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = - 5,9 \times \frac{3,70}{2} + \frac{3,03-5,05}{3,70} = - 11,46$ KN

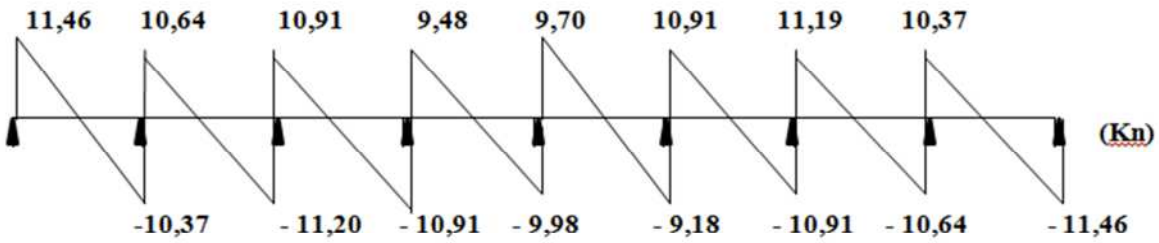


Figure 08 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

- **L'ELS :**

Travée AB :

$T_A = q_S \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{3{,}65-2{,}19}{3{,}70} = 8{,}28$ KN

$T_B = -q_S \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\ 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{3{,}65-2{,}19}{3{,}70} = -\ 7{,}49$ KN

Travée BC :

$T_B = q_S \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{2{,}92-3{,}65}{3{,}70} = 7{,}69$ KN

$T_C = -\ q_S \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\ 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{2{,}92-3{,}65}{3{,}70} = -\ 8{,}08$ KN

Travée CD :

$T_C = q_S \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{2{,}92-2{,}92}{3{,}70} = 7{,}89$ KN

$T_D = -\ q_S \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\ 5{,}9 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{2{,}92-2{,}92}{3{,}70} = -\ 7{,}89$ KN

Travée DE :

$T_D = q_S \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 4{,}264 \times \frac{3{,}30}{2} + \frac{2{,}32-2{,}92}{3{,}30} = 6{,}85$ KN

$T_E = q_S \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -4{,}264 \times \frac{3{,}30}{2} + \frac{2{,}32-2{,}92}{3{,}30} = -\ 7{,}22$ KN

Travée EF :

$T_E = q_S \frac{l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 4{,}264 \times \frac{3{,}20}{2} + \frac{2{,}92-2{,}32}{3{,}20} = 7{,}01$ KN

$T_F = q_S \frac{l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\ 4{,}264 \times \frac{3{,}20}{2} + \frac{2{,}92-2{,}32}{3{,}20} = -\ 6{,}63$ KN

Travée FG :

$T_F = q_S \frac{l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{2{,}92-2{,}92}{3{,}70} = 7{,}89$ KN

$T_G = - q_S \frac{l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{2{,}92-2{,}92}{3{,}70} = - 7{,}89$ KN

Travée GH :

$T_G = q_S \frac{l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{3{,}65-2{,}92}{3{,}70} = 8{,}08$ KN

$T_H = - q_S \frac{l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = -4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{3{,}65-2{,}92}{3{,}70} = - 7{,}69$ KN

Travée HI :

$T_H = q_S \frac{l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{2{,}19-3{,}65}{3{,}70} = 7{,}49$ KN

$T_I = - q_S \frac{l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = - 4{,}264 \times \frac{3{,}70}{2} + \frac{2{,}19-3{,}65}{3{,}70} = - 8{,}28$ KN

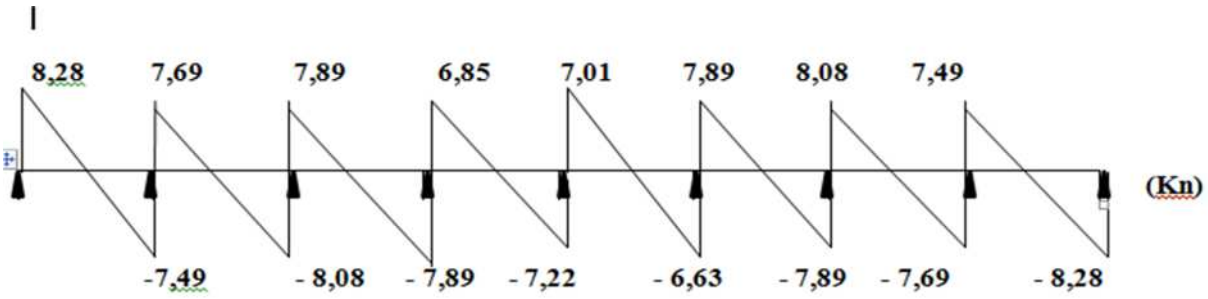


Figure 08 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Les travées		Les efforts tranchants L'ELU	Les efforts tranchants L'ELS
AB	T_A	**11,46**	**8,28**
	T_B	**-10,37**	**-7,49**
BC	T_B	**10,64**	**7,69**
	T_C	**- 11,20**	**-8,08**
CD	T_C	**10,91**	**7,89**
	T_D	**- 10,91**	**-7,89**
DE	T_D	**9,48**	**6,85**
	T_E	**- 9,98**	**-7,22**
EF	T_E	**9,70**	**7,01**
	T_F	**- 9,18**	**-6,63**
FG	T_F	**10,91**	**7,89**
	T_G	**- 10,91**	**-7,89**
GH	T_G	**11,19**	**8,08**
	T_H	**- 10,64**	**-7,69**
HI	T_H	**10,37**	**7,49**
	T_I	**- 11,46**	**-8,28**

Tableau02 : des efforts tranchants

G) Calcul les Armatures à L'ELU :

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té :

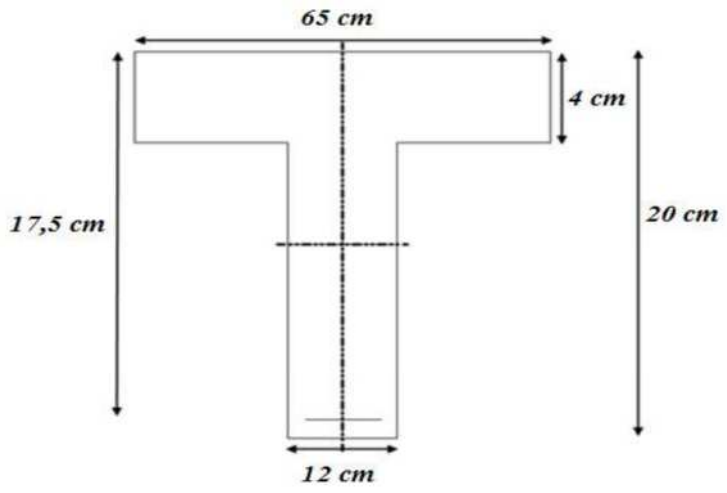


Figure 09 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

$b = 65\ cm$, $b_0 = 12\ cm$, $h = 20\ cm$, $h_0 = 4\ cm$,
$d = h - c = 20 - 2{,}5 = 17{,}5\ cm$.

Position de l'axe neutre :

Si : $MT > M0 \Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.
$MT < M0 \Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

$M_0 = b \times h_0 (d - \frac{h_0}{2}) f_{bu}$.

$M_0 = 0{,}65 \times 0{,}04(0{,}175 - \frac{0{,}04}{2}) 14{,}2 \times 10^3 = 57{,}226$ KN.m

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum

$$\begin{cases} \mathbf{M_u^{t\,max} = 6{,}75\ KN.m} \\ \mathbf{M_u^{a\,max} = 5{,}05\ KN.m} \end{cases}$$

M_T = 6,75kn.m < M_0 = 57,226 KN.m donc l'axe neutre est dons la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire.

H) Calcul des Armatures longitudinales :

- **En travée : $M_u^{t\,max}$ = 6,75 KN.m**

$u_t = \frac{M_u^t}{b\, d^2\, f_{bu}} = \frac{6{,}75 \times 10^3}{65 \times 17{,}5^2 \times 14{,}2} = \mathbf{0{,}024} < u_{id} = 0392$

Donc la section est simplement armée **(S.S.A)**

$u_t = 0{,}024$ Tableau $\boldsymbol{\beta} = 0{,}988$

$A_t = \frac{M^t_{max}}{\beta\ d\ \ \sigma st} = \frac{6{,}75 \times 10^3}{0{,}988 \times 17{,}5 \times 348} = \mathbf{1{,}12\ cm^2}$ avec $\sigma st = \frac{f_e}{1{,}15} \cong 348$ mpa

On opte pour une section d'armatures : **3HA10= 2,35cm²**

- **Aux appuis : $M_u^{a\ max}$ = 5,05 KN.m**

$u_a = \frac{M^a_u}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{5{,}05 \times 10^3}{65 \times 17{,}5^2 \times 14{,}2} = \mathbf{0{,}018} < u_{id} = 0392$

Donc la section est simplement armée **(S.S.A)**

$u_a = 0{,}018$ $\xrightarrow{\text{Tableau}}$ $\boldsymbol{\beta} = 0{,}991$

$A_a = \frac{M^a_{max}}{\beta\ d\ \ \sigma st} = \frac{5{,}05 \times 10^3}{0{,}991 \times 17{,}5 \times 348} = \mathbf{0{,}84\ cm^2}$ avec ($\sigma st = \frac{f_e}{1{,}15} \cong 348$ mpa).

On opte pour une section d'armatures : **2HA10 = 1,57 cm²**

I) Calcul des Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales **(Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99)**.

$\emptyset t = \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b_0}{10}\right)$

$\emptyset t = \left(\frac{200}{35}; \emptyset_1; \frac{120}{10}\right) = \min(5{,}71 ; 10 ; 12) \Longrightarrow \emptyset = \mathbf{5,\ 71\ mm.}$

On opte pour une section d'armatures : **2HA8 = 1,00 cm²**

J) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art A.4.2.1BAEL 91 modifiée 99).

2) Calcul de la section minimale :

En travée :

$\mathbf{A^{min}_{st} \geq \frac{0{,}23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e}}$ **avec : f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1mpa**

$A^{min}_{st} \geq \frac{0{,}23 \times 65 \times 17{,}5 \times 2{,}1}{400} = 1{,}37 cm^2$

$A^{min}_{st} = 1{,}37\ cm^2 < A_t = 2{,}35\ cm^2$ ..... **condition vérifiée.**

En appuis :

$\mathbf{A^{min}_{st} \geq \frac{0{,}23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e}}$ **avec : f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1mpa**

$A^{min}_{st} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 17,5 \times 2,1}{400} = 0,25cm^2$

$A^{min}_{st} = 0,25cm^2 < A_a = 1,13\ cm^2$ …….. **Condition vérifiée.**

3) Vérification aux cisaillements :

$\boldsymbol{\tau u} = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} < \bar{\boldsymbol{\tau u}}$ Avec T_{max} = 11,46 KN

Calcul les contrainte de cisaillement admissible : **(Art A 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99**

$\overline{\boldsymbol{\tau u}} = \min\ (0,20\ \frac{f_{28}}{\gamma b}\ ;\ 5mpa) = \min\ (\frac{0,20 \times 25}{1,5}\ ;\ 5\ Mpa)$

$\overline{\boldsymbol{\tau u}} = \min\ (3,3Mpa\ ;\ 5Mpa) = 3,33\ Mpa.$

Calcul la contrainte de cisaillement :

$\boldsymbol{\tau u} = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{11,46\ 10^3}{120 \times 175} = 0,545\ Mpa$

Donc $\boldsymbol{\tau u} < \overline{\boldsymbol{\tau u}}$ ……. **Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement**.

4) Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art A.6.1.3 BAEL 91modifiée 99).

$\boldsymbol{\tau se} \leq \bar{\boldsymbol{\tau sc}}$ avec $\boldsymbol{\tau}\overline{sc} = \Psi s f t28 = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15}\boldsymbol{MPa}$.

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

$\boldsymbol{\Psi s} = \mathbf{1,5}$: Coefficient scellement HA.

$\Sigma\ Ui$: Somme des périmètres utiles des barres.

- **En travée :**

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2\ mm$

$\boldsymbol{\tau se} = \frac{11,46 \times 10^3}{0,9 \times 94,2 \times 175} = 0,77\ Mpa.$

Donc $\boldsymbol{\tau se} = 0,77$ Mpa < $\boldsymbol{\tau}sc = 3,15$ Mpa ……. **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68\ mm$

$\boldsymbol{\tau se} = \frac{11,46 \times 10^3}{0,9 \times 37,68 \times 175} = 1,93\ Mpa.$

Donc $\boldsymbol{\tau se} = 1,93$ Mpa < $\boldsymbol{\tau}sc = 3,15$ Mpa ……. **Condition vérifiée.**

5) Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$\boldsymbol{S_t} = min\ (0,9d\ ;\ 40\ cm) \longrightarrow \min\ (0,9 \times 17,5 = 15,75\ cm\ ;\ 40cm)$

S_t = 15 cm.

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

$L_s = \frac{\phi\, f_e}{4\, \tau su}$ avec $\boldsymbol{\tau su} = 0.6 \times \Psi^2{}_s \times f_{t28} = \mathbf{2.835}\ \boldsymbol{MPa}$

$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 35{,}27$ cm

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à **0**, **4** $\boldsymbol{Ls}$ pour les aciers HA.

$\boldsymbol{L}_{ab} = 0{,}4 L_s = 0{,}4 \times 35{,}27 = 14{,}1 \simeq$ **15 cm**

7) Influence de l'effort tranchant :

- **sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**.

Appuis intermédiaire:

$\mathbf{A \geq (T_{max} - \frac{M^a_{max}}{0{,}9d})} \times \frac{\gamma s}{fe} = (11{,}46 - \frac{5{,}05}{0{,}9 \times 0{,}175}) \times \frac{1{,}15}{40} = 0{,}59\ cm^2$

$\mathbf{A_t} = 1{,}12\ cm^2 > 0{,}59\ cm^2$ …….. **Condition vérifiée.**

Appuis de rive :

$\mathbf{A \geq (T_{max} - \frac{M^a_{max}}{0{,}9d})} \times \frac{\gamma s}{fe} = (11{,}46 - \frac{3{,}03}{0{,}9 \times 0{,}175}) \times \frac{1{,}15}{40} = 0{,}22\ cm^2$

$\mathbf{A_t} = 1{,}12\ cm^2 > 0{,}22\ cm^2$ …….. **Condition vérifiée.**

- **sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

$\frac{2T_{max}}{0{,}9 b_0 d} \leq \frac{0{,}8 f_{c28}}{\gamma b}$ Avec $T \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}9}{2} \frac{f_{c28}\, b_0\, d}{\gamma b} = 0{,}36\, \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma b}$

$T \leq \frac{0{,}36 \times 25 \times 12 \times 17{,}5}{1{,}5}\, 10^{-1} = 126$ KN

$T_{max} = 11{,}46$ KN $< T = 126$ KN ……. **Condition vérifiée**

K) Vérification à L'ELS :

$\boldsymbol{\sigma}_{st} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma}_{st}}$: Dans l'acier

$\boldsymbol{\sigma}_{bc} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{bc}$: Dans le béton

- **aux appuis :**

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M^a_{max}}{A_a \times B_1 \times d}$ **avec** $\mathbf{A_A} = 1{,}13\ cm^2$; $\boldsymbol{M^s_{max}} = 3{,}65$ KN.m ; d = 17,5 cm

B_1 est en fonction de : $\boldsymbol{\rho}_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1{,}13}{12 \times 17{,}5} = 0{,}538$

$$\begin{cases} \boldsymbol{K_1} = \mathbf{30{,}87} \\ \boldsymbol{B_1} = \mathbf{0{,}851} \end{cases}$$

tableau à l'ELS

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{3{,}65\times10^3}{1{,}13\times17{,}5\times0{,}851}$ **= 216,89 Mpa** avec $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{400}{1{,}15}$ = 348 Mpa

$\boldsymbol{\sigma}_{st}$ = 216,89 Mpa < $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st}$ = 348 Mpa …….. **Condition vérifiée.**

1) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$\boldsymbol{\sigma}_{bc} = K \times \boldsymbol{\sigma}_{st}$ avec $K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{30{,}87} = 0{,}0324$

$\boldsymbol{\sigma}_{bc} = 0{,}0324 \times 216{,}89 = 7{,}03$ Mpa

$\boldsymbol{\sigma}_{bc}$ = 7,03 Mpa < $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{bc}$ = 15 Mpa …… **condition vérifiée**

- **En travée :**

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M^t_{max}}{A_t \times B_1 \times d}$ **avec** A_t = 2,35 cm² ; M^t_{max} = 4,88 KN.m ; d = 17,5 cm

B_1 est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100\times A_t}{b_0\times d} = \frac{100\times2{,}35}{12\times17{,}5} = 1{,}117$

$$\begin{cases} K_1 = 19{,}48 \\ B_1 = 0{,}815 \end{cases}$$ **tableau a l'ELS**

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{4{,}88\times10^3}{2{,}35\times17{,}5\times0{,}815}$ **= 145,6 Mpa**

$\boldsymbol{\sigma}_{st}$ = 145,6 Mpa < $\boldsymbol{\sigma}_{st}$ = 348 Mpa …….. **Condition vérifiée.**

2) Etat limite d'ouverture des fissurations :

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposé aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

L) Vérification de flèche (Etat limite de déformation) *(Art B.6.8.424 BAEL 91modifiée 99)*.

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22{,}5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \end{cases}$$

Avec : $M_0 = q_s\, l^2/8 = 4{,}26\times3{,}7^2/8 = 7{,}29 kn.m$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0{,}054 \geq \frac{1}{22{,}5} = 0{,}044$ ……. ……..**La condition est vérifiée.**

$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2{,}35}{12\times17{,}5} = 0{,}011 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = \frac{3{,}6}{400}$=0,009 …… **La condition n'est pas vérifiée.**

$\frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0{,}054 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{6{,}76}{15\times7{,}29} = 0{,}061$…….. ….**La condition n'est pas vérifiée.**

Les conditions sont pas tous vérifiées donc il faut vérifiée la flèche.

M) Calcul de la flèche :

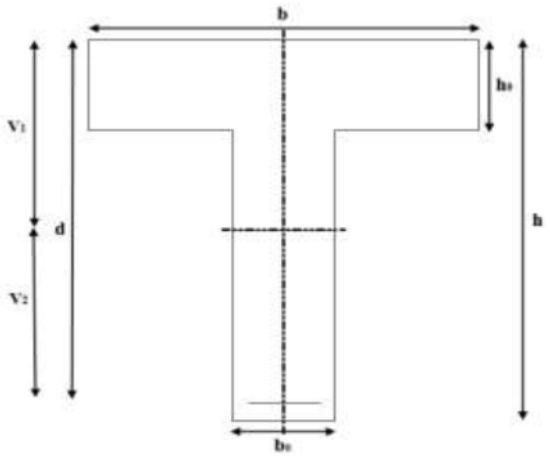


Figure 10 : Coupe schématique de la section en Té.

$f = \frac{5}{384}\frac{q_s l^4}{E_0} \leq \overline{f} = \frac{l}{500}$ avec : q_s = 4,26 KN/m

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}86$ Mpa

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 + C)^2$; $V=\frac{Sxx}{B0}$ Sxx: moment statique

$Sxx=\frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t\times d = \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 1\times 17{,}5 = 13262{,}5\ cm^3$

B_0:surface de la section homogène

$B_0 = b\times h+15A_t = (65\times20)+15\times1=1315\ cm^2$

$V_1=\frac{Sxx}{B0}=\frac{13262{,}5}{1315} = 10{,}08$ cm

$V_2 = h-V_1 = 20-10{,}08 = 9{,}92$cm

$I = = \frac{65}{3}(10{,}08^3 + 9{,}92^3) + 15 \times1 \times (9{,}92+2{,}5)^2= 45655{,}50\ cm^4$

$f=\frac{5}{384}\ \frac{4{,}26\times3{,}70^4\times10^3}{10818{,}86\times10^6 \times45655{,}50\times10^{-8}} = 0{,}002$ m = 0,2 cm

$\overline{f} = \frac{370}{500} = 0{,}74$ cm

$f = 0{,}2cm < \overline{f} = 0{,}74cm$……. **Condition est vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite ultime sont suffisantes.

- **Armatures longitudinales :**

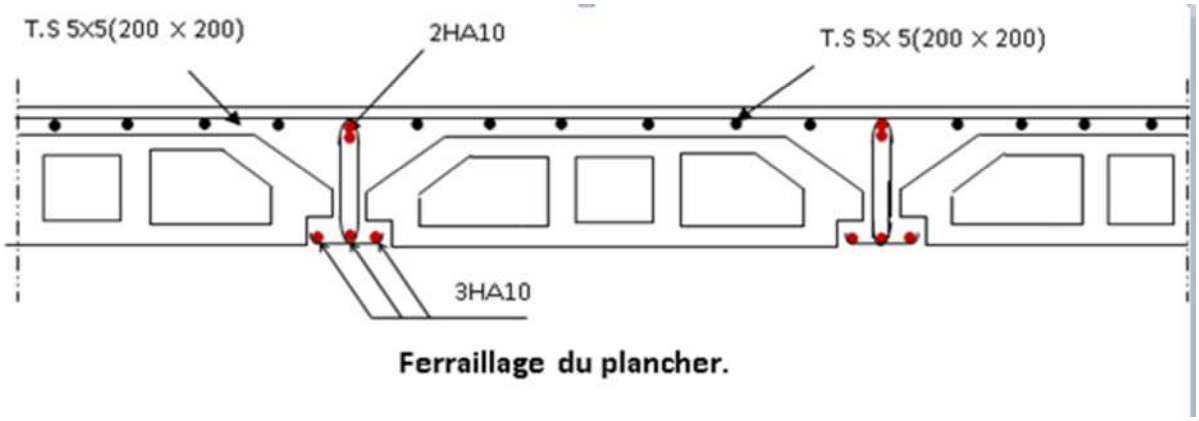
  En travée : 3HA10

  Aux appuis : 2HA10

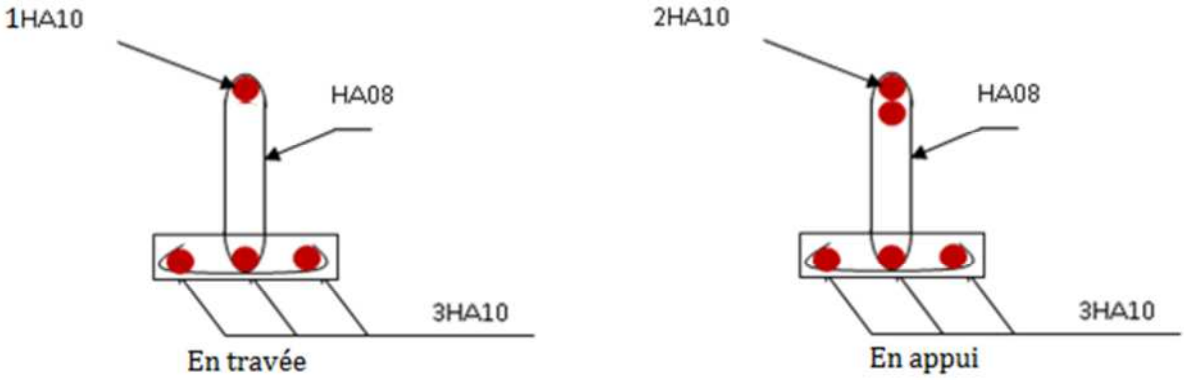
- **Armatures transversales :**

  Etrier 2HA8

- **Treillis soudé :** TSØ5 / 200×200



Ferraillage du plancher.



III-2) L'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné a assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastré dans le plancher. Le ferraillage sous calcul se l'effet de deux efforts (N, M) en flexion composé.

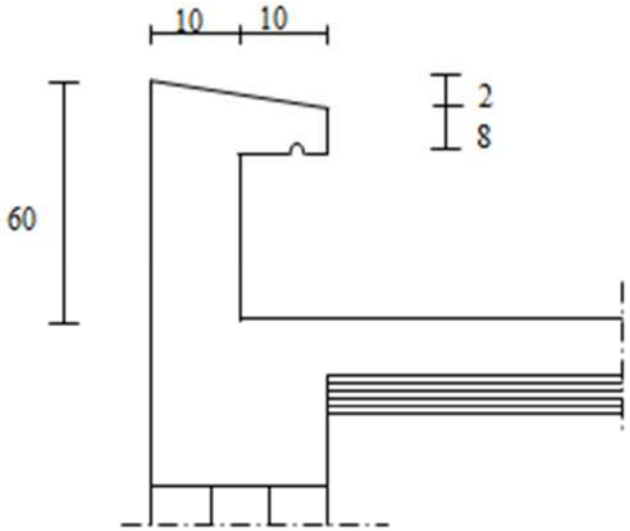


Fig. 01 : Schéma de l'acrotère

A) Calcul des sollicitations :

1) Effort normal du au poids propre :

$N_G = G \times 1 = \rho \times S = 25 \times 0.068 = 1.70$ KN/ml

Avec s : section transversale de l'acrotère

ρ : Poids volumique de béton

2) Effort tranchant :

T = Q = 1KN /ml

3) Moment de renversement :

M_r = QxHx1 = 1x0,6x1 = 0,6 KN.m

Diagramme des efforts agissant sur l'acrotère :

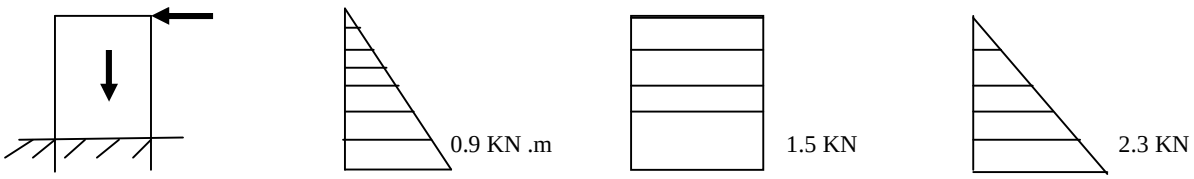


Schéma statique — le moment fléchissant — les efforts tranchants — les efforts normaux

4) Combinaison des charges :

- **ELU :**

Effort normal : N_u = 1,35N_G= 1,35x1,70=2,3KN/ml
Effort tranchant :T_u= 1,5Q = 1,5x 1 = 1,5 KN
Moment de renversement :M_u= 1,5 M_r = 1,5x 0,6 = 0,9KN.m

- **ELS :**
  Effort normal : N_s= 1N_s= 1,70x1 = 1,70KN
  Effort tranchant : T_s= Q= 1KN
  Moment de renversement : M_s= M_Q= 0,6 KN.m

B) Ferraillage de l'acrotère :

Le travail consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.
Le calcul se fera pour une bande d'un mètre à l'ELU puis la vérification à l'ELS

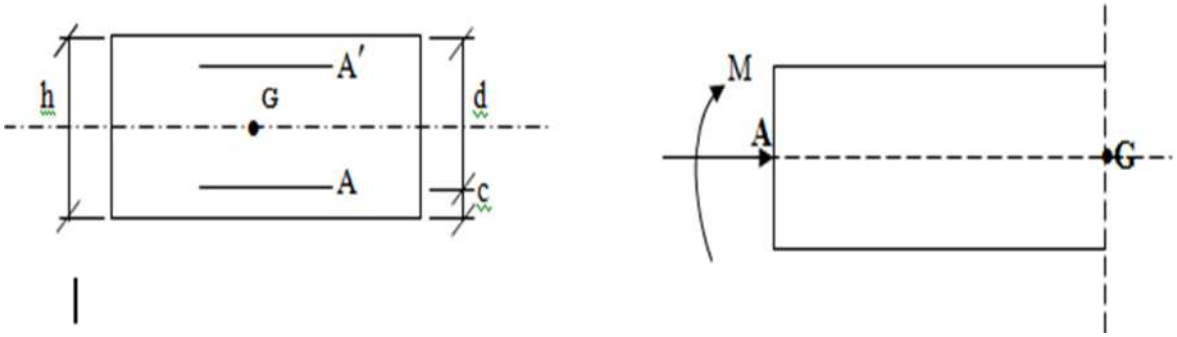


Fig.02 : Schéma statique de l'acrotère

Avec :

h : épaisseur de la section

c : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

d : h-c : hauteur outil.

M_f : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

1) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,30} = 0,39m = 39cm$$

Avec :

M_u : moment du à un effort de compression.

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité

$\frac{h}{2} - c$: La distance entre le centre de gravite de la section et le centre de gravite des armatures tendue

Donc :

$e_u = 39cm > 2cm$

Le centre de pression se trouve a l'extérieure de la section limitée par les armatures donc la section est partiellement comprimée (SPC)

2) Calcul en flexion simple :

- **Calcul du moment fictif:**

$M_f = N_u \times a$ avec $a = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$M_f = 2,3 \times \left[0,39 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,03\right)\right]$

$M_f = 0,943KN.m$

- **Calcul des armatures fictives:**

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0,943 \times 10^3}{100 \times 57.5^2 \times 14,2} = 0,0002 < \mu = 0,392$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires

$\mu = 0,0002 \longrightarrow \beta = 1$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

A.N :

$$A_f = \frac{0,943 \times 10^2}{1 \times 57.5 \times 34.8} = 0,047cm^2$$

3) Calcul en flexion composée :

- **Calcul des armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

A.N : $A = 0,047 - \frac{2,3\times10}{348\times10^2} = 0.0463\ cm^2/ml$

On opte pour : 4HA8/ml soit $A_r = 2,01cm^2$

Avec un espacement : St = 25cm.

- **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4}$$

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,503cm^2$$

On opte pour : 4HA8 soit $A_r = 2,01cm^2$

Ces armatures sont réparties sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : $S_t = 15cm$.

C) Vérification à l'ELU:

1) **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art-4.2, 2)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad \text{avec :} \qquad e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35m$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 57.5 \times \frac{2,1}{400} = 0,96cm^2$$

On a $A = 2,01cm^2 > A_{min} = 0,96cm^2$ ⟶ **condition vérifiée.**

2) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.2)

$$\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2,5MPa; 4MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{1,5\times10^3}{1000\times575} = 0,002MPa$$ Donc : $\tau_u = 0,002MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

3) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art 6.1, 3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum ui}$$

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1.5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1.0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

Ui : Périmètre utile de barre.

$\sum Ui$ = n$\emptyset\pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum Ui = 4 \times 3{,}14 \times 0{,}8 = 10{,}04$cm

$$\tau_{se} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{0{,}9 \times 575 \times 100{,}4} = 0{,}03\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$MPa

$\tau_{se} = 0{,}03\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\text{MPa}$ ⟶ **Condition vérifiée**.

4) Longueur de scellement droit :

$L_s = 40\varphi = 40 \times 8 = 32$cm ⟶ $L_s = 35$cm

5) Espacement des barres :

Armatures principales :

$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 30$cm ⟶ $S_t = 25$cm

Armatures de répartitions :

$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 30$cm ⟶ $S_t = 15$cm

D) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable.

Dans ce cas, on doit vérifier que :

- Les contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$.
- Les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

1) Vérification des contraintes dans l'acier :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, \max\left\{0{,}5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}\right\}$$

Avec :

η = 1,6pour les barres à haute adhérence (HA).

η = 1 pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400, \max\left\{0{,}5 \times 400, 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\}\right\} MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = min\{266{,}66;\ 201{,}63\} MPa$$

$\bar{\sigma}_{st} = 201{,}63$MPa

On a :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}; \quad \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{100\ A}{bd}$$

$\rho = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 8} = 0{,}251 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}920 \longrightarrow K_1 = 47{,}50$

$$\sigma_{st} = \frac{0{,}6 \times 10^6}{201 \times 0{,}920 \times 57.5} = 56.43 MPa$$

On a :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

2) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ \times 25 = 15 MPa$

On a aussi :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{40,56}{47,50} = 0,85\text{MPa}$$

On a : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ ⟶ **Condition vérifiée**

E) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable .Dans ce cas, on doit vérifier que :

- Les contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$.
- Les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

1) Vérification des contraintes dans l'acier :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, \max\left\{0,5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}\right\}$$

Avec :

η = 1,6pour les barres à haute adhérence (HA).

η = 1 pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400, \max\left\{0,5 \times 400, 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right\}\right\} MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = min\{266,66;\ 201,63\}MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa}$$

On a :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}; \quad \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{100\,A}{bd}$$

$$\rho = \frac{100\ \times 2{,}51}{100 \times 57.5} = 0{,}314$$

$\longrightarrow$ β_1= 0,912 $\longrightarrow$ K_1 = 41,82

$$\sigma_{st} = \frac{0{,}6 \times 10^6}{251 \times 0{,}912 \times 57.5} = 45.58MPa$$

On a :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

2) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times\ f_{c28}$$

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

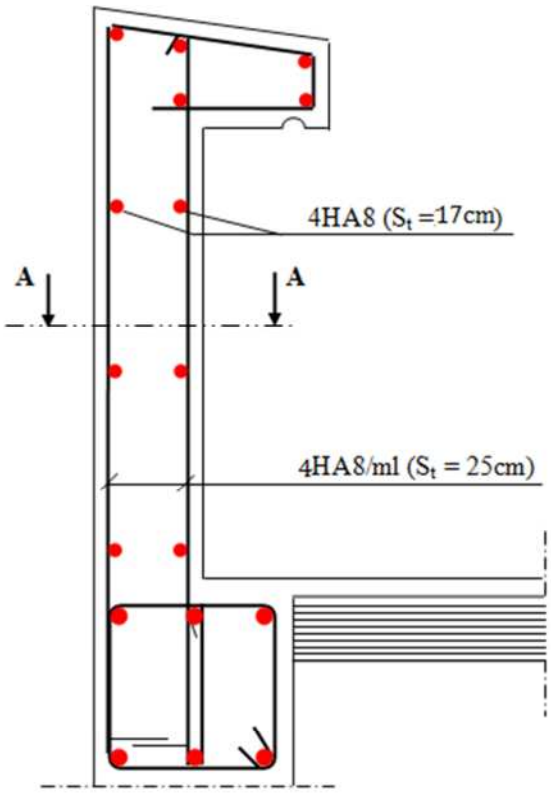
On a aussi :

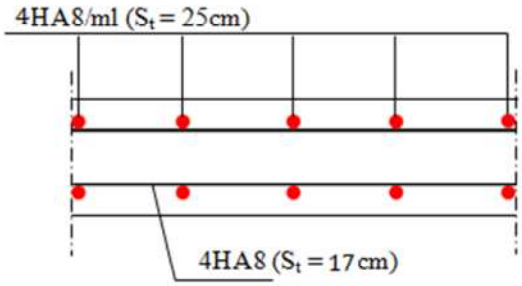
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{31{,}76}{41{,}82} = 0{,}78\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

F) Schéma de ferraillage :





Coupe A-A

III-3) Etude des balcons

Le balcon se calcul comme une console encastrée dans le plancher, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre **G**, au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation **Q**.

Notre bâtiment est constitué de un balcon en dalle pleine coulée sur place.

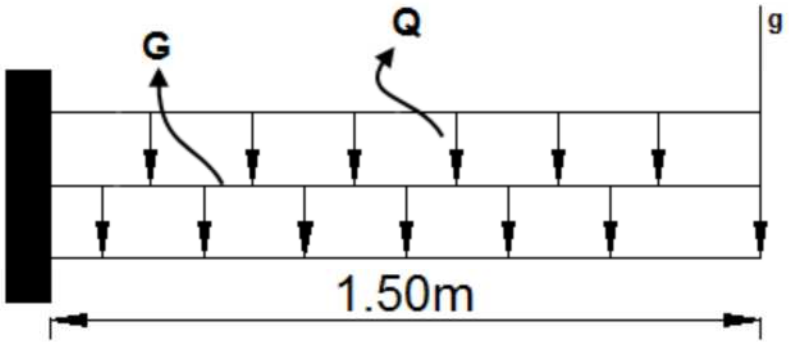


Figure 01 : Schéma statique du balcon.

G : poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation.

g : poids propre de garde-corps (charge verticale concentrée).

A) Dimensionnement :

Pour les dalles pleines reposant sur seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$\mathbf{e_p} = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 10$ cm $\longrightarrow$ $\mathbf{e_p} = 15$ cm

B) Détermination des charges et surcharges de la console :

1) Les charges permanentes :

Les charges permanentes uniformes :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher en dalle pleine	15	/	3,75
Totale			**4,91**

Tableau 01 :charges permanentes uniformes.

Les charges permanentes concentrées :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Enduit au mortier de liant hydraulique	2	18	0,36
Garde-corps en brique creuse	10	9	0,9
Totale			**1,26**

Tableau 02 : charge permanente concentré de la console.

2) Les surcharges d'exploitation :

Selon le DTR la surcharge d'exploitation du balcon : **Q = 3,5 KN/m^2**

Combinaison de charge :

- **A l'état limite ultime ELU : 1,35G + 1,5Q**

  La dalle : q_u = (1,35 × 4,91 + 1,5 × 3,5) × 1 = **11,87 KN/ml**

  Le garde-corps : g_u = (1,35 × 1,26) × 1 = **1,70 KN/ml**

- **A l'état limite de service ELS : G + Q**

  La dalle : q_s = (4,91 + 3,5) × 1 = **8,41 KN/ml**

  Le garde-corps : g_s = 1,26 × 1 = **1,26 KN/ml**

Calcul des moments fléchissant :

- **A l'état limite ultime ELU :**

$$M_u = \frac{q_u\, l^2}{2} + g_u l = \frac{11{,}87 \times 1{,}5^2}{2} + 1{,}70 \times 1{,}5 = \mathbf{15{,}90\ KN\ m}$$

- **A l'état limite de service ELS :**

$$M_s = \frac{q_s\, l^2}{2} + g_s l = \frac{8{,}41 \times 1{,}5^2}{2} + 1{,}26 \times 1{,}5 = \mathbf{11{,}35\ KN\ m}$$

C) Ferraillage à L'ELU:

La console se calcul en flexion simple avec une bonde de **1m** de largeur.

1) Armature principal :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{15{,}90 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14{,}2} = \mathbf{0{,}072} < \mu_{id} = \mathbf{0{,}392}$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_u = 0{,}072 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}963$

$A_u = \frac{M_u}{\beta\, d\, \sigma st} = \frac{15{,}90 \times 10^3}{0{,}963 \times 12{,}5 \times 348} = 3{,}79\ cm^2$

On opte pour une section d'armature **5HA10** ⟶ **A_{Ap} = 3,92 cm²**, avec un espacement de **S_t = 20 cm**

2) Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{3{,}92}{4} = 0{,}98\ cm^2$

On opte pour une section d'armature **4HA8 = 1,50 cm²**, avec un espacement de **S_t= 25cm**

D) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 révisé 99).

Le ferraillage de la console doit satisfaire la **C.N.F : $A_{s\,t} \geq A_{st}^{min}$**

- **Calcul de la section minimale.**

$A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e}$ **avec f_{t28} = 0,6+ 0,06 × f_{c28} = 2,1 Mpa**

$A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23 \times 100 \times 12{,}5 \times 2{,}1}{400}$ **=1,51 cm²**

A_{adopte} = 3,92 cm² > **A_{st}^{min}** = 1,50 cm² …….. …….. **Condition vérifiée.**

2) Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 modifier 99 A.9.4.5.33)

- **Armatures principale : $S_t \leq$ min (3h ; 33 cm) = 33 cm**

$S_{t\ adopter}$ = 20 cm < S_t = 33 cm …….. **Condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition : $S_t \leq$ min (4h ; 45 cm) = 45cm**

$S_{t\ adopter}$= 33 cm < S_t = 45 cm …….....**Condition vérifiée.**

Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifier 99) :

$\tau u = \frac{T_u}{b\ d} < \overline{\tau u}$ avec : **T_u** = $q_u \times l \times g_u$ = 11,87 × 1,5 +1,70 = **19,50 KN**

$\overline{\tau u} = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma^b};\ 4\ \text{Mpa}\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5};\ 4\ \text{Mpa}\right)$

$\overline{\tau u} = \min(2{,}5\ \text{Mpa};\ 4\ \text{Mpa}) = 2{,}5\ \text{Mpa}$

$\tau u = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{19{,}50 \times 10^3}{100 \times 125} = 0{,}15\ \text{Mpa}$

$\tau u = 0{,}15 < \overline{\tau u} = 2{,}5$ Mpa …….. ……**Condition vérifiée.**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3) Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 révisé 99) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 15 \times 2{,}1 = 3{,}15$ Mpa , $\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\, d \sum U_i}$

$\Psi s = 1{,}5$: coefficient scellement HA

$\Sigma\, Ui$: somme des périmètres utiles des barres.

$\Sigma\, Ui = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 1 = 15{,}7$ cm

$\tau_{se} = \frac{19{,}50 \times 10^3}{0{,}9 \times 125 \times 157} = \mathbf{1{,}10\ Mpa}$

$\tau_{se} = 1{,}10$ Mpa $< \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15$ Mpa …….. Condition vérifiée.

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

E) Influence de l'effort tranchant :

1) Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifier 99) :

$A \geq (T_u + \frac{M_u}{0{,}9\, d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$ ⟶ $A = (19{,}50 - \frac{15{,}90}{0{,}9 \times 0{,}125}) \frac{1{,}15}{40} \geq 3{,}50$ cm^2

$A_u = 3{,}92$ cm^2 > A = 3,50 cm^2 …… Condition vérifiée.

2) Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifier 99) :

On se doit de vérifié la relation :

$\frac{2 \times T_u}{0{,}9\, b\, d} \leq \frac{0{,}8\, f_{c28}}{\gamma b}$ ⟶ $T_u \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}9}{2} \times \frac{f_{c28}\, b\, d}{\gamma b} \leq 0{,}36 \times \frac{f_{c28}\, b\, d}{\gamma b}$

$0{,}36 \times \frac{f_{c28}\, b\, d}{\gamma b} = 0{,}36 \times \frac{25 \times 100 \times 12{,}5}{1{,}5} \times 10^{-1} =$ **750 KN**

$T_u = 19{,}50$ KN < 750 KN ……..**Condition vérifiée.**

3) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99) :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\, \tau su}$

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \Psi^2 \times f_{t28} =$ **2,835 Mpa**

$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2{,}835} =$ **35,27 cm** On prend **L_s = 30 cm**

La langueur mesurée hors crochets est au moins égale **0,4L$_s$** pour les aciers **HA**

L$_{ad}$ = 0,4 L$_s$ × 35,27 = **14,10 cm**, on prend : **L = 15 cm**

F) Vérification à l'ELS :

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des fissurations préjudiciables ***n* = 1,6**

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma st}$ Les contraintes dans les aciers,

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma bc}$ Les contraintes dans le béton.

1) Les contraintes dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma st}$

$$\overline{\sigma st} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e\,,\ \text{Max}\left(\frac{1}{2} fe\,;\ 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right]$$

$$\overline{\sigma st} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}\,400,\ \text{Max}\left(\frac{1}{2}\,400\,;\ 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right)\right]$$

$\overline{\sigma st}$ = min (266,66 ; max (200 ; 201,63) = **201,63 Mpa**.

$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_u\, B_1\, d}$ avec : A$_u$ = 3,92 cm^2 ; M$_s$ = **11,35 KN m ; d = 12,5 cm**

$\rho = \frac{100 \times A_u}{b\, d} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 12{,}5} = 0{,}314 \longrightarrow$ [K$_1$ = 41,964 ; B$_1$ = 0,9122] par interpolation à l'ELS

$$\sigma_{st} = \frac{11{,}35 \times 10^3}{3{,}92 \times 0{,}9122 \times 12{,}5} = 253{,}93 \text{ Mpa}$$

σ_{st} = 253,93 Mpa > $\overline{\sigma_{st}}$ = 201,63 Mpa …… **la condition n'est pas vérifiée**

On doit passer au calcul des armatures à l'état limite de service.

G) Ferraillage à L'ELS:

1) Armature principale :

$$\mu 1 = \frac{M_S}{b\, d^2\, \sigma st} = \frac{11{,}35 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 201{,}63} = 0{,}0036 < \mu_{id} = \mathbf{0{,}392}$$

Donc la section est simplement armée **(S.S.A)**

$\mu 1$ = 0,0036 $\xrightarrow{\text{tableau}}$ B_1 = 0,9028, par interpolation.

$$A_s = \frac{M_s}{B_1\, d\, \sigma st} = \frac{11{,}35 \times 10^3}{0{,}9028 \times 12{,}5 \times 201{,}63} = 4{,}99 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $\longrightarrow$ **A$_{ap}$ = 5,65 cm ,** avec un espacement de S$_t$ =20cm

2) Armature de répartition :

$\mathbf{A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412\ cm^2}$

On opte pour une section d'armature **3HA8** ⟶ $\mathbf{A_{rAp} = 1,50\ cm^2}$**,** avec un espacement de $\mathbf{S_t = 33cm}$**.**

$\boldsymbol{\rho 1} = \frac{100 \times A_S}{b\ d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12,5} = 0,45$ ⟶ (tableau à l'ELS) $B_1 = 0,898$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_s}{B_1\ d\ A_S} = \frac{11,35 \times 10^3}{0,898 \times 5,65 \times 12,5} = 178,96$ Mpa.

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = 178,96$ Mpa $\leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}} = 201,63$ Mpa …….. ……**Condition vérifiée.**

3) Les contraintes dans le béton: $\boldsymbol{\sigma}$bc $\leq \boldsymbol{\sigma}$bc

$\overline{\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ Mpa

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}} = K \times \boldsymbol{\sigma_{st}}$ avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,964} = 0,024$

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}} = 0,024 \times 178,96 = 4,29$ Mpa

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}} = 4,29$ Mpa $< \overline{\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}}} = 15$ Mpa ……. …….**Condition est vérifiée.**

4) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ ……. a} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ ……..b} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ …….c} \end{cases}$$

$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,062$ …… ……..**Condition vérifiée.**

$\frac{A}{bd} = \frac{3,92}{100 \times 12,5} = 0,00313 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105$……**Condition vérifiée.**

$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{15,9}{10 \times 15,9} = 0,1$ ……**Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiée les armatures calculées sont :

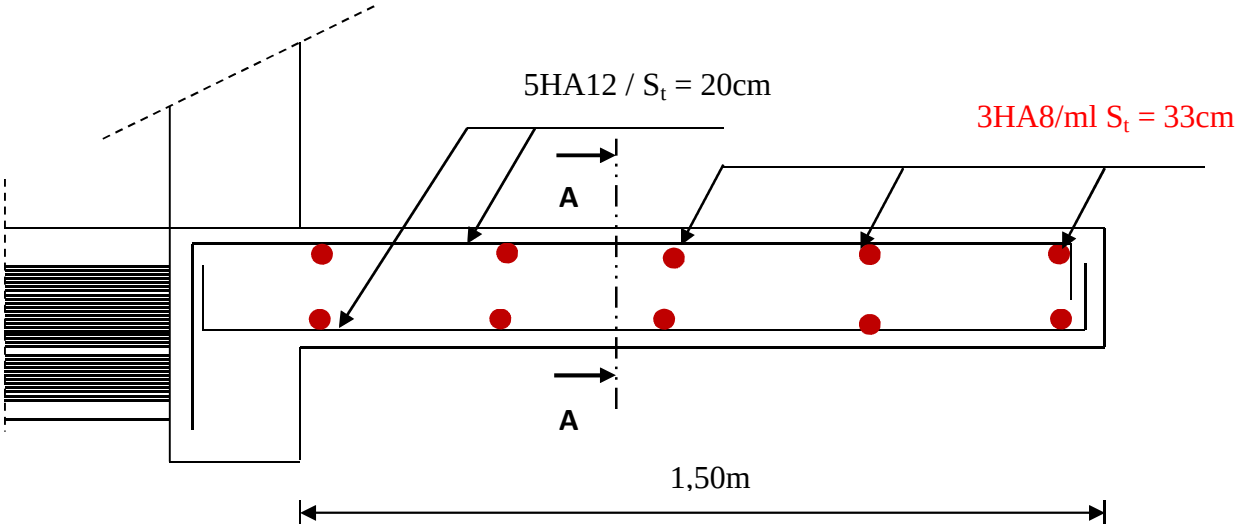
- **Armatures principales :**

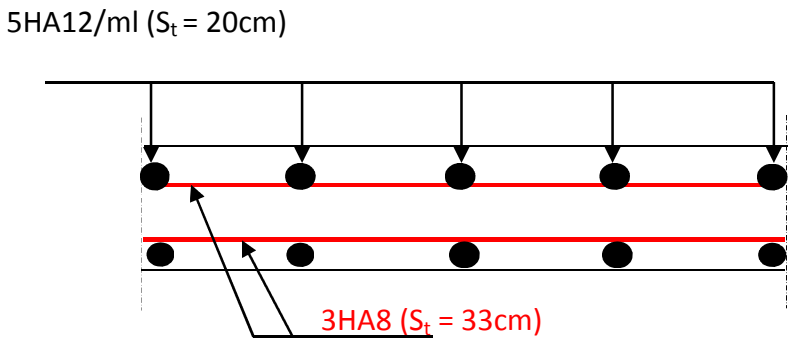
  5HA12 Espacement $\mathbf{S_t = 20\ cm}$

- **Armatures de répartition :**

  3HA8 Espacement $\mathbf{S_t = 33\ cm}$

H) Plan du Ferraillage





Coupe A-A

III-4) Les escaliers :

A) Introduction :

Ce sous chapitre défini les différents étapes de calcul d'un escalier qui sont :
- pré dimensionnement
- Calcul des efforts internes
- Le ferraillage a l'ELU
- Les vérifications à l'ELS et l'ELU

B) Terminologie :

L'escalier est calculé à la flexion simple et n'était pas exposé aux intempéries les fissurations Sont considérées peu nuisibles.
Notre projet présente un escalier à 2 volées e 3trois volées et un palier intermédiaire

C) 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).

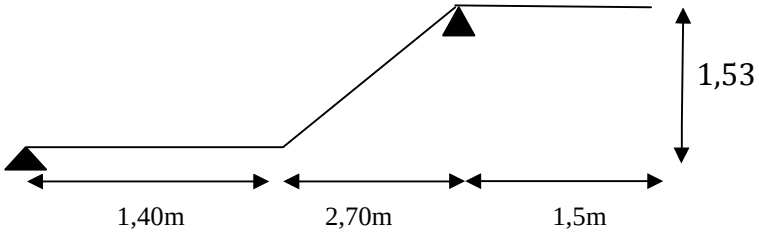


Figure 01 : schéma statique d'escalier

1) Calcul de n, h et g :

A partir de formule de **BLONDEL** On obtient :

- **La hauteur de la marche h :**

On a : 14 cm $\leq h \leq$ 18 cm : on prend h= 17 cm

- **Nombre des marches :**

$$\mathbf{n} = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = \mathbf{18} \text{ marches}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune Comporte 9 marches.

- **Le giron :**

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

2) Vérification de la relation de BLONDEL :

59 cm ≤ 2h+g ≤ 65 cm.
2h+g = 2× 17 + 30 = 64 cm
59 cm ≤ 2h+g = 64 cm ≤ 65 cm ⟶ la relation est vérifiée

3) Epaisseur de la paillasse et de palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier **(e_p)** est donnée par la relation : $\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$
Avec :
L : longueur réelle de la paillasse et du palier : $L = L_1 + L_2$
L_1 : longueur de la paillasse projetée.
L_2 : longueur du palier.

tang a = 17/ 30 = 0,655 ⟶ $a = 29{,}54^0$

$L_1 = \frac{240}{cosa} = 276$ cm $L_2 = 175$ cm $L_3 = 170$ cm

L= + 276 + 170 = cm

D'où $\frac{446}{30} \leq ep \leq \frac{446}{20}$ ⟶ $14{,}86 \leq ep \leq 22{,}30$ cm

On prend : ep = 20 cm

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier

D) Détermination des charges et surcharges :

Les calculs sont menés en considérant une bande de un mètre de la paillasse. Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on peut admettre que leur Poids est uniformément réparti sur la paillasse

1) Les charges permanentes :

Palier :

X	Elément	Poids volumique (KN /m^3)	épaisseur	Charge (KN/m^2)
01	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Lit de sable	18	0,03	0,54
04	Palier	25	0,18	4,50
05	Enduit de ciment	22	0,015	0, 33
			TOTAL	6,21

Tableau 01 : Charge et surcharge revenant au palier

La volée :

x	Elément	Poids volumique (KN /m^3)	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m^2)
01	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Lit de sable	18	0,03	0,54
04	Marches	25	0,17 /2	2,125
05	Paillasse	25	0,18	4,50
06	Enduit ciment	22	0,015	0, 33
			TOTAL	8,335

Tableau 02 : Charge et surcharge revenant au volé

2) Charges d'exploitation :

Selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service Q = 2.5 KN / m^2

3) Combinaison des charges :

ELU : qu = 1.35 G+ 1.5Q

Le palier : $q_{u1\ (vol\ 1)}$ = (1.35 x 6.21+ 1.5x 2.5) = 12.13KN / m.

La volée : q_{u2} = (1.35 x 8.335 + 1.5x 2.5) = 15.00 KN / m.

ELS : q_s = G + Q

La volée 1 : q_{s1} = (8.335+ 2.5) = 10.84 KN / m

Le palier : q_{s3} = (6.21 + 2.5) = 8.71KN /m

E) Calculs les moments et les efforts tranchant à l'ELU :

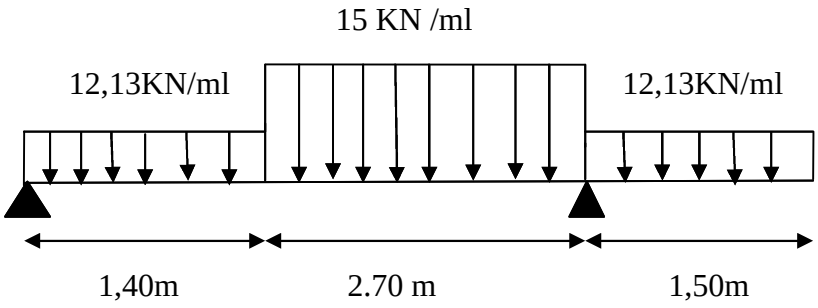


Figure 02 : schéma isostatique d'escalier

1) Réaction d'appui :

$\sum F\,y = 0 \longrightarrow R_1 + R_2 = 1{,}4 \text{ X } 12{,}13 + 15 \text{ X } 2{,}70 + 12{,}13 \text{ x } 1{,}5 + 1{,}75 = 77{,}27$ KN

$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 12{,}13 \text{ x } \frac{1{,}4^2}{2} + 15 \text{ x } 2{,}7 \text{ x } 2{,}75 + 12{,}13 \text{x } 1{,}5 \text{ x } 4{,}85 - R_B \text{ x } 4{,}1 + 1{,}75 \text{ x } 5{,}6$

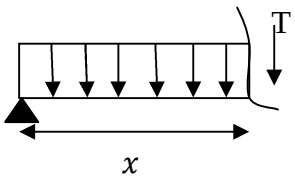
$R_B \text{ x } 4{,}1 = 17{,}53 + 117{,}45 + 105{,}61 + 10{,}28 \longrightarrow R_B = \frac{221{,}31}{4{,}1} = 53{,}98$KN

Donc :

$R_A = 77{,}27 - 53{,}98 = 23{,}29$ KN

2) Calcul des efforts tranchants et moment fléchissent :

T(X)= - $R_A + q_1 .x = -23{,}29 + 12{,}13x$



Donc : pour $x = 0 \longrightarrow$ **T(x) =** -23 ,29 KN

Pour x= 1,40 m $\longrightarrow$ **T(x)= -** 6,31 KN

M(x) = - $12{,}13 \times \frac{x^2}{2} + R_A \,.\, x$

Pour x=0 $\longrightarrow$ M(0) = 0 KN .m

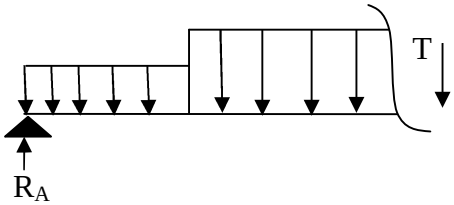
Pour x =1,40 $\longrightarrow$ M(1,40) = - 11,88 + 32,60 = 20 ,72 KN.m

2eme tronçon **1,40 $\leq x \leq$ 4,10**

$T(x) + R_A - 12{,}13 \times 1{,}40 - 15 \times (x - 1{,}40) = T(x) + R_A - 16{,}98 - 15X + 21 = T(x) + R_A + 4{,}02 - 15x$

$T(x) = - R_A - 4{,}02 + 15x$

$$\begin{cases} T(1{,}40) = -23{,}29 - 4{,}02 + 15x = -6{,}31 \text{ KN} \\ T(4{,}10) = -23{,}29 - 4{,}02 + 61{,}5 = 34{,}19 \text{ KN} \end{cases}$$



$M(x) = R_A \times X - 15 \times (x - 1{,}40)^2/2 - 12{,}13 \times 1{,}4 \times (x - 1{,}4/2) = 23{,}29X - 7{,}5x^2 - 14{,}70 + 21\,x - 16{,}98X + 11{,}89$

$$\begin{cases} M(1{,}40) = 21{,}66 \text{ KN.m} \\ M(4{,}10) = -16{,}90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

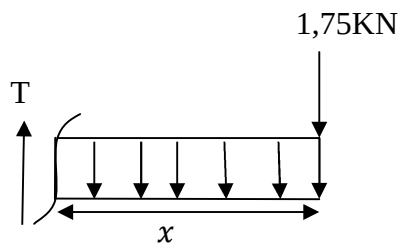
3eme tronçon $0 \leq x \leq 1{,}50$

$-T(x) - 12{,}13X - 1{,}75 = 0 \longrightarrow T(x) = -12{,}13x - 1{,}75$

$$\begin{cases} T(0) = -1{,}75 \text{ KN} \\ T(1{,}5) = -19{,}95 \text{ KN} \end{cases}$$

$M(x) + 12{,}13 \times \frac{x^2}{2} + 1{,}75\,x \longrightarrow M(x) = -12{,}13\frac{x^2}{2} - 1{,}75\,x$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1{,}75) = -16{,}27 \text{ KN.m} \end{cases}$$



3) Calcul le moment Max :

2eme tronçon :

$T(x) = -R_A - 4{,}02 + 15x \longrightarrow -23{,}29 - 4{,}02 + 15x = 0$

$x = 1{,}82$m

$M(1{,}82) = R_A \times 1{,}82 - 15\times(1{,}82-1{,}40)^2/2 - 12{,}13\times1{,}4\times(1{,}82-1{,}4/2) = 23{,}43$ KN.m

$M_{max} = 23{,}43$ KN.m

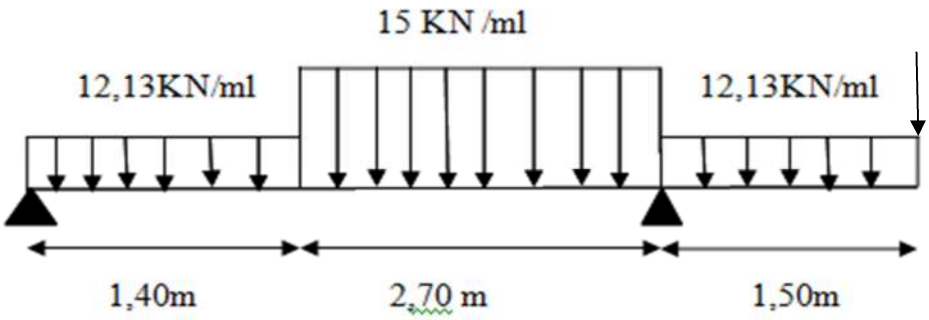
4) Moment corrigé :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_{Zmax} par coefficient de correction on obtient ainsi :

$M_{az} = -0{,}3x\ 23{,}43 = 7{,}03$ KN .m

$M_t = 0{,}85 \text{ x } 23{,}43 = 19{,}92$ KN .m

Diagramme des efforts internes :



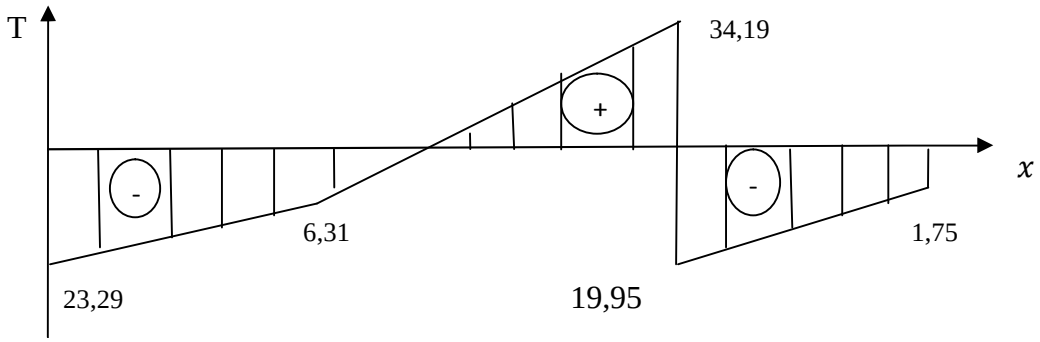


Diagramme des efforts tranchants

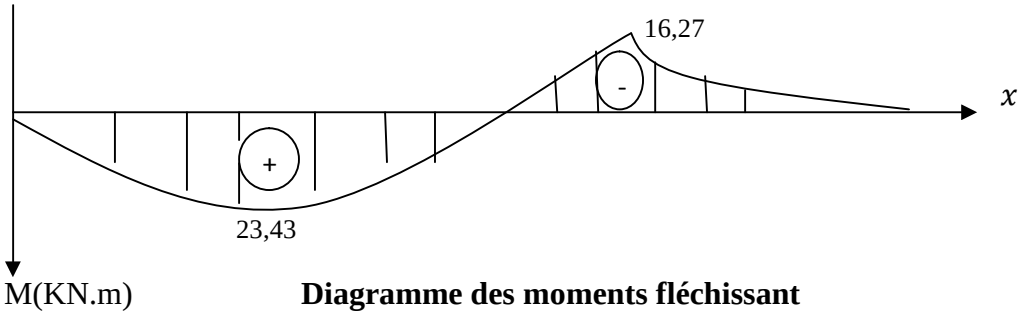


Diagramme des moments fléchissant

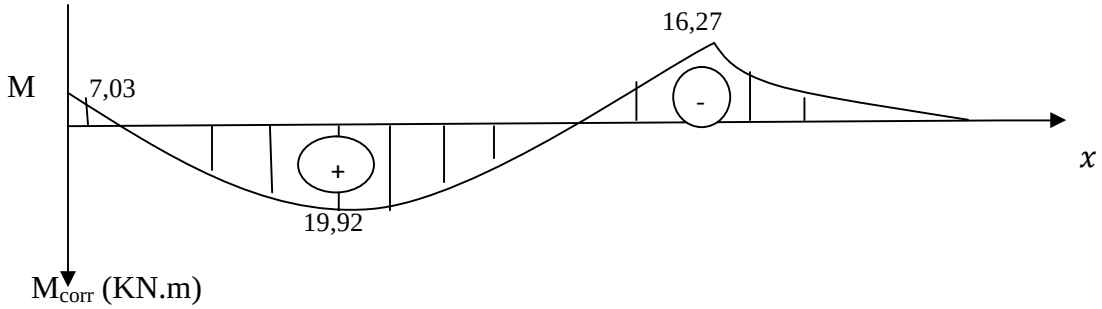
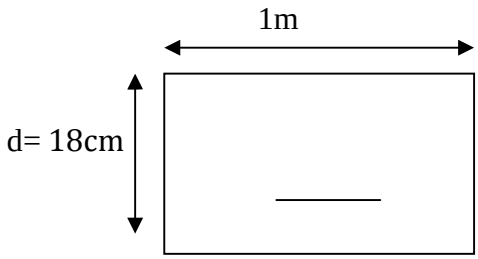


Diagramme des moments fléchissant corrigée

F) Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur



1) Armature en travée :

$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{19{,}92\times10^3}{100\times14{,}2\times16^2} = 0{,}0548$

16cm

$\mu = 0.0548 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ **SSA**

$\mu = 0.0548 \rightarrow \beta = 0.972$

$A_t = \frac{M_{u\,app}}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{19{,}92\times10^3}{0{,}972\times16\times348} = \frac{19920}{5412{,}09} = 3{,}68\ cm^2$

Soit A_T = 4HA 12 = 4,52 cm² avec un espacement de 25cm

2) Armature aux appuis

$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{16{,}27\times10^3}{100\times14{,}2\times16^2} = 0{,}0447$

$\mu = 0.0447 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ **SSA**

$A_{app} = \frac{M_{u\,app}}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{16{,}27\times10^3}{0{,}978\times16\times348} = \frac{16270}{5445{,}50} = 2{,}98\ cm^2$

Soit A_{app} = 4HA 10 = 3,14 cm² Avec un espacement de 25 cm

3) Armature de répartition

En travée :

$A_r = \frac{At}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13\ cm^2$

Soit A= 4HA 10 Avec un espacement de 20 cm

Aux appuis :

$A_r = \frac{At}{4} = \frac{3{,}14}{4} = 0{,}79\ cm^2$

Soit A= 4HA 10 Avec un espacement de 20 cm

G) Vérification a l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

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

$A_{min} = 0{,}23\times100\times16\times\frac{2{,}1}{400} = 1{,}93\ cm^2$

En travée : $A_t = 4,52 \geq 1,93$ ……**condition vérifiée**

Aux appuis $A_{ap} = 3,14 \geq 1,93$ ……**condition vérifiée**

2) Vérification de la contrainte tangentielle ……. (BAEL91 /modifié99 Article :5.2.2)

$$\boldsymbol{\tau u} = \frac{T_u}{b \times d} \leq \boldsymbol{\tau\ u} = \frac{0.44}{\gamma_b} fc28^{1/2}$$

Avec **Tu** : l'effort tranchant maximal

$$Tu = 34,19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{34,19 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{044}{1,5} 25^{1/2} = 1,46 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.214 \text{ MPa} < \tau_u = 1.46 \text{ MPa}$ …… **Condition vérifié**

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3) Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91modifiée99 Art A5.1.313) :

$$\boldsymbol{\sigma bc} = \frac{2Tu}{b \times a} \leq \frac{1}{\gamma b} \mathbf{0.8 \times 3.4}\ fc28^{2/3}$$

$$\boldsymbol{\sigma bc} = 2\ \frac{34,19 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 160} = 0,474 \text{ MPA}$$

$$\frac{1}{1,5} \times 0,8 \text{ x } 3,4 \text{ x } 25^{2/3} = 25,5 \text{ MPA}$$

$0,474 \leq 25,5$ MPA …….. **Condition vérifié**

4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$A_{pp} \geq \frac{1,15\ (T + \frac{Ma}{0,9\ d})}{f_e}$$

$$\frac{1,15\ (T + \frac{Ma}{0,9\ d}}{f_e} = \frac{1,15(34,19 \times 10^3 + \frac{-16,27 \times 10^3}{0,9 \times 0,16})}{400} = -\ 222,53 \text{ mm}^2$$

$3,92 > -0,2225$ ……**Condition vérifié**

5) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (BAEL 91/99 Article 6.3.1)

$\tau_{se} \leq \boldsymbol{\tau_{se} = \Psi f_{t28}}$

$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \Sigma\mu}$

$\Sigma\mu = n\phi\pi = 5 \times 12 \times 3.14 = 188.4$ mm

$\tau_{se} = \frac{34,19 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,26$ MPA

$\tau_{se} = 1.26$ MPA $< \tau_{se} = 3.15$ MPA ..... Vérifiée

6) Espacement des barres :

- **Armatures principales :**

Aux appuis $S_t = 25$ cm

En travée $S_t = 25$ cm

$S_t <$ min (3h ; 33) = 33cm Condition vérifié

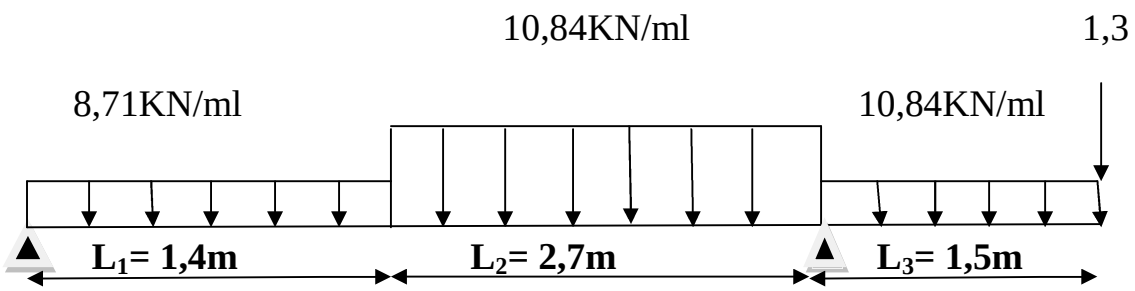
- **Armature de répartition** :

Aux appuis $S_t = 20$ cm

En travée $S_t = 20$ cm

$S_t <$ min (4 h ; 45) = 45 cm Condition vérifié

H) Calcul à L'ELS :



1) Réaction d'appuis :

$R_A + R_B = q_p \times L_1 + q_V \times L_2 + q_V \times L_3 - 1,3 = 8,71 \times 1,4 + 10,84 \times 2,7 + 8,71 \times 1,5 + 1,3 = 55,83$ KN

$\sum M_A = 0 \longrightarrow 8,71 \times \frac{L_1^2}{2} + 10,84 \times L_2 \times (L_1 + \frac{L_2}{2}) + 8,71 \times L_3 \times (L_1 + L_2 + \frac{L_3}{2}) + 1,3 \times (L_1 + L_2 + L_3) - R_B \times (L_1 + L_2)$

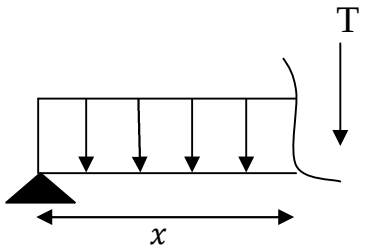
$R_B \times 4,1 = 159,6$ KN $\longrightarrow R_B = \frac{159,6}{4,1} = 38,93$ KN

R_A= 55,83 – 38,93 = 16,9 KN

2) Calcul les efforts et les moments Fléchissant :

-1ere tronçon $0 \leq x \leq 1{,}4$ m

$\sum T = 0$



$T - q_V . x + R_A \Rightarrow T = q_V . x - R_A$

$T = 8{,}71x - 16{,}9$

$\begin{cases} T(0) = -16{,}9 \text{ KN} \\ T(1{,}4) = -4{,}70 \text{ KN} \end{cases}$

$M_Z + q_V \frac{x^2}{2} - R_A . x = 0$

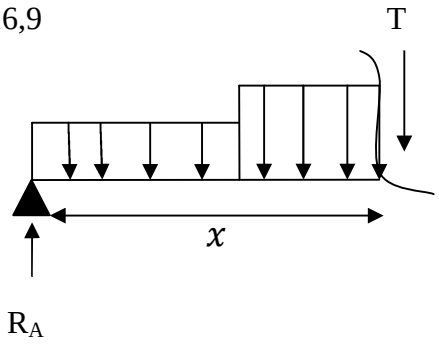
$M_Z = R_A . X - q_p . \frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1{,}4) = 15{,}12 \text{ KN . m} \end{cases}$

2eme tronçon $1{,}4\text{m} \leq x \leq 4{,}1\text{m}$

$T - q_p \times L_1 - q_V \times (x - 1{,}4) + R_A$

$T = q_p \times L_1 + q_V \times (x - 1{,}4) - R_A = 8{,}71 \times 1{,}4 + 10{,}84(X - 1{,}4) - 16{,}9$



$\begin{cases} T(1{,}4) = -4{,}70\text{KN} \\ T(4{,}1) = 24{,}56 \text{ KN} \end{cases}$

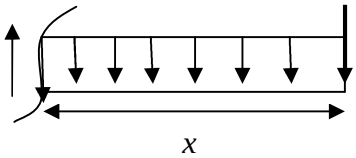
$M_Z + q_p . L_1 (x - \frac{1{,}4}{2}) + q_v . (x - 1{,}4)^2/2 - R_A . x$

$M_Z = - q_p . L_1 (- x \frac{1{,}4}{2}) - q_v . (-1\ x{,}4)^2/2 + R_A . x$

$\begin{cases} M(1{,}4) = 15{,}12 \text{ KN.m} \\ M(4{,}1) = -11{,}75 \text{ KN.m} \end{cases}$

3eme tronçon $0 \leq x \leq 1{,}5$m

$-T - q_p . x - 1{,}3 = 0 \longrightarrow T = - q_p . x - 1{,}3$



$\begin{cases} T(0) = -1{,}3 \text{ KN} \\ T(1{,}5) = -17{,}56 \text{ KN} \end{cases}$

$M_Z + q_v .(\frac{x^2}{2}) + 1,3. x \longrightarrow M_Z = - q_v .(\frac{x^2}{2}) – 1,3. x$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = -11,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Calcul le moment Max :

8,71×1,4+ 10,84(X-1,4)-16,9 = 0

12,19 + 10,84X – 15,18- 16,9 = 0

10,84 x = 19,89 $\longrightarrow$ x = 1,83m

M(1,83) = 16,15 KN.m

Remarque :

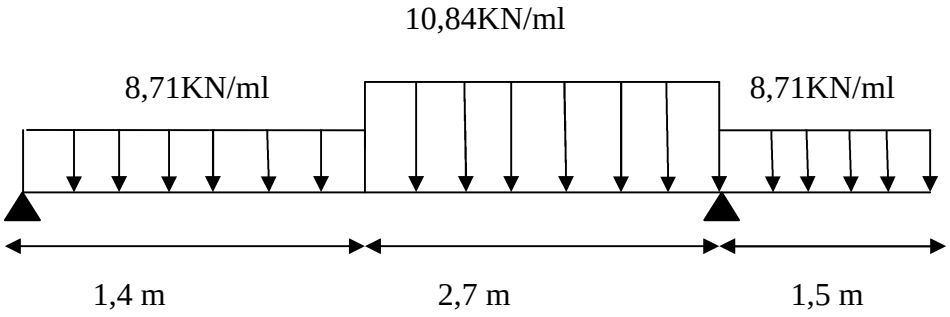
Pour tenir compte des encastrements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide Des coefficients réducteurs pour le moment :

Aux appuis A : $M_a = -0,3\ M_{max} = -0,3 \times 16,5 = - 4,95$ KN.m

En travée : $M_{tr} = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 16,5 = 14,06$ KN. m

Aux appuis B : $M_B = -11,75$KN.m

Diagramme des efforts internes a L'ELS :



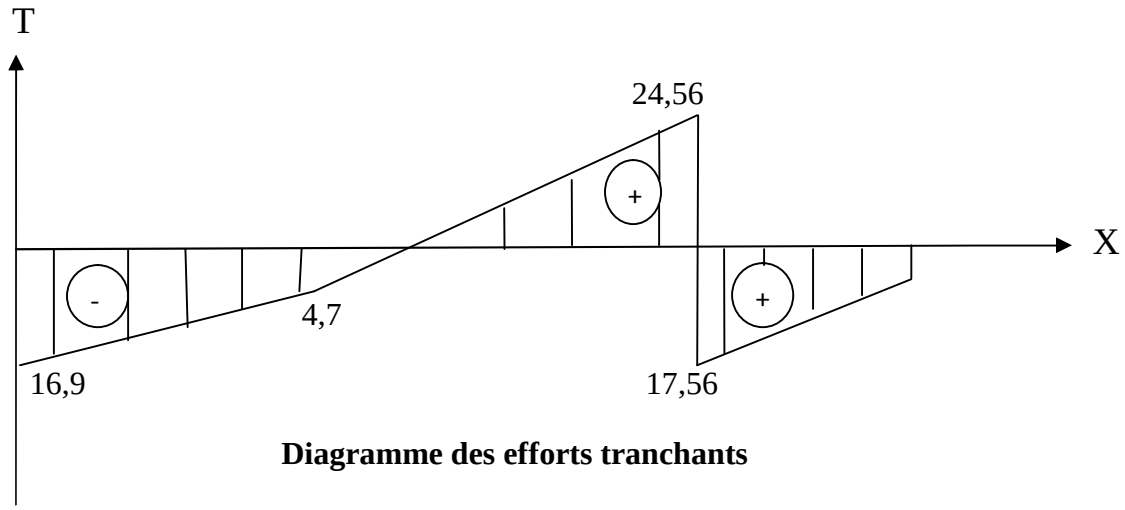


Diagramme des efforts tranchants

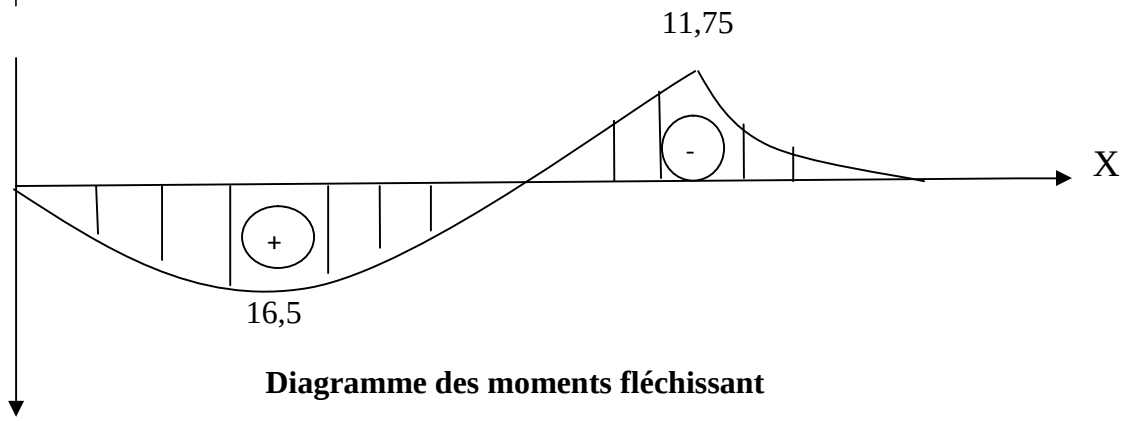


Diagramme des moments fléchissant

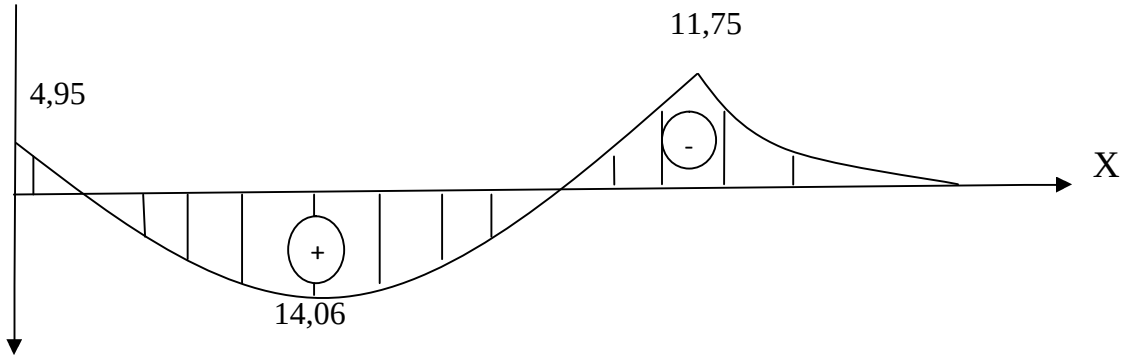


Diagramme des moments fléchissant corrigée

I) Vérification à L'ELS :

1) Calcul des armatures :

La fissuration étant peu nuisible donc :

$\bar{\sigma}_{bc}$ = 0,6 f_{c28} = 0,6 × 25 = 15 MPA

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

- **Détermination de K**

$\rho = \frac{100 \times A_a^{max}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16}$ = 0,283

$$\rho = 0,283 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,916 \\ K = 44,52 \end{cases}$$

$\sigma_s = \frac{M_s}{A \times d \times \beta_1} = \frac{14,06 \times 10^3}{0,916 \times 16 \times 4,52}$ = 212,24 MPA

$\sigma_{bc} = \frac{212,24}{44,52}$ = 4,77 MPA

σ_{bc}= 4,77 MPA< $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPA …… **condition vérifiée**

2) Vérification la flèche :

$\frac{h}{l} = \frac{18}{5,6}$ = 0,032 < $\frac{1}{16}$ = 0,0625 …… **condition non vérifiée**

La condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$f = \frac{q_s \times l^4}{E_v \times I} \times \frac{5}{384}$; $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec : q_s = 10,84 KN /ml

E_v : module de déformation différé

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818,86 MPa ; f_{c28} = 25 MPa

I ; moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité

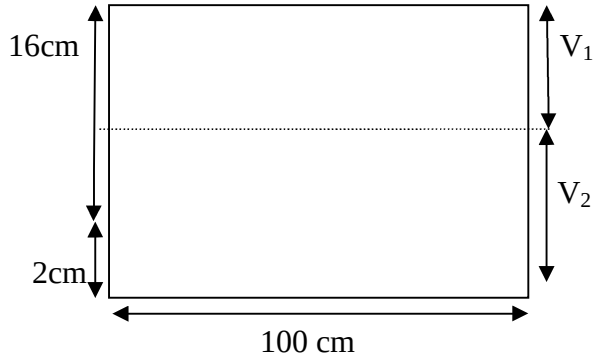
$I = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_t\,(v_2 - c_2)^2$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

S_{xx} : moment statique de la section homogène

$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + (15 \times 5{,}65 \times 18) = 17725{,}5\ cm^3$

B_0 : surface de la section homogène



$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 5{,}65 = 1884{,}75\ cm^2$

$V_1 = \frac{17725{,}5}{1884{,}75} = 9{,}40$ cm

Et $v_2 = 18 - 9{,}4 = 8{,}6$ cm

Donc le moment d'inertie est :

$I = \frac{100}{3} \times (9{,}4^3 + 8{,}6^3) + 15 \times 5{,}65 \times (8{,}6-2)^2 = 52579{,}71\ cm^4$

$f = \frac{5}{384} \times \frac{10{,}84 \times 10^3 \times 4{,}1^2}{10818{,}86 \times 10^6 \times 52579{,}71 \times 10^{-8}} = 0{,}41$ mm

$\bar{f} = \frac{4100}{500} = 8{,}2$ mm

Donc : $f = 0{,}41mm < \bar{f} = 8{,}2$ mm …… **condition vérifiée**

III-5) La poutre palière :

La poutre palière a ses deux extrémités dans les deux poteaux de section rectangulaire (bxh)

A) Pré-dimensionnement :

1) Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donné par :

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

Avec L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis L_{max} = 2,90 m

$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10}$ ⟶ $19{,}30 \leq h_t \leq 33$ cm

H_t = 25 cm ; on prend H_t= 30 cm

2) La largeur :

La largueur des poutres a donné par :

$0{,}4\ h_t \leq b \leq 0{,}7\ h_t$ ⟶ $10 \leq b \leq 17{,}5$ cm

Soit b = 15 cm ; on prend b = 20 cm

B) Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99/version2003)

$$\begin{cases} B \geq 20 \text{ cm} \Longrightarrow b = 25 \text{ cm} \\ H_t \geq 30 \text{ cm} \Longrightarrow h_t = 35 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \Longrightarrow \frac{30}{20} = 1{,}5 < 4 \end{cases} \longrightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

1) Détermination des charges et surcharge :

Poids propre de la poutre 0,35 x 0,25 x 25 = 2,19 KN/ml

Réaction du palier à L'ELU : R_B = 53,98 KN

Réaction du palier à L'ELS : R_B = 38,93 KN

Combinaison des charges à LELU :

$Q_u = (1{,}35\ G + \frac{R}{1ml})$

Q_u= 1,35 x 2,19++ $\frac{53,98}{1ml}$ = 56,93 KN/ml

2) Calcul des efforts internes à l'ELU :

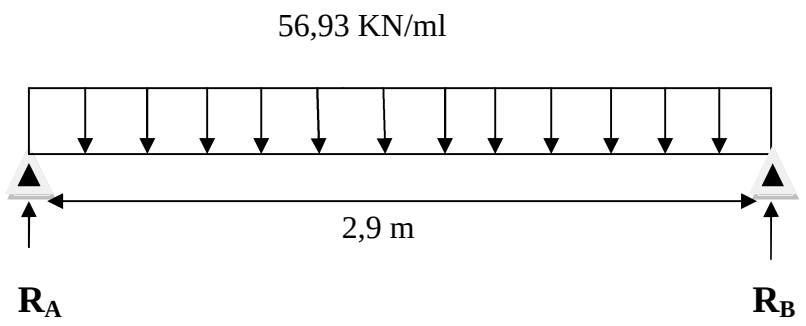


Fig. 01 : Schéma statique de calcul de la poutre palière

Moment isostatique :

$R_A = R_B$

$M_u = \frac{q.l^2}{8} = \frac{56,93 \times 2,9^2}{8}$ = 59,85 KN .m

Effort tranchant :

$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{56,93 \times 2,9}{2}$ = 82,54KN

On tenant compte l'effet de semi encastrement

M_{app} = 0,3 M_u = 0,3x 59,85 = 17,95 KN .m

M_t = 0,85 x 59,85 = 50,87 KN .m

3) Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

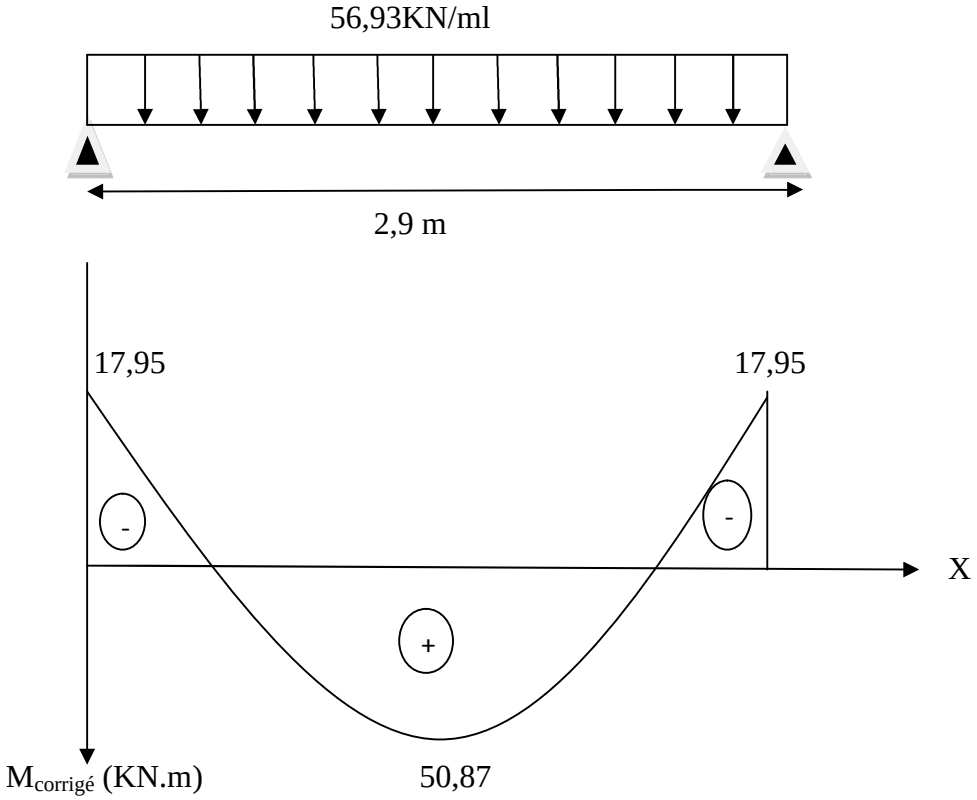


Diagramme des moments fléchissant corrigé

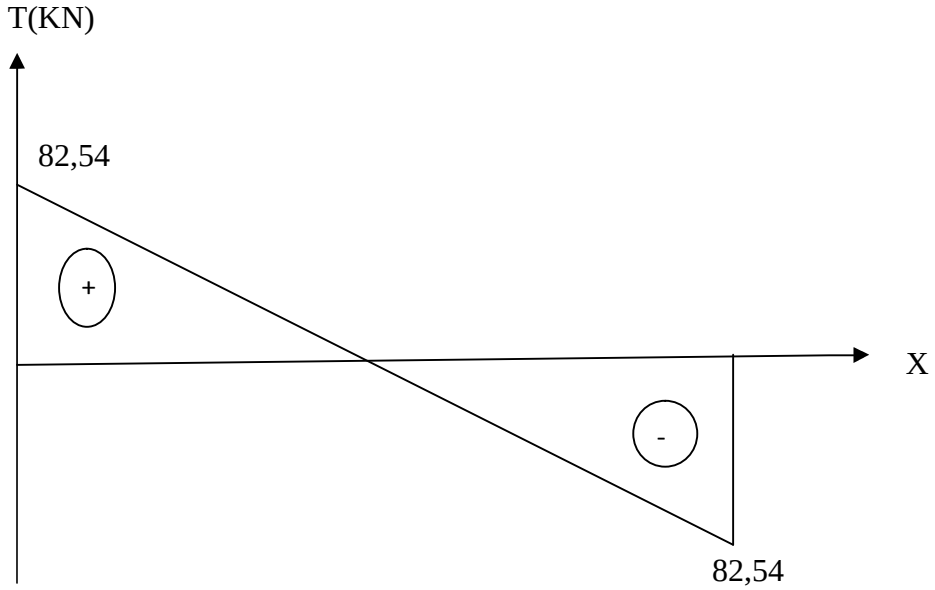


Diagramme des efforts tranchants

C) Ferraillage :

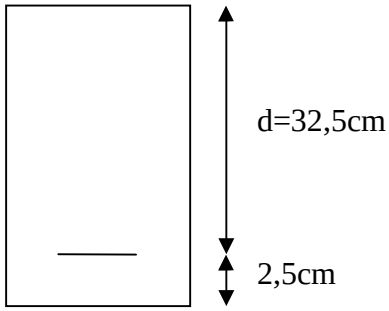
En travée :

$\mu = \frac{M_u}{f \times bd^2} = \frac{50{,}87 \times 10^3}{14{,}2 \times 30 \times 32{,}5^2} = \mathbf{0{,}112} < \mu_r = \mathbf{0{,}392}$

$\beta = 0{,}940$

Donc section SSA

b = 25 cm



Dimension de la poutre

$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50{,}87 \times 10^3}{0{,}940 \times 32{,}5 \times 348} = 4{,}27\ cm^2$

On prend : 3H14 = 4,62 cm^2

Aux appuis :

$\mu = \frac{M_u}{f \times bd^2} = \frac{17{,}95 \times 10^3}{14{,}2 \times 30 \times 32{,}5^2} = \mathbf{0{,}0398} < 0{,}392$

donc section **SSA**

$A_{app} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17{,}95 \times 10^3}{0{,}980 \times 32{,}5 \times 348} = 1{,}61\ cm^2$

On prend 3H12 =3,39 cm^2

1) Calcul des armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversale est donné par :

$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{H}{4} ; 12\emptyset ; 30cm\right) \longrightarrow \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{en zone courant} \end{cases}$$

Avec :

$\emptyset$: est le petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les périmètres armatures transversales doivent être disposées à 7cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

$S_t \leq \min(7{,}5 ; 14{,}4 ; 30\ cm) \longrightarrow S_t = 7{,}5cm$ en zone nodale

$S_t \leq 15\ cm \longrightarrow S_t = 15cm$ en zone courant

$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 7{,}5 \times 25 = 0{,}56$ on prend 4H8 en zone nodale

$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 25 = 1{,}125$; on prend 4H8 en zone courante

D) Vérification à L'ELU :

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

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

$A_{min} = 0{,}23 \times 25 \times 32{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}98\ cm^2$

- **En travée :**
  $A_t = 4{,}62cm^2 > Amin = 0{,}98$ …… Condition vérifié
- **Aux appuis :**
  $A_t = 3{,}39\ cm^2 > Amin = 0{,}98$ …….. Condition vérifié

2) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 /modifié99 Article : 5.2.2) :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \frac{0.44}{\gamma_b} fc28^{1/2}$

Avec T_u : l'effort tranchant maximal

$Tu = 82{,}54\ KN$

$\tau_u = \frac{82{,}54 \times 10^3}{250 \times 325} = 1{,}015\ MPa$

$\tau_u = \frac{0{,}44}{1{,}5} 25^{1/2} = 1{,}46\ MPa$

$\tau_u = 1{,}015\ MPa < \tau_u = 1.46\ MPa$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (BAEL 91/99 Article 6.3.1)

$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi f_{t28}$

$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MPa$

$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9d\Sigma\mu}$

$\Sigma\mu = n\phi\pi = 3 \times 14 \times 3.14 = 131.88\ mm$

$T_{se} = \frac{82{,}54 \times 10^3}{0{,}9 \times 325 \times 131{,}88} = 2{,}14\ MPA$

$\tau_{se} = 2{,}14\ MPa < \tau_{se} = 3.15\ MPa$ …….. **Vérifiée**

4) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

(BAEL art5.3.1.2)

- Influence sur le béton :

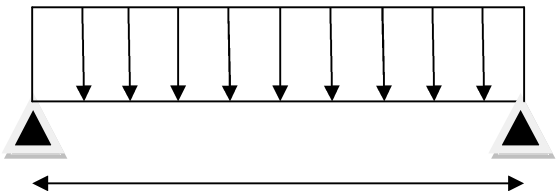
$T_u^{max} \leq \overline{T}_u = 0{,}4b \times 0{,}9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$\overline{T}_u$**= 0,4b×0,9×d×**$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ = 0,4×250×0,9×325×$\frac{25}{1,5}$ =487,5KN

487,5> T_u =82,54 KN ⟶ condition vérifié

E) Calcul à l'ELS :

41,12 KN /ml



2,9 m

1) Combinaison des charges :

Q_s = G+R_s/1ml

Q_s = 2,19 +$\frac{38,93}{1ml}$ =41,12 KN/ml

2) Calcul des efforts internes :

Le moment isostatique :

$M_u = \frac{q.l^2}{8} = \frac{41,12\times2,9^2}{8}$ = 42,50 KN.m

Effort tranchant :

$T = \frac{q\times l}{2} = \frac{41,19\times2,9}{2}$ = 58,62 KN

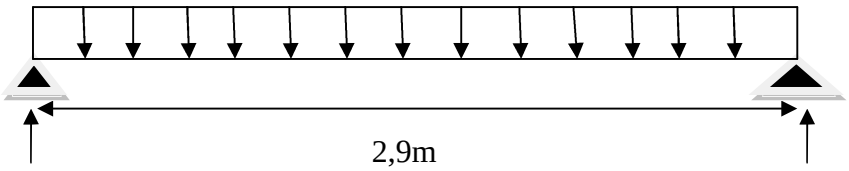
On tenant compte l'effet de semi encastrement

M_{app} = 0,3 M_u = 0,3x 42,50 = 12,75 KN .m

M_t = 0,85 x 42,50 = 36,125 KN .m

3) Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants :

41,12 KN .m



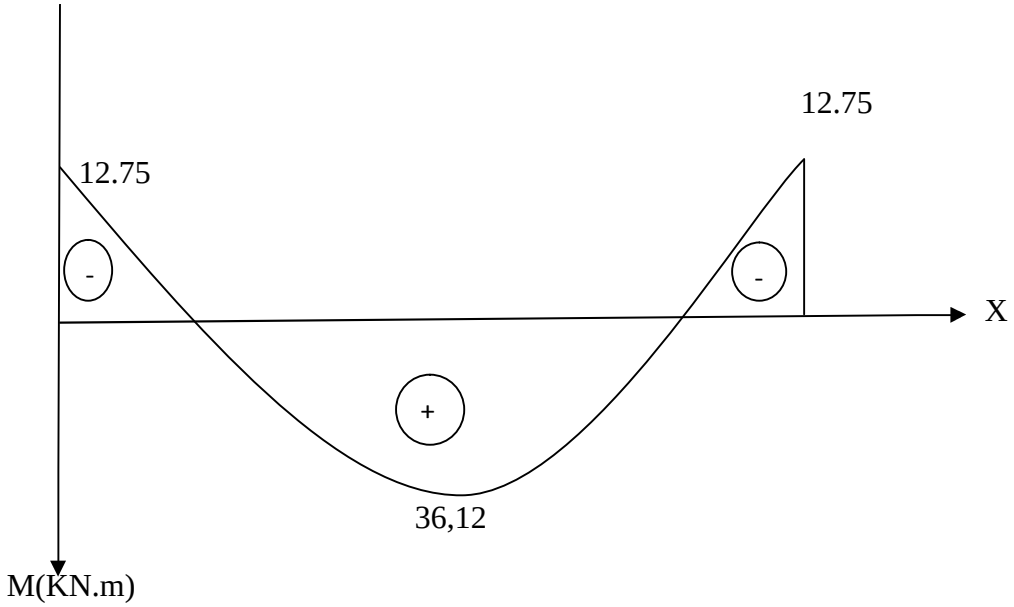


Diagramme des moments fléchissant

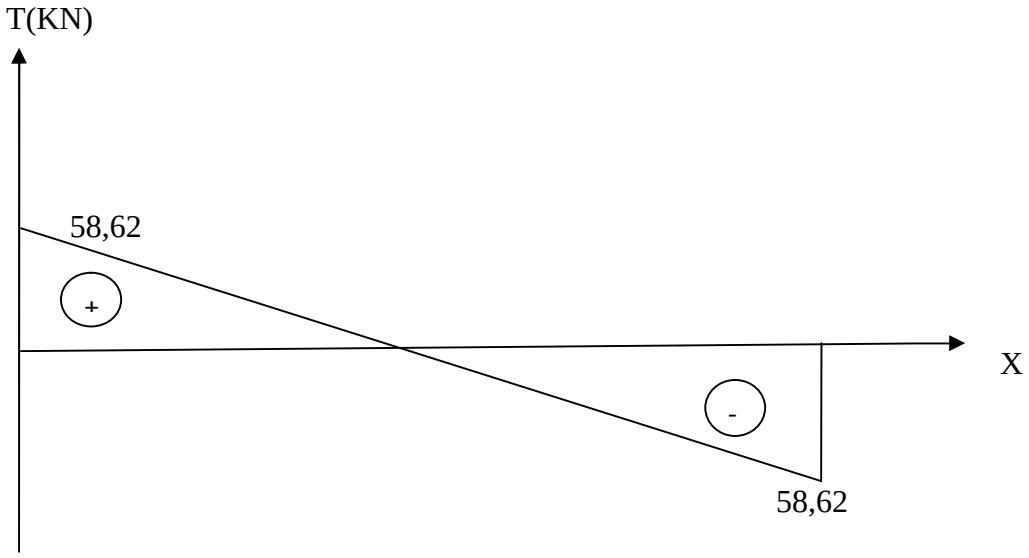


Diagramme des efforts tranchants

4) Vérifications des contraintes :

- Etat limite d'ouverture des fissurations

La fissuration dans les poutres est considéré comme peu nuisibles cette vérifications n'est pas nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression dans le béton elle ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

En travée :

La fissuration étant peu nuisible donc :

$\bar{\sigma}_{bc}$ = 0,6 f_{c28} = 0,6 . 25 = 15 MPA

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

Détermination de K

$\rho = \frac{100 \times A_a^{max}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 32,5} = 0,567$

$\rho = 0,568 \Longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,888 \\ K = 29,64 \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{A \times d \times \beta_1} = \frac{36,125 \times 10^3}{0,888 \times 32,5 \times 4,62} = 270,93$MPA

$\sigma_{bc} = \frac{270,93}{29,64} = 9,14$ MPA

σ_{bc}= 9,14 MPA< $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPA ……. **condition vérifiée**

Aux appuis :

La fissuration étant peu nuisible donc :

$\bar{\sigma}_{bc}$ = 0,6 f_{c28} = 0,6 . 25 = 15 MPA

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

Détermination de K

$\rho = \frac{100 \times A_a^{max}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 32,5} = 0,417$

$\rho = 0,417 \Longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,901 \\ K = 35,50 \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{A \times d \times \beta_1} = \frac{12,75 \times 10^3}{0,901 \times 32,5 \times 3,39}$ = 128,44 MPA

$\sigma_{bc} = \frac{128,44}{35,50}$ = 3,61 MPA

σ_{bc}= 3,61 MPA< $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPA ……. **condition vérifiée**

F) Vérification de la flèche :

1) A partir d'article 6.5.2 BAEL 91 modifié 99)

- $\frac{h}{l} = \frac{35}{290}$ = 0,120 > $\frac{1}{16}$ = 0,0625 …… **condition vérifiée**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$ avec { M_t : moment max en travée ; M_0 : valeur maximum de moment en travée

Donc : $\frac{35}{290} < \frac{1}{10}\frac{52,99}{45,04}$ ⟹ **condition non vérifié**

- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe}$ Avec { A : section des armatures ; B : longueur de la section ; D : hauteur utile de la section droite

Donc :$\frac{4,62}{32,5 \times 25} > \frac{4,2}{400}$ ⟹ **condition non vérifiée**

Les deux dernières conditions sont pas vérifié donc on passe à les calcule de la flèche

$f = \frac{q_s \times l^4}{E_v \times I} \times \frac{5}{384}$; $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec : q_s = 41,12 KN /ml

E_v : module de déformation différé

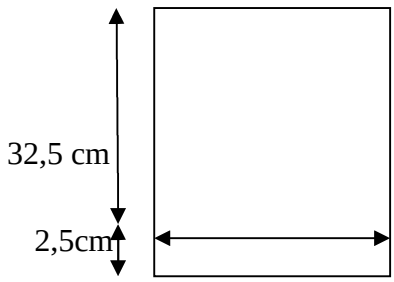
$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818,86 MPa ; f_{c28} = 25 MPa

I ; moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité

$I = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_t\,(v_2 - c_2)^2$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

S_{xx} : moment statique de la section homogène



$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{25 \times 35^2}{2} + (15 \times 4{,}62 \times 32{,}5) = 17564{,}75\ cm^3$

B_0 : surface de la section homogène

$B_0 = 25 \times 35 + 15 \times 4{,}62 = 944{,}3\ cm^2$

$V_1 = \frac{17564{,}75}{944{,}3} = 18{,}60\ cm$

Et $v_2 = 35 - 18{,}6 = 16{,}40\ cm$

Donc le moment d'inertie est :

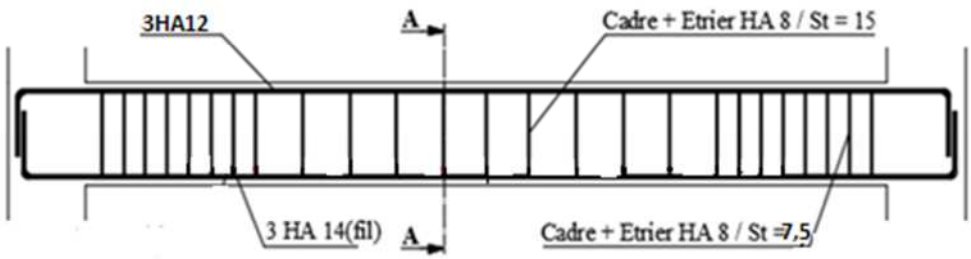
$I = \frac{25}{3} \times (18{,}6^3 + 16{,}40^3) + 15 \times 4{,}62 \times (16{,}40 - 2{,}5)^2 = 201960{,}44\ cm^4$

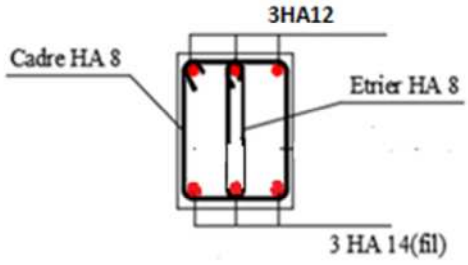
$f = \frac{5}{384} \times \frac{41{,}12 \times 2{,}9^4}{10818{,}86 \times 10^3 \times 201960{,}44 \times 10^{-8}} = 1{,}73\ mm$

$\bar{f} = \frac{2900}{500} = 5{,}8\ mm$

Donc : $f = 1{,}7mm < \bar{f} = 6{,}6\ mm$ …… **condition vérifiée**

G) Schéma de ferraillage





Coupe A-A

III-6) Etude de la salle machine

A) Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis.
L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine.
- Le contre poids.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,40 × 1,50) m^2 appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes (90kn), repartie sur une surface ($U_0 \times V_0$) m^2 transmise par le système de levage de l'ascenseur.

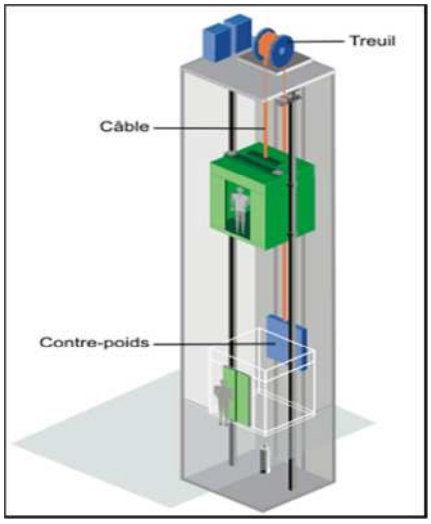


Fig.01 : Schéma de l'ascenseur

B) Pré-dimensionnement :

$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{150}{30} =$ **5 cm** ; selon le règlement RPA 99 version 2003 $\mathbf{h_t \geq 12}$ **cm.**

On opte : $\mathbf{h_t = 15}$ **cm**

C) Calcul de la dalle plaine :

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent les coefficients permettant de calculer les moments.
L_X = 140 cm
L_Y = 150 cm

$\boldsymbol{\rho = \frac{L_x}{L_Y} = \frac{140}{150} = 0{,}933}$ **; 0,4 ≤ ρ = 0,933 ≤ 1, la dalle travaille dans les deux sens.**

1) Moment du au poids propre :

$\mathbf{M_x} = \boldsymbol{\mu x \times q \times lx^2}$ ..... le moment suivant la petite portée.

$\mathbf{M_y} = \boldsymbol{\mu_y \times Mx}$ ……..... le moment suivant la grande portée.

μx et μ_y: Coefficient et sont donnés en fonction de rapport $\frac{L_X}{L_Y}$ et le coefficient de poisson v.

$\mathbf{Q_u}$: charge uniformément répartie sur toute la dalle.

2) Moment du à la charge localisée :

$\boldsymbol{M1}$ et $\boldsymbol{M2}$ Ce sont des coefficients donnés par les abaques de ***PIGEAUD*** pour une charge concentrique **P = 1,** s'exerçant sur une surface réduite $\boldsymbol{U \times V}$ au centre d'une plaque rectangulaire appuyée sur son porteur et de dimensions $\boldsymbol{lx}$; $\boldsymbol{Ly}$ ($\boldsymbol{lx} < \boldsymbol{Ly}$).

Les moments au milieu de la dalle, pour une bonde de 1m de largeur, dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont :

$\boldsymbol{Mx} = (M1 + \vartheta M2)$

$\boldsymbol{My} = (\vartheta M1 + M2)$

3) Calcul U et V :

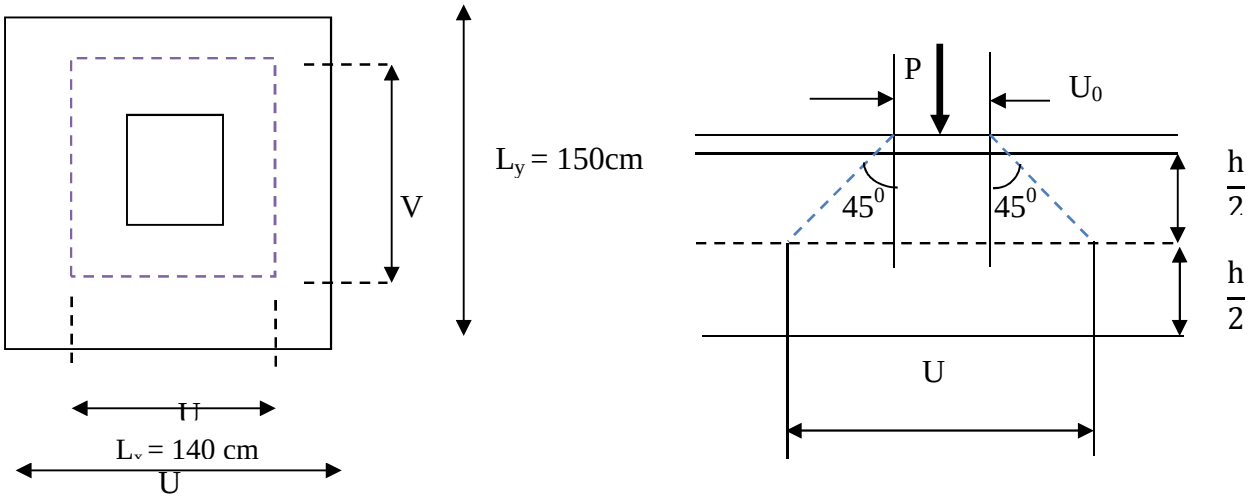


Fig 02 : schéma statique de la salle machine.

On a: $\begin{cases} U = U_0 + 2\zeta e + h_t \\ V = V_0 + 2\zeta e + h_t \end{cases}$

$h_t = 15cm$;

e: revêtement de la dalle (e = 5cm)

U_0,V_0 côte du rectangle sur lequel agit la charge P avec (U_0 ,V_0= 80cm)

$\zeta = 1$ car le revêtement est en béton.

D'où :

$U = 80 + 2\times1\times5 + 15 = 105cm$

$V = 80 + 2\times1\times5 + 15 = 105cm$

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

D) Etat limite ultime (ELU) : *v = 0*

Poids propre : G = (25 × 0,15 + 22 × 0,05) × 1m = **4,85 KN/ml**

Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/ml

Combinaison de charge : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35×4,85 + 1,5×1 = **8,0475 KN/ml**

- **Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :**

$$\begin{cases} M_1^x = P_u\,(M_1 + \nu M_2) \\ M_1^y = P_u\,(\nu M_1 + M_2) \end{cases} \quad \text{avec : } \nu = 0 \text{ (à l'ELU)} \quad \begin{cases} M_1^x = P\,M_1 \\ M_1^y = P\,M_2 \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,40} = 0,75 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1,50} = 0,7$$

Après interpolation : $\mathbf{M_1 = 0,0705}$; $\mathbf{M_2 = 0,0595}$

$P_u = 1,35P = 1,35 \times 90 =$ **121,5 KN/ml**

Donc :

$M_1^x = P_u\,M_1 = 121,5 \times 0,0750 =$ **9,1125 KN/ml**

$M_1^y = P_u\,M_2 = 121,5 \times 0,0595 =$ **7,2292 KN/ml**

- **Les moments dus au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^Y :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = u_x\,q_u\,L_x^2 \\ M_2^y = u_y\,M_2^x \end{cases}$$

$\boldsymbol{\rho} = \frac{L_x}{L_Y} = \frac{140}{150} = 0,933$; $0,4 \le \boldsymbol{\rho} \le 1$, la dalle travaille dans les deux sens.

Tableau ⟶ $u_x = 0,0458$; $u_y = 0,778$

On a :

$q_u = 8,048$ KN

$M_2^x = 0,0458 \times 8,048 \times (1,40)^2 =$ **0,722 KN.m**

M_2^y = 0,778 × 0,722 = **0,562 KN.m**

- **Superposition des moments :**

$M_x = M_1^x + M_2^x$ = 9,1125 + 0,722 = **9,8345 KN/ml.**

$M_y = M_1^y + M_2^y$ = 7,2292 + 0,562 = **7,7912 KN/ml.**

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis en considéré le panneau comme un panneau appuyé sur 4 cotes dans les appuis peut assurer un encastrement partiel : ***(Art A.8.2.32 BAEL 91 modifié 99)***.

-moments en travée $0,85M_x$; $0,75M_y$
-moments d'appuis : $0,5M_x$

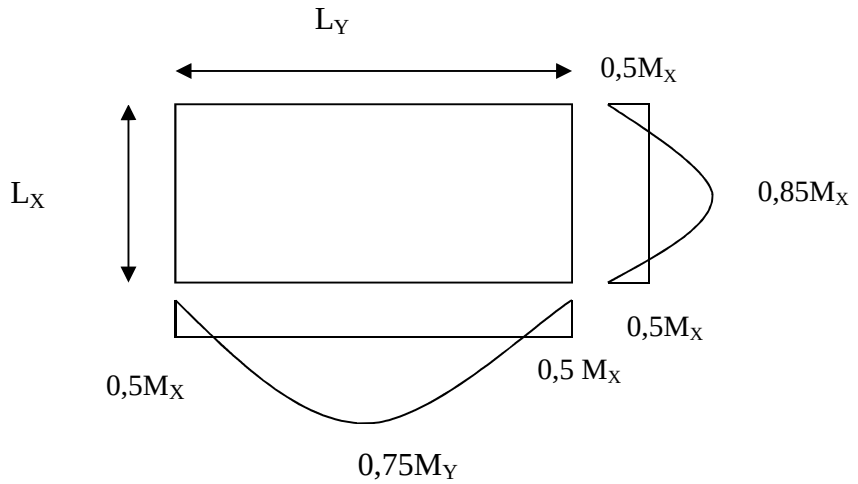


Fig.03: Correction des moments.

Sens X-X :

-En travées : M_t^x = 0,85 × 9,8345 = 8,593 KN.m

-Aux appuis : M_a^x = 0,5 × 9,8345 = 4,917 KN.m

Sens Y-Y :

-En travées : M_t^y = 0,75 × 7,7912 = 5,842 KN.m

-Aux appuis : M_a^y = 0,5 × 9,8345 = 4,917 KN.m

E) Ferraillage de la dalle :

- **Dans le sens de la petite portée (X-X) :**

b= 100 cm ; d = 15 – 2,5 = 12,5 cm

En travée :

M_t^x = 8,593 KN.m

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8,593\times10^5}{100\times12,5^2\times1420} = 0,038 < \mu_{id} = 0,392 \longrightarrow \textbf{S.S.A}$$

u_t = 0,038 ⟶ B_1 = 0,981

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8,593\times10^5}{0,981\times12,5\times34800} = \mathbf{2,01\ cm^2}$$

Soit 4HA10 **(A_s = 3,14cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm**

Aux appuis :

M_a^x = 4,917 KN.m

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4,917\times10^5}{100\times12,5^2\times1420} = 0,022 < \mu_{di} = 0,392 \longrightarrow \textbf{(S.A.A)}$$

μ_a = 0,022 ⟶ B_1= 0,989

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4,917\times10^5}{0,989\times12,5\times34800} = \mathbf{1,14\ cm^2}$$

Soit 4HA10 (A_s = 3.14cm²) avec un espacement **S_t = 25cm**

- **Dans le sens de la grande portée : (Y-Y)**

En travées :

M_t^y = 5,842 KN.m

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5,842\times10^5}{100\times12,5^2\times1420} = 0,026 < \mu_{id} = 0,392 \longrightarrow \textbf{(S.A.A)}$$

u_t = 0,026 ⟶ B_1= 0,987

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{5,842\times10^5}{0,993\times12,5\times34800} = \mathbf{1,35\ cm^2}$$

Soit 4HA10 (A_s = 3.14cm²) avec un espacement **S_t = 25cm**

Aux appuis :

M_a^y = 4,917 KN.m

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4,917\times10^5}{100\times12,5^2\times1420} = 0,026 < \mu_{id} = 0,392 \longrightarrow \textbf{(S.A.A)}$$

μ_a = 0,022 ⟶ B_1= 0,989

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4,917\times10^5}{0,989\times12,5\times34800} = \mathbf{1,14\ cm^2}$$

Soit 4HA10 (A_s = 3.14cm²) avec un espacement **S_t = 25cm**

F) Vérification à L'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$\boldsymbol{\rho x} \geq \boldsymbol{\rho}_0 \dfrac{3-\frac{L_x}{L_y}}{2}$; avec $\boldsymbol{\rho x} = \dfrac{A}{b\,h}$: pourcentage d'acier égal au rapport de section des armatures de béton.

$\boldsymbol{\rho}_0$: Taux des armatures (0,0008 pour les aciers Ha FeE400).

2) Ferraillage minimal :

- **Aux appuis :**

$A_{min} = bh\left(\dfrac{3-\frac{L_x}{L_y}}{2}\right)\boldsymbol{\rho}_0 = 100 \times 15 \left(\dfrac{3-\frac{140}{150}}{2}\right)0{,}0008 = 1{,}24\ cm^2$

$A_{ad}^{x} = 2{,}01\ cm^2 > A_{min} = 1{,}24\ cm^2$ ……..**Condition vérifiée.**

$A_{ad}^{y} = 2{,}01\ cm^2 > A_{min} = 1{,}24\ cm^2$ ……..**Condition vérifiée.**

En travée :

$A_{min} = b \times h \times \boldsymbol{\rho}_0 = 100 \times 15 \times 0{,}0008 = 1{,}2\ cm^2$

$A_{ad}^{x} = 3{,}14\ cm^2 > A_{min} = 1{,}2\ cm^2$ ……..**Condition vérifiée.**

$A_{ad}^{y} = 3{,}14 cm^2 > A_{min} = 1{,}2\ cm^2$ ……..**Condition vérifiée.**

3) Vérification aux cisaillements : (Art 5.2.2 BAEL91 modifiée 99).

$\boldsymbol{\tau u} = \dfrac{T_u^{max}}{b\,d} \leq \overline{\boldsymbol{\tau u}} = 0{,}07 \times \dfrac{f_{cj}}{\gamma b}$; avec $\overline{\boldsymbol{\tau u}} = 0{,}07\,\dfrac{25}{1{,}5} = 1{,}16$ Mpa

- **Sens X-X :**

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{2L_x + L_y} \times 1ml = \frac{121{,}5}{2 \times 1{,}40 + 1{,}50} = 28{,}25KN$$

$\boldsymbol{\tau u} = \dfrac{28{,}25 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0{,}226$ Mpa $< \overline{\boldsymbol{\tau u}} = 1{,}16$ Mpa ……. **Condition vérifiée.**

- **Sens Y-Y :**

$T_{max} = V_u = \dfrac{P}{3L_y} \times 1ml = \dfrac{121{,}5}{3 \times 1{,}50} = 27$ KN

$\boldsymbol{\tau u} = \dfrac{27 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0{,}216$ Mpa $< \overline{\boldsymbol{\tau u}} = 1{,}16$ Mpa ……. **Condition vérifiée.**

4) Espacement des armatures : (Art A.4.5.33 BAEL91 modifiée99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivant :

Sens X-X :

$S_t = 25cm \leq \min(2h ; 25cm) = 25cm$ ……**Condition vérifiée**

Sens Y-Y

$S_t = 25cm \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm$…… **Condition vérifiée**

5) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2.42 BAEL91 modifiée99)

$$P \leq 0{,}045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$U_c = 2(U+V) = 2(1{,}05 + 1{,}05) = 4{,}2m$

$P = \frac{90KN}{ml} \leq 0{,}045 \times 4{,}2 \times 0{,}15 \times \frac{25\times10^3}{1{,}5} = 472{,}5$ KN/ml ……**Condition vérifiée**

G) Calcul a l'ELS : *(v = 0,2)*

- **Combinaison des charges :**

On a :

$P_s = P = 90KN$

$q_s = G + Q$ / avec $G = (25 \times 0{,}15 + 22 \times 0{,}05) \times 1ml = 4{,}85KN/ml$

$q_s = 4{,}85 + 1 = 5{,}85KN$

- **Les moments M_1^x et M_1^Y dus au système de levage**

$M_1^x = P(M_1 + \nu M_2)$ et $M_y^2 = P(\nu M_1 + M_2)$

à L'ELS $\nu = 0{,}2$

$$\begin{cases} M_1 = \mathbf{0{,}0705} \\ M_2 = \mathbf{0{,}0595} \end{cases}$$

$M_1^x = 90 \times (0{,}0705 + 0{,}2 \times 0{,}0595) =$ **7,416KN.m**

$M_1^Y = 90 \times (0{,}2 \times 0{,}0705 + 0{,}0595) =$ **6,624KN.m**

- **Les moments dus au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^Y**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_2^Y = \mu_y M_2^x \end{cases}$$

On a $\rho = 0{,}93 \longrightarrow \mu_x = 0{,}0500$; $\mu_y = 0{,}891$

$q_s = 5{,}85$KN/ml.

$M_2^x = 0{,}0500 \times 5{,}85 \times 1{,}40^2 = 0{,}573$KN.m.

$M_2^Y = 0{,}891 \times 0{,}573 = 0{,}511$KN.m.

- **Les moments globaux**

$M_x = 7{,}416 + 0{,}573 =$ **7,989KN.m**.

$M_y = 6{,}624 + 0{,}511 =$ **7,135KN.m.**

- **Corrections des moments:**

Sens x-x :

- En travées : $M_t^x = 0{,}85 \times 7{,}989 =$ **6,791KN.m**

- Aux appuis : $M_a^x = 0{,}5 \times 7{,}989 =$ **3,995KN.m**

Sens y-y :

-En travées : $M_t^y = 0{,}75 \times 7{,}135 =$ **5,351KN.m**

-Aux appuis : $M_a^y = 0{,}5 \times 7{,}989 =$ **3,995KN.m**

H) Vérification a l'ELS :

Sens X-X :

- **Aux appuis :**

Contrainte dans l'acier :

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{\mathbf{100}\, \boldsymbol{A^a}}{\boldsymbol{b\, d}} = \frac{100 \times 2{,}35}{100 \times 12{,}5} = 0{,}188$$

$\begin{cases} K_1 = 56{,}76 \\ B_1 = 0{,}930 \end{cases}$ A partir des tableaux, à l'ELS.

$$\boldsymbol{\sigma st} = \frac{3{,}995 \times 10^3}{0{,}930 \times 12{,}5 \times 2{,}35} = 146{,}24 \text{ Mpa ; avec } \overline{\boldsymbol{\sigma st}} = \frac{f_e}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ Mpa}$$

$\boldsymbol{\sigma st} = 146{,}24$ Mpa < $\overline{\boldsymbol{\sigma st}} = 348$ Mpa ……..**Condition vérifiée.**

Contrainte dans le béton :

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}bc = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15$ Mpa

$\boldsymbol{\sigma}bc = \frac{1}{K_1} \times \boldsymbol{\sigma st} = \frac{146{,}24}{56{,}76} = 2{,}58$ Mpa < $\boldsymbol{\sigma}bc = 15$ Mpa ……**Condition vérifiée.**

- **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{\mathbf{100}\, \boldsymbol{A^t}}{\boldsymbol{b\, d}} = \frac{100 \times 3{,}14}{100 \times 12{,}5} = 0{,}251$

$\begin{cases} K_1 = 47{,}50 \\ B_1 = 0{,}920 \end{cases}$ A partir des tableaux, à l'ELS

$\boldsymbol{\sigma st} = \frac{6{,}791 \times 10^3}{0{,}920 \times 12{,}5 \times 3{,}14} = 188{,}06$ Mpa ; avec $\overline{\boldsymbol{\sigma st}} = \frac{f_e}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15} = 348$ Mpa

$\boldsymbol{\sigma st} = 188{,}06$ Mpa < $\overline{\boldsymbol{\sigma st}} = 348$ Mpa ……**Condition vérifiée.**

Contrainte dans le béton :

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

$\boldsymbol{\sigma}_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \boldsymbol{\sigma st} = \frac{188{,}06}{47{,}50} = 3{,}96$ Mpa < $\boldsymbol{\sigma}_{bc} = 15$ Mpa ……..**Condition vérifiée.**

Sens Y-Y :

- **Aux appuis :**

Contrainte dans l'acier :

$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{\mathbf{100}\, \boldsymbol{A^a}}{\boldsymbol{b\, d}} = \frac{100 \times 2{,}35}{100 \times 12{,}5} = 0{,}188$

$\begin{cases} K_1 = 56{,}76 \\ B_1 = 0{,}930 \end{cases}$ A partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma st} = \frac{3{,}995 \times 10^3}{0{,}930 \times 12{,}5 \times 2{,}35} = 146{,}24$ Mpa ; avec $\overline{\boldsymbol{\sigma st}} = \frac{f_e}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15} = 348$ Mpa

$\boldsymbol{\sigma st} = 146{,}24$ Mpa < $\overline{\boldsymbol{\sigma st}} = 348$ Mpa ……..**Condition vérifiée.**

Contrainte dans le béton :

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

$\boldsymbol{\sigma}_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \boldsymbol{\sigma st} = \frac{146{,}24}{56{,}76} = 2{,}58$ Mpa < $\boldsymbol{\sigma}_{bc} = 15$ Mpa ……**Condition vérifiée.**

- **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{\mathbf{100}\, \boldsymbol{A^t}}{\boldsymbol{b\, d}} = \frac{100 \times 3{,}14}{100 \times 12{,}5} = 0{,}251$

$\begin{cases} K_1 = 47{,}50 \\ B_1 = 0{,}920 \end{cases}$ A partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma st} = \frac{5{,}351\times10^3}{0{,}920\times12{,}5\times3{,}14}$ = 148,19 Mpa ; avec $\overline{\boldsymbol{\sigma st}} = \frac{f_e}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15}$ = 348 Mpa

$\boldsymbol{\sigma st}$ = 148,19 Mpa < $\overline{\boldsymbol{\sigma st}}$ = 348 Mpa ……**Condition vérifiée.**

Contrainte dans le béton :

$\overline{\boldsymbol{\sigma}_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6\times25 = 15$ Mpa

$\boldsymbol{\sigma}_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{148{,}19}{47{,}50} = 3{,}12$ Mpa < $\boldsymbol{\sigma}_{bc}$ = 15 Mpa ……**Condition vérifiée.**

Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) : (Art B.7.5 BAEL91 modifiée 99)

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b\,d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{140} = 0{,}11 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{9{,}8345}{20\times8{,}593} = 0{,}057$ ……**Condition vérifiée.**

$\frac{A_x}{b\,d} = \frac{3{,}14}{100\times12{,}5} = 0{,}0025 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005$ ……**Condition vérifiée.**

Donc **la flèche est vérifiée.**

I) Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, elles sont récapitulées comme suit :

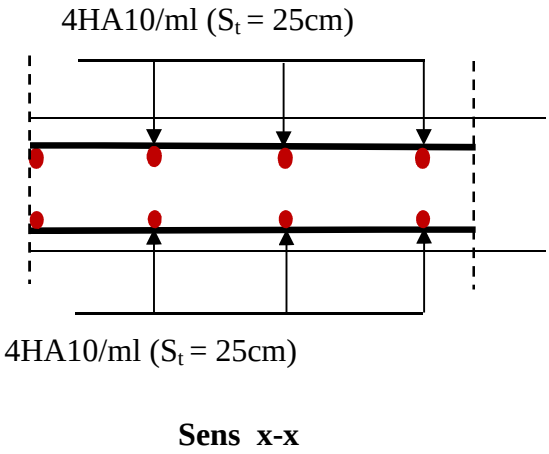
Armatures dans le sens X-X :

- En travée : 4HA10 (esp=25cm)
- Aux appuis : 4HA10 (esp=25cm)

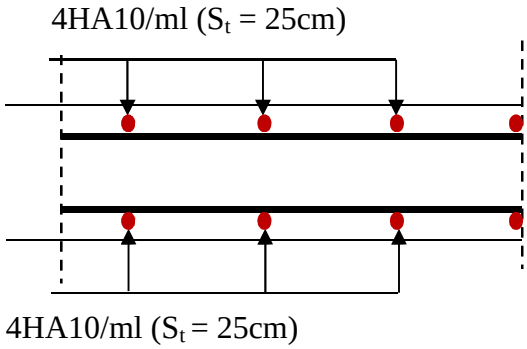
Armatures dans le sens Y-Y:

- En travée : 4HA10 (esp=25cm)
- Aux appuis : 4HA10 (esp=25cm)

Ferraillage de la dalle pleine salle machine :



Sens x-x



Sens y-y

Fig.04 Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine.

III-7) Etude de la Toiture :

A) Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par une seule inclinée de 40^0, supportant une couverture en tuile mécanique, elle repose de part et d'autre sur les murs pignons. Son étude consiste à la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

Les différentes pièces dont elle est constituée sont données par la figure suivant :

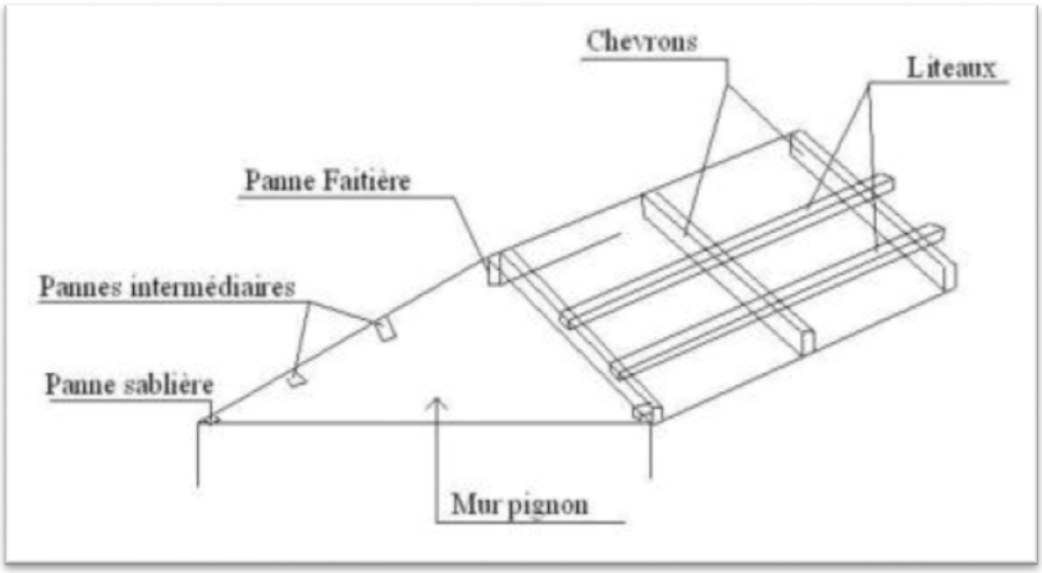


Figure 01 : Détail de la charpente

B) Détermination des charges : (DTR .BC.2.2 ; C.5)

Charge permanente : poids propre des tuiles et des liteaux : $\mathbf{G_t = 0,45\ KN/m^2}$

Poids propre des pannes et des chevrons : $\mathbf{G_p = 0,1\ KN/m^2}$

$G = G_t + G_p = 0,45 + 0,1 =$ **0,55 KN/m²**

Charge d'exploitation : poids de la neige : $Q = 1\ KN/m^2$

1) Combinaison des charges :

- **A l'ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$q_u = 1,35 \times 0,55 + 1,5 \times 1 =$ **2,24 KN/m²**

- **A l'ELS : $q_s = G + Q$**

$q_s = 0,55 + 1 =$ **1,55 KN/m²**

2) Choix des sections :

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix ce portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

Les pannes (120 x 250) mm^2

Les chevrons (40 x 60) mm^2

Les liteaux (30 x 40) mm^2

C) Détermination des efforts revenant à chaque élément :

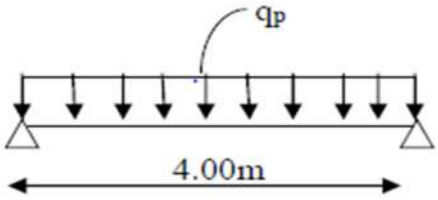
- **Efforts revenant aux pannes :**

Espacement des pannes : $1{,}2m \leq e_p \leq 1{,}8m$

On prend : $e_p = 1{,}50$ m

Portée des pannes : $l = 4{,}00$ m

$q_p = q_u \times e_p$ ⟶ $q_p = 2{,}24 \times 1{,}50 =$ **3,36 KN/ml**



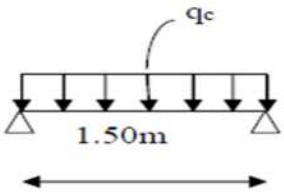
- **Efforts revenant aux chevrons :**

Espacement des chevrons : $0{,}2\ m \leq e_c \leq 0{,}6\ m$

On prend : $e_c = 0{,}50$ m

Portée des chevrons : $l = 1{,}50$ m

$q_c = q_u \times e_c$ ⟶ $q_c = 2{,}24 \times 0{,}50 =$ **1,12 KN/ml**

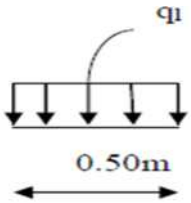


- **Efforts revenant aux liteaux :**

Espacement des liteaux : $e_l = 0{,}30$ m

Portée des liteaux : $l = 0{,}50$ m

$q_l = q_u \times e_l$ ⟶ $q_l = 2{,}24 \times 0{,}30 =$ **0,672 KN/ml**



Détermination des sections :

D) Calcul des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge $\mathbf{q_p}$:

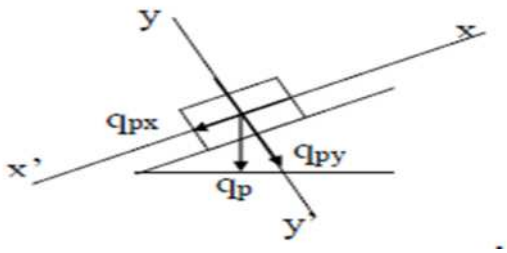


Figure 02 : schéma statique de la panne.

Angle *: a* = 40^0

Suivant l'axe (x,x) : $q_x = q_p \times \sin(a) = 3{,}36 \times \sin 40 =$ **2,159 KN/ml**

Suivant l'axe (y,y) : $q_y = q_p \times \cos(a) = 3{,}36 \times \cos 40 =$ **2,574 KN/ml**

1) Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est bois sapin de catégorie (I) d'après les règles CB 71 la contrainte admissible : $\overline{\sigma f}$= **226daN/ cm².**

$\boldsymbol{\sigma f} = \frac{M_{fx} \times v}{I_x} + \frac{M_{fy} \times v}{I_y} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma f}}$ pour une section rectangulaire (b×h) $\boldsymbol{\sigma f} = \frac{6M_{fx}}{b\,h^2} + \frac{6M_{fy}}{h\,b^2} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma f}}$

- **Moment de flexion :**

Suivant (x,x) : $M_{fx} = \frac{q_{px} \times l^2}{8} = \frac{2{,}159 \times 4^2}{8} =$ 4,318 KN.m

Suivant (y,y) : $M_{fy} = \frac{q_{py} \times l^2}{8} = \frac{2{,}574 \times 4^2}{8} =$ 5,148 KN.m

- **Les contraintes :**

Soit une section de (12 ; 25) cm^2 section rectangulaire

$$\boldsymbol{\sigma f} = \frac{6M_{fx}}{b\,h^2} + \frac{6M_{fy}}{h\,b^2} = \frac{6(4{,}318)\times 10^4}{12\times 25^2} + \frac{6(5{,}148)\times 10^4}{25\times 12^2} = \mathbf{120{,}344\ daN/cm^2}$$

$\boldsymbol{\sigma f}$ = **120,344 daN/cm² < $\overline{\boldsymbol{\sigma f}}$= 226daN/ cm²…….. Condition vérifiée. La section adoptée est admise**

2) Vérification de la flèche DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62/CB71) :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G + Q

$q_p = q_s \times e_p = 1,55 \times 1,50 = 2,325$ KN/ml

Suivant l'axe (x,x) : $q_x = 2,325 \times \sin 40 =$ **1,494 KN/ml**

Suivant l'axe (y,y) : $q_x = 2,325 \times \cos 40 =$ **1,781KN/ml**

- **Moment de flexion :**

Suivant (x,x) : $M_{fx} = \frac{1,494 \times 4^2}{8} =$ **2,988 KN.m**

Suivant (y,y) : $M_{fy} = \frac{1,781 \times 4^2}{8} =$ **3,562 KN.m**

- **La flèche admissible :**

$\overline{f} = \frac{l}{300} = \frac{400}{300} = 1,33$ cm

- **La valeur de la flèche réelle est donnée par :**

$f = \frac{5 \times \sigma f \times l^2}{48 \times E_f \times h/2}$ avec $E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma f}$; E_f : est le module de déformation de la flèche.

$E_f = 11000 \times \sqrt{226} = 165366,26$ daN/cm^2

$\boldsymbol{\sigma f} = \frac{6(2,988) \times 10^4}{12 \times 25^2} + \frac{6(3,562) \times 10^4}{25 \times 12^2} = 83,271$ daN/cm^2

$f = \frac{5 \times 83,271 \times 400^2}{48 \times 165366,26 \times 25/2} = 0,671$ cm

$f = 0,671\text{cm} < \overline{f} = 1,33\text{cm}$ ⟶ **condition vérifiée la section adoptée est bonne.**

E) Calcul des chevrons :

Le calcul sera fera en flexion simple sous la charge q_c, le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; la section du chevron est de (40×60) mm^2.

- **Vérification de la contrainte admissible :**

On doit vérifier que $\boldsymbol{\sigma f} = \frac{6M_f}{bh^2} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma f}}$ section rectangulaire (b h)

- **Détermination des moments fléchissant :**

Sachant que les appuis sont déformation et tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis : M_{fa}= 0,85M_0

En travées : M_{ft} = 0,66M_0

Avec : $M_0 = \frac{q_c \times l_c^2}{8} = \frac{1,12 \times 1,50^2}{8}$ = 0,315 KN.m

Ce qui donne :

M_{fa} = 0,268 KN.m

M_{ft} = 0,208 KN.m

- **Calcul des contraints :**

Aux appuis : $\sigma f = \frac{6\times0,268\times10^4}{4\times6^2}$ = 111,667 daN/cm^2 ≤ 226dan/cm^2 ⟶ **Condition vérifiée**

En travée : $\sigma f = \frac{6\times0,208\times10^4}{4\times6^2}$ = 86,667 daN/cm^2 ≤ 226dan/cm^2 ⟶ **Condition vérifiée**

1) Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux ….) est :

$\overline{f} = \frac{l_c}{200} = \frac{150}{200}$ = 0,75 avec l_c : la portée de chevrons

La flèche réelle est : $f = \frac{5\times\sigma f \times l^2}{48\times E_f \times h/2}$

Aux appuis : $f_a = \frac{5\times111,667 \times150^2}{48\times165366,26\times3}$ = 0,53cm < 0,75 cm ⟶ **Condition vérifiée.**

En travée : $f_t = \frac{5\times86,667 \times150^2}{48\times165366,26\times3}$ = 0,41 cm < 0,75 cm ⟶ **Condition vérifiée.**

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, **(40 × 60) mm^2**

F) Calcul des liteaux :

L'étude du liteau se fait de la même manière que la panne (flexion déviée). Les résultats des calculs seront donnés comme suit : angle a = 40^0

Suivant l'axe (x,x) : $q_x = q_l \times \sin(a)$ = 0,672 × sin40 = **0,432 KN/ml**

Suivant l'axe (y,y) : $q_y = q_l \times \cos(a)$ = 0,672 × cos40 = **0,515 KN/ml**

1) Vérification de contraintes :

$\boldsymbol{\sigma f} = \frac{M_{fx} \times v}{I_x} + \frac{M_{fy} \times v}{I_y} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma f}}$ pour une section rectangulaire (b×h) $\boldsymbol{\sigma f} = \frac{6M_{fx}}{b\,h^2} + \frac{6M_{fy}}{h\,b^2} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma f}}$

- **Moment de flexion :**

Suivant (x,x) : $M_{fx} = \frac{0{,}432 \times 0{,}5^2}{8}$ = **0,0135 KN.m**

Suivant (y,y) : $M_{fy} = \frac{0{,}515 \times 0{,}5^2}{8}$ = **0,0161 KN.m**

- **Les contraintes :**

Soit une section de (3 ; 4) cm^2 section rectangulaire

$$\boldsymbol{\sigma f} = \frac{6M_{fx}}{b\,h^2} + \frac{6M_{fy}}{h\,b^2} = \frac{6(0{,}0135)\times 10^4}{3\times 4^2} + \frac{6(0{,}0161)\times 10^4}{4\times 3^2} = \mathbf{43{,}708\ daN/cm^2}$$

$\boldsymbol{\sigma f}$ = 43,708 daN/cm^2 < $\overline{\boldsymbol{\sigma f}}$= 226daN/ cm²…… Condition vérifiée. La section adoptée est admise

2) Vérification de la flèche pour les liteaux :

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$\overline{f} = \frac{l_l}{200} = \frac{50}{200} = 0{,}25$ avec l_c : la portée de chevrons

La flèche réelle est : $f = \frac{5 \times \sigma f \times l^2}{48 \times E_f \times h/2}$

$f = \frac{5 \times 43{,}708 \times 50^2}{48 \times 165366{,}26 \times 2} = 0{,}0344$ cm

f = 0,0344 cm < $\overline{f}$ = 0,25cm ⟶ Condition vérifiée la section adoptée est bonne.

G) Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant…) entre les éléments de la toiture.

Nous optons pour un assemblage cloué utilise en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles. Les assemblages cloué sont utilisées les ouvrages importants, comportant de charges considérables.

Pour éviter que le bois ne fonde pas il faut que de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.

- L'usage de clous à pointe coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Les diamètres (d) des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes:

$e \leq 30$ mm ⟶ $d \leq \frac{e}{7}$

$e > 30$ mm ⟶ $d \leq \frac{e}{9}$

⟶ pour le bois tendue (Art 4.62-123CB71)

$e \leq 30$ mm ⟶ $d \leq \frac{e}{9}$

$e > 30$ mm ⟶ $d \leq \frac{e}{11}$

⟶ pour le bois dur et sec

Avec :

e : épaisseur du bois le plus mince a assemblé.

d : diamètre des clous.

Il est déconseille de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargie dessiccation de bois. Il ne faut pas galvanisé.

Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculez, le bois utilisé est le sapin. Le diamètre des clous qui seront utilisée pour clouer les liteaux aux chevrons est : $\mathbf{d = \frac{4}{9} = 0{,}44\ cm}$

Sachant que :

e : épaisseur des liteaux (4 cm)

Remarque :

L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui prévues sur les rives de la toiture.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

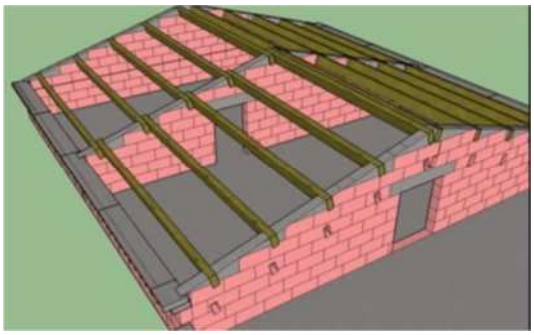
H) Conclusion :

Les sections de la toiture :

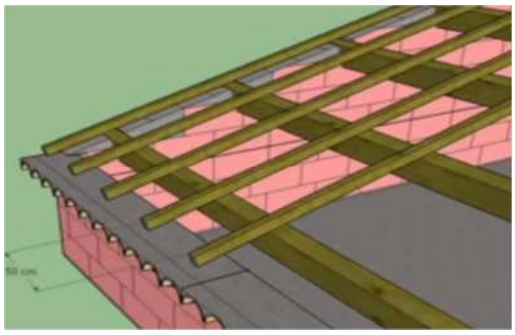
Section des pannes : (120×250) mm^2.

Section des chevrons : (40×60) mm^2.

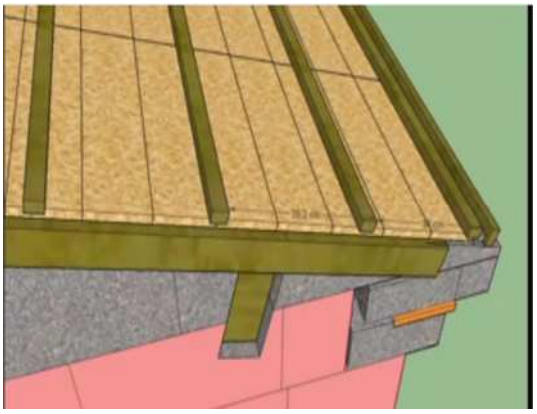
Section des liteaux : (30×40) mm^2.



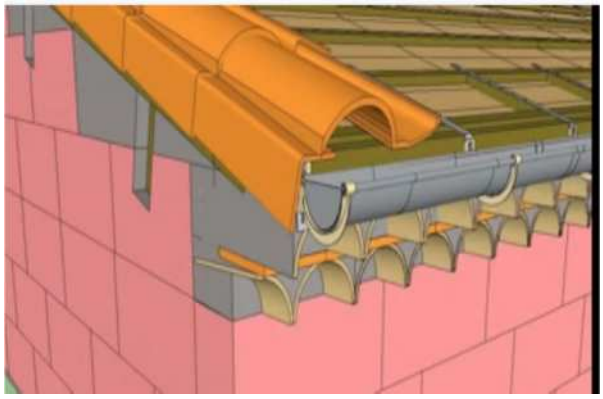
1) Disposition des pannes avec espacement de 1,5 m.



2) Disposition des cheverons sur les pannes avec espacement de 50cm.



3) Disposition des liteaux sur les chevrons avec espacement de 30cm.



4) Disposition des Tuiles et des gouttières.

IV) Etude de Contreventement :

A) INTRODUCTION :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui

Peut être assuré par :

- Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, a la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'un part, et dans les portiques d'un part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive)

B) Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

- **Les refends longitudinaux sens (x-x):** $I_y = \frac{e \times l^3}{12}$

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans le tableau suivant :

Voile	L(m)	e (m)	I_y (m^4)
Voile 01	0,95	0,2	0,01429
Voile 02	0,95	0,2	0,01429
Voile 03	1,10	0,2	0,0222
Voile 04	0,95	0,2	0,01429
Voile 05	0,95	0,2	0,01429
Voile 06	1,10	0,2	0,0222
Voile 07	0,95	0,2	0,01429
Voile 08	0,95	0,2	0,01429

- **Les refends transversaux sens (y-y) :**

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans le tableau suivent :

Voile	L(m)	e (m)	I_x (m^4)
Voile 01	3,35	0,20	0,6266
Voile 02	3,65	0,20	0,8105
Voile 03	2,075	0,20	0,1489
Voile 04	2,075	0,20	0,1489
Voile 05	3,65	0,20	0,8105
Voile 06	3,35	0,20	0,6266

Tableau02 : Inertie des voiles sens (y-y)

Calcul des rigidités au niveau des portiques :

Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  Rectangulaire pour le vent.
  Triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

C) Etapes de calcul :

1) Calcul des rigidités linéaire des poteaux et poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \dfrac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \dfrac{I_{ptr}}{L_c}$

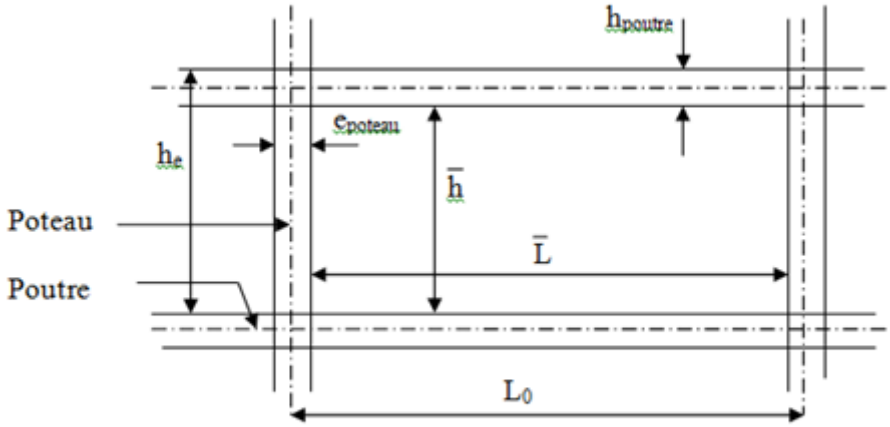


Figure 01: Identification des paramétres

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

h: Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$: Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

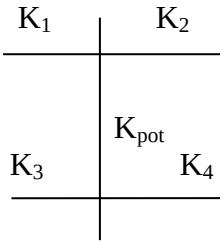
L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

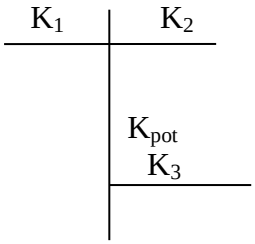
K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

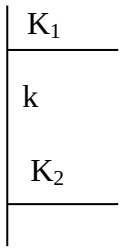
2) Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

- **Cas étage courant et RDC :**

En général : $\bar{K} = \dfrac{\sum K_i \sup + \sum K_i \inf}{2K_{pot}}$





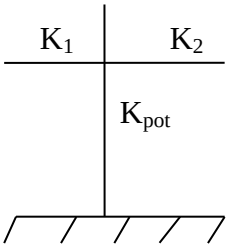


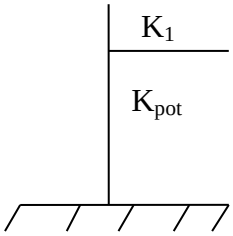
$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

- **Cas de S-SOL :**





$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Rigidités des poutres principales (sens longitudinal) :

NIVEAUX	Travées	b (cm)	h (cm)	I_{poutre} (cm^4)	L_c (cm)	K_{poutre} (m^3)
05 et 06	A-B B-C C-D	30	40	16×10^{-4} 16×10^{-4} 16×10^{-4}	365 365 395	$4,38\times10^{-4}$ $4,38\times10^{-4}$ $4,05\times10^{-4}$
2eme- 3eme et 4eme	A-B B-C C-D	30	40	16×10^{-4} 16×10^{-4} 16×10^{-4}	360 360 390	$4,44\times10^{-4}$ $4,44\times10^{-4}$ $4,10\times10^{-4}$
1er étage RDC S-SOL	A-B B-C C-D	30	40	16×10^{-4} 16×10^{-4} 16×10^{-4}	355 355 385	$4,50\times10^{-4}$ $4,50\times10^{-4}$ $4,16\times10^{-4}$

Tableau05 : Rigidités des poutres principales.

- **Rigidités des poutres secondaires (sens transversal) :**

NIVEAUX	Travées	b (cm)	h (cm)	I_{poutre} (m^4)	L_c (cm)	K_{poutre} (m^3)
05 et 06 **07 et 08**	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6 6 - 7 7 - 8 8 - 9	30	35	$10,7 \times 10^{-4}$	352,5 352,5 352,5 302,5 312,5 352,5 352,5 352,5	$3,04\times10^{-4}$ $3,04\times10^{-4}$ $3,04\times10^{-4}$ $3,54\times10^{-4}$ $3,42\times10^{-4}$ $3,04\times10^{-4}$ $3,04\times10^{-4}$ $3,04\times10^{-4}$
02 et 03 **04**	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6 6 - 7 7 - 8 8 - 9	30	35	$10,7 \times 10^{-4}$	347,5 347,5 347,5 297,5 307,5 347,5 347,5 347,5	$3,08\times10^{-4}$ $3,08\times10^{-4}$ $3,08\times10^{-4}$ $3,60\times10^{-4}$ $3,48\times10^{-4}$ $3,08\times10^{-4}$ $3,08\times10^{-4}$ $3,08\times10^{-4}$
01 et RDC **S-SOL**	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6 6 - 7 7 - 8 8 - 9	30	35	$10,7 \times 10^{-4}$	342,5 342,5 342,5 292,5 302,5 342,5 342,5 342,5	$3,12\times10^{-4}$ $3,12\times10^{-4}$ $3,12\times10^{-4}$ $3,66\times10^{-4}$ $3,54\times10^{-4}$ $3,12\times10^{-4}$ $3,12\times10^{-4}$ $3,12\times10^{-4}$

Tableau06 : Rigidités des poutres secondaires.

- **Rigidités des poteaux sens longitudinal :**

NIVEAUX	Poteaux	b (cm)	h (cm)	I_{poteau} (m^4)	h_c (cm)	K_{poteau} (m^3)
05 et 06 **07 et 08**	1 2 3 4 5 6 7 8 9	35	35	$12,5\times10^{-4}$	288,5 288,5 288,5 288,5 288,5 288,5 288,5 288,5	$4,33\times10^{-4}$
02 **03 et 04**	1 2 3 4 5 6 7 8 9	40	40	$21,33\times10^{-4}$	291 291 291 291 291 291 291 291	$7,33\times10^{-4}$
RDC	1 2 3 4 5 6 7 8 9	45	45	$34,17\times10^{-4}$	395,5 395,5 395,5 395,5 395,5 395,5 395,5 395,5	$8,63\times10^{-4}$
1er étage **S-SOL**	1 2 3 4 5 6 7 8 9	45	45	$34,17\times10^{-4}$	293,5 293,5 293,5 293,5 293,5 293,5 293,5 293,5	$11,64\times10^{-4}$

Tableau07 : Rigidités des poteaux sens longitudinal.

- **Rigidités des poteaux sens transversale :**

NIVEAUX	poteaux	b (cm)	h (cm)	I_{poteau} (m^4)	h_c (cm)	K_{poteau} (m^3)
05 et 06 **07 et 08**	A B C D	35	35	$12,5\times10^{-4}$	283,5 283,5 283,5	$4,41\times10^{-4}$
02 **03 et 04**	A B C D	40	40	$21,33\times10^{-4}$	286 286 286	$7,45\times10^{-4}$
RDC	A B C D	45	45	$34,17\times10^{-4}$	390,5 390,5 390,5	$8,75\times10^{-4}$
1er étage **S-SOL**	A B C D	45	45	$34,17\times10^{-4}$	288,5 288,5 288,5	$11,84\times10^{-4}$

Tableau08 : Rigidités des poteaux sens transversal.

D) Coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- **Cas d'étage courant et RDC :**

$$a = \frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$$

- **Cas S-SOL :**

Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$

Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5+\overline{K}}{1+2\overline{K}}$

E) Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_C^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2MPa.$

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

F) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des poteaux sens transversale :**

Niveau	Travée	K_{pout} (m^3)	Poteau	K_{pot}(m^3)	$\overline{K}$	a_{ij}	h_c (cm)	$r_j^i(KN/m)$	R(N/m)
5 et 6 **7 et 8**	A - B B - C C - D	$4,38\times10^{-4}$ $4,38\times10^{-4}$ $4,05\times10^{-4}$	A B C D	$4,41\times10^{-4}$	0,993 1,986 1,912 0,918	0,332 0,498 0,489 0,314	283,5	19929.48 29894.22 29353.96 18848.95	98026.61
2 **3 et 4**	A - B B - C C - D	$4,44\times10^{-4}$ $4,44\times10^{-4}$ $4,16\times10^{-4}$	A B C D	$7,45\times10^{-4}$	0,596 1,192 1,154 0,558	0,229 0,373 0,366 0,218	286	23048.8 37542.36 36837.80 21941.63	119370.59
1er	A - B B - C C - D	$4,50\times10^{-4}$ $4,50\times10^{-4}$ $4,16\times10^{-4}$	A B C D	$8,75\times10^{-4}$	0,596 1,192 1,154 0,558	0,229 0,373 0,366 0,218	286	36923.46 60141.71 59013.04 35149.84	191228.05
RDC	A - B B - C C - D	$4,50\times10^{-4}$ $4,50\times10^{-4}$ $4,16\times10^{-4}$	A B C D	$8,75\times10^{-4}$	0,511 1,022 1,014 0,475	0,204 0,338 0,336 0,192	390,5	17643.61 29233.03 29060.07 16605.74	92542.45
S-SOL	A - B B - C C - D	$4,50\times10^{-4}$ $4,50\times10^{-4}$ $4,16\times10^{-4}$	A B C D	$11,84\times10^{-4}$	0,380 0,760 0,731 0,351	0,369 0,456 0,450 0,361	288,5	58470.09 72255.72 71304.97 57202.42	259233.20

Tableau 09 : Rigidités des poteaux sens transversale :

- **Rigidités des poteaux sens longitudinal :**

Niveau	Travée	$K_{pout}(m^3)$	Poteau	$K_{pot}(m^3)$	$\overline{K}$	a_{ij}	h_c (cm)	r_j^i(N/m)	R(KN/m)
5 et 6 **7 et 8**	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6 6 - 7 7 - 8 8 - 9	3.04×10^{-4} 3.04×10^{-4} 3.04×10^{-4} 3.54×10^{-4} 3.42×10^{-4} 3.04×10^{-4} 3.04×10^{-4} 3.04×10^{-4}	1 2 3 4 5 6 7 8 9	4.33×10^{-4}	0.702 1.40 1.40 1.17 1.61 1.49 1.40 1.40 0.702	0.260 0.412 0.412 0.536 0.446 0.427 0.412 0.412 0.260	291	14813.29 23473.36 23473.36 30538.16 25410.48 24327.97 23473.36 23473.36 14813.29	179492.63
2 **3 et 4**	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6 6 - 7 7 - 8 8 - 9	3.08×10^{-4} 3.08×10^{-4} 3.08×10^{-4} 3.64×10^{-4} 3.48×10^{-4} 3.08×10^{-4} 3.08×10^{-4} 3.08×10^{-4}	1 2 3 4 5 6 7 8 9	$7,33\times10^{-4}$	0.420 0.840 0.840 0.911 0.966 0.894 0.840 0.840 0.420	0.174 0.296 0.296 0.313 0.326 0.309 0.296 0.296 0.174	288.5	17210.85 29278.27 29278.23 30959.76 32245.63 30564.11 29278.23 29278.23 17210.85	245304.11
1er	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6 6 - 7 7 - 8 8 - 9	3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.66×10^{-4} 3.54×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4}	1 2 3 4 5 6 7 8 9	11.64×10^{-4}	0.266 0.533 0.533 0.578 0.613 0.568 0.533 0.533 0.266	0.117 0.210 0.210 0.224 0.235 0.221 0.210 0.210 0.117	291	18222.12 32706.37 32706.37 34886.79 36599.98 34419.55 32706.37 32706.37 18222.12	273176.04
RDC	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6 6 - 7 7 - 8 8 - 9	3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.66×10^{-4} 3.54×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4}	1 2 3 4 5 6 7 8 9	8.63×10^{-4}	0.361 0.723 0.723 0.573 0.834 0.772 0.723 0.723 0.361	0.153 0.265 0.266 0.223 0.294 0.278 0.266 0.266 0.153	395.5	12900.23 22427.84 22427.84 18802.29 24788.68 23439.63 22427.84 22427.84 12900.23	182542.42
S-SOL	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6 6 - 7 7 - 8 8 - 9	3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.66×10^{-4} 3.54×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4} 3.12×10^{-4}	1 2 3 4 5 6 7 8 9	$11,64\times10^{-4}$	0.268 0.531 0.531 0.582 0.618 0.572 0.531 0.531 0.268	0.339 0.407 0.407 0.419 0.427 0.417 0.407 0.407 0.339	293.5	51901.81 62312.79 62312.79 64150.02 65374.84 63843.81 62312.79 62312.79 51901.81	546423.45

Tableau 10 : Rigidités des poteaux sens longitudinal :

Calcul des rigidités des voiles par niveaux : $R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$

- **Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :**

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_y (m^4)	R_{xy}	$\sum R_{xy}$
7 , 8 , 6 4 , 5 , 3 1 , 2	VL1 VL2 VL3 VL4 VL5 VL6 VL7 VL8	271 271 271 271 271 271 271 271	0.01429 0.01429 0.0222 0.01429 0.01429 0.0222 0.01429 0.01429	277126.69 277126.69 430525.72 277126.69 277126.69 430525.72 277126.69 277126.69	2523811.58
RDC	VL1 VL2 VL3 VL4 VL5 VL6 VL7 VL8	373 373 373 373 373 373 373 373	0.01429 0.01429 0.0222 0.01429 0.01429 0.0222 0.01429 0.01429	106282.003 106282.003 165112.69 106282.003 106282.003 165112.69 106282.003 106282.003	967917.398
S-SOL	VL1 VL2 VL3 VL4 VL5 VL6 VL7 VL8	271 271 271 271 271 271 271 271	0.01429 0.01429 0.0222 0.01429 0.01429 0.0222 0.01429 0.01429	277126.69 277126.69 430525.72 277126.69 277126.69 430525.72 277126.69 277126.69	2523811.58

Tableau 11 : Rigidités des voiles longitudinaux

- **Rigidités des voiles sans transversaux :**

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_y (m^4)	R_{xy} (Kn/m)	$\sum R_{xy}$
7 , 8 , 6 4 , 5 , 3 1 , 2	VT1 VT2 VT3 VT4 VT5 VT6	266 266 266 266 266 266	0.6266 0.8105 0.1489 0.1489 0.8105 0.6266	1.285×10^7 1.66×10^7 3.05×10^6 3.05×10^6 1.66×10^7 1.285×10^7	6.5×10^7
RDC	VT1 VT2 VT3 VT4 VT5 VT6	368 368 368 368 368 368	0.6266 0.8105 0.1489 0.1489 0.8105 0.6266	4.85×10^6 6.27×10^6 1.153×10^6 1.153×10^6 6.27×10^6 4.85×10^6	2.454×10^7
S-SOL	VT1 VT2 VT3 VT4 VT5 VT6	266 266 266 266 266 266	0.6266 0.8105 0.1489 0.1489 0.8105 0.6266	1.285×10^7 1.66×10^7 3.05×10^6 3.05×10^6 1.66×10^7 1.285×10^7	6.5×10^7

Tableau 12 : Rigidités des voiles transversaux.

G) Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes **(calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé)**, dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonnes**, et de comparer ces déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m^4**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une (inertie

fictive) puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

1) Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante : $\mathbf{I} = \frac{f_n}{D_n}$ **avec**

$\mathbf{D_n}$: déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

Δn : déplacement du portique au niveau n

f_n **:** flèche du refend au même niveau

I : inertie fictive du portique au niveau n

2) Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est I=1 m^4, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des« moment des airs ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : surface de trapèze $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$

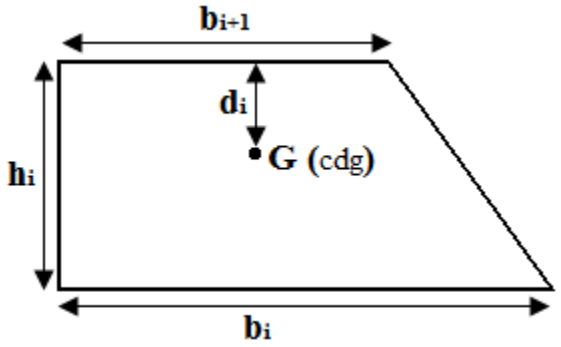


Figure01 : trapèze de calcul

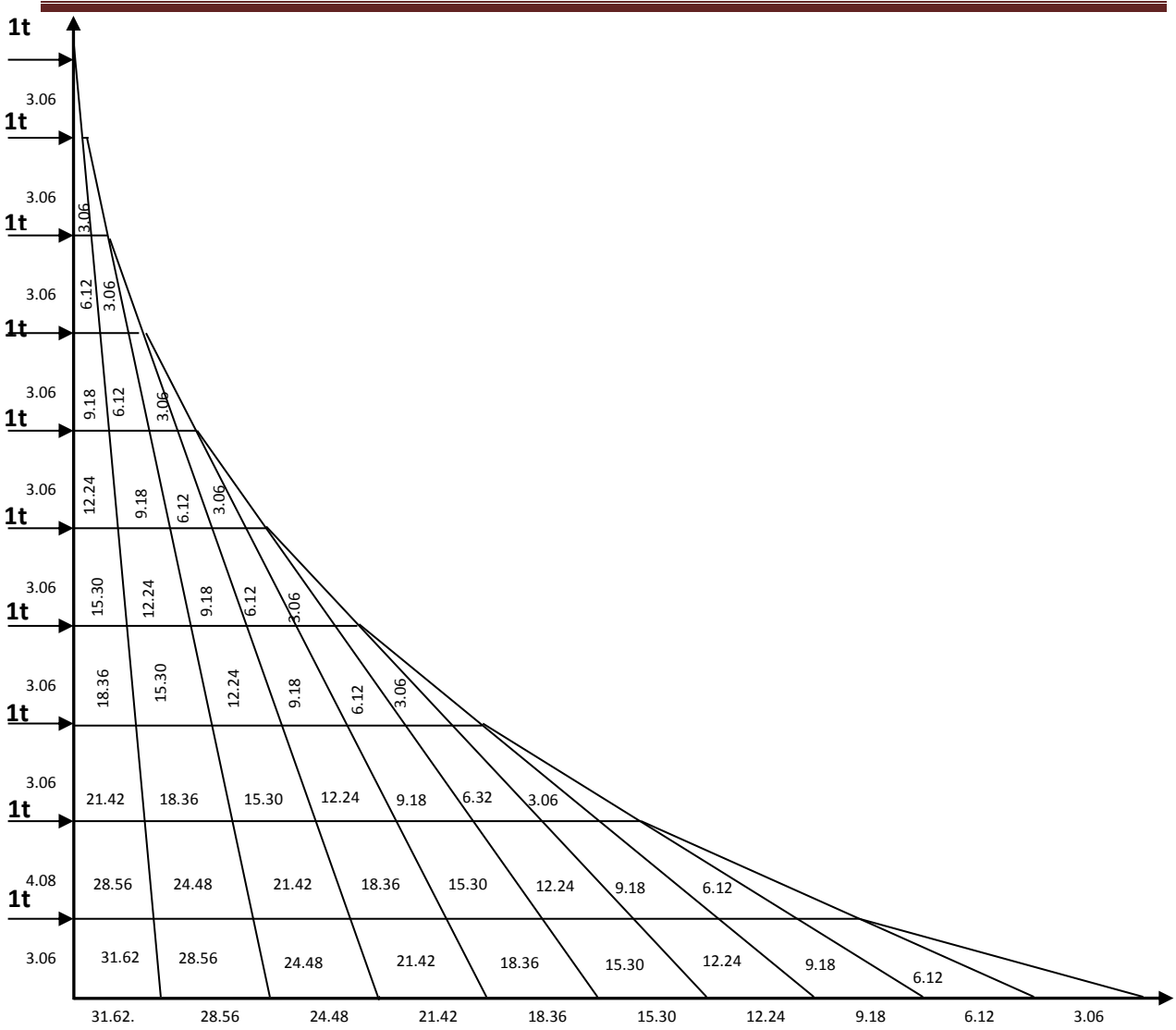


Figure02 : diagramme des moments des aires

Niveau	h(m)	b_i(m)	b_{i+1}(m)	$S_i(m^2)$	d_i (m)	$S_i \times d_i$	$f_i \times EI$
Comble	3.06	3.06	0	4.68	2.04	9.59	44730.75
7	3.06	9.18	3.06	18.57	1.78	33.14	38937.75
6	3.06	18.36	9.18	42.4	1.70	71.63	30923.71
5	3.06	30.6	18.30	74.90	1.66	124.33	27270.54
4	3.06	45.9	30.6	117.04	1.63	190.78	22795.34
3	3.06	64.26	45.9	168.54	1.61	271.35	15290.27
2	3.06	85.68	64.26	229.40	1.60	367.04	11484.64
1	3.06	110.16	85.68	294.36	1.59	468.46	7216.71
RDC	4,08	138.72	110.16	507.72	2.11	1071.28	3747.67
S-SOL	3.06	170.39	138.72	472.86	1.58	747.12	747.12

Tableau12 : la flèche des moments des aires

3) Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

- **Calcul des déplacements des portiques :**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

Avec : $E\Psi_n = \dfrac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \dfrac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$

h_e : hauteur d'étage.

M_n : moment d'étage avec $M_n = T_n \times h_e$

T_n : effort tranchant au niveau n

$\boldsymbol{E\theta}$: rotation d'étage avec :

Pour les poteaux d'étages courants : $E \cdot \theta_1 = \dfrac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$

Pour les poteaux encastrés à la base : $E \cdot \theta_1 = \dfrac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$

Pour les poteaux articulés à la base : $E \cdot \theta_n = \dfrac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

- **INERTIES FICTIVES DES PORTIQUES LONGITUDINAUX :**

Niveaux	**Portique**	$\sum kpn$ $10^4(m^3)$	$\sum ktn$ $10^4(m^3)$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
08	**A-A**	38.97	25.2	3.06	0	50.59	90.72	277.60	21045.63	44730.75	2.12	19.08
07	**A-A**	38.97	25.2	6.12	3.06	151.78	232.05	710.07	20768.03	38937.75	1.87	16.83
06	**A-A**	38.97	25.2	9.18	6.12	252.97	398.67	1219.93	20057.96	30923.71	1.54	13.86
05	**A-A**	38.97	25.2	12.24	9.18	354.16	565.30	1729.81	18838.03	27270.54	1.44	12.96
04	**A-A**	65.97	25.56	15.30	12.24	448.94	594.86	1820.27	17108.22	22795.34	1.33	11.97
03	**A-A**	65.97	25.56	18.36	15.30	548.94	730.74	2236.06	15287.95	15290.27	1.005	9.045
02	**A-A**	65.97	25.56	21.42	18.36	648.47	869.16	2659.62	13051.95	11484.64	0.87	7.83
01	**A-A**	104.76	25.92	24.48	21.42	737.84	887.88	2716.91	10392.27	7216.71	0.69	6.21
RDC	**A-A**	77.67	25.92	28.56	24.48	852.62	1101.65	4494.73	7676.08	3747.67	0.48	4.32
S-SOL	**A-A**	104.76	25.92	31.62	28.56	723.66	1039.66	3181.35	3181.35	747.12	0.25	2.25

Tableau13 : Inertie fictives des portiques longitudinaux

- **INERTIES FICTIVES DES PORTIQUE TRANSVERSAUX :**

Niveaux	Portique	$\sum kpn$ 10^4(m^3)	$\sum ktn$ 10^4(m^3)	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
08	**1-1**	17.64	12.81	3.06	0	99.53	194.32	594.61	43569.1	44730.75	1.02	4.08
07	**1-1**	17.64	12.81	6.12	3.06	298.59	488.17	1493.80	42974.5	38937.75	0.90	3.6
06	**1-1**	17.64	12.81	9.18	6.12	497.65	831.79	2545.27	41480.69	30923.71	0.73	2.92
05	**1-1**	17.64	12.81	12.24	9.18	696.72	1175.42	3596.78	38935.42	27270.54	0.70	2.8
04	**1-1**	29.8	13.04	15.30	12.24	879.98	1216.20	3721.57	35338.64	22795.34	0.65	2.6
03	**1-1**	29.8	13.04	18.36	15.30	1075.53	1491.17	4562.98	31617.07	15290.27	0.47	1.88
02	**1-1**	29.8	13.04	21.42	18.36	1271.08	1772.19	5422.90	27054.09	11484.64	0.42	1.68
01	**1-1**	35	13.16	24.48	21.42	1457.26	1945.02	5951.16	21631.19	7216.71	0.32	1.28
RDC	**1-1**	35	13.16	28.56	24.48	1679.33	2246.29	9164.98	15679.43	3747.67	0.23	0.92
S-SOL	**1-1**	47.36	13.16	31.62	28.56	1465.80	2128.94	6514.55	6514.55	747.12	0.12	0.48

Tableau14 : Inertie fictive des portiques transversaux

Résumé

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

	s-sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Moy
Sens longitudinal	2.25	4.32	6.21	7.83	9.045	11.97	12.96	13.86	16.83	19.08	10.44
Sens transversal	4.08	3.6	2.92	2.8	2.6	1.88	1.68	1.28	0.92	0.48	5.56

Tableau15 : inerties fictives des portiques

	I_{moy} voile	I_{moy} portique	Voile %	Portique %
Sens longitudinal	1.63	10.44	13.51	86.49
Sens transversal	5.3	5.56	48.4	51.6

Tableau16 : pourcentage pour chaque système de contreventement

Les recommandations de RPA :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de

leurs interactions à tous les niveaux.

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

D'où le coefficient de comportement **R=5 (tableau 4.3.RPA99 révisé2003).**

Conclusion :

En comparant les résultats, on voit dans les deux sens l'inertie des portiques est plus grandes que celles des voiles.

D'où le contreventement est assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement (**système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques**)

V) Modélisation et Vérification

A) 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 fins (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 site : ETABS, ROBOT, SAP…etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS version 9.7.0

1) 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.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

2) Etapes d'introduction des donnés :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles…).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

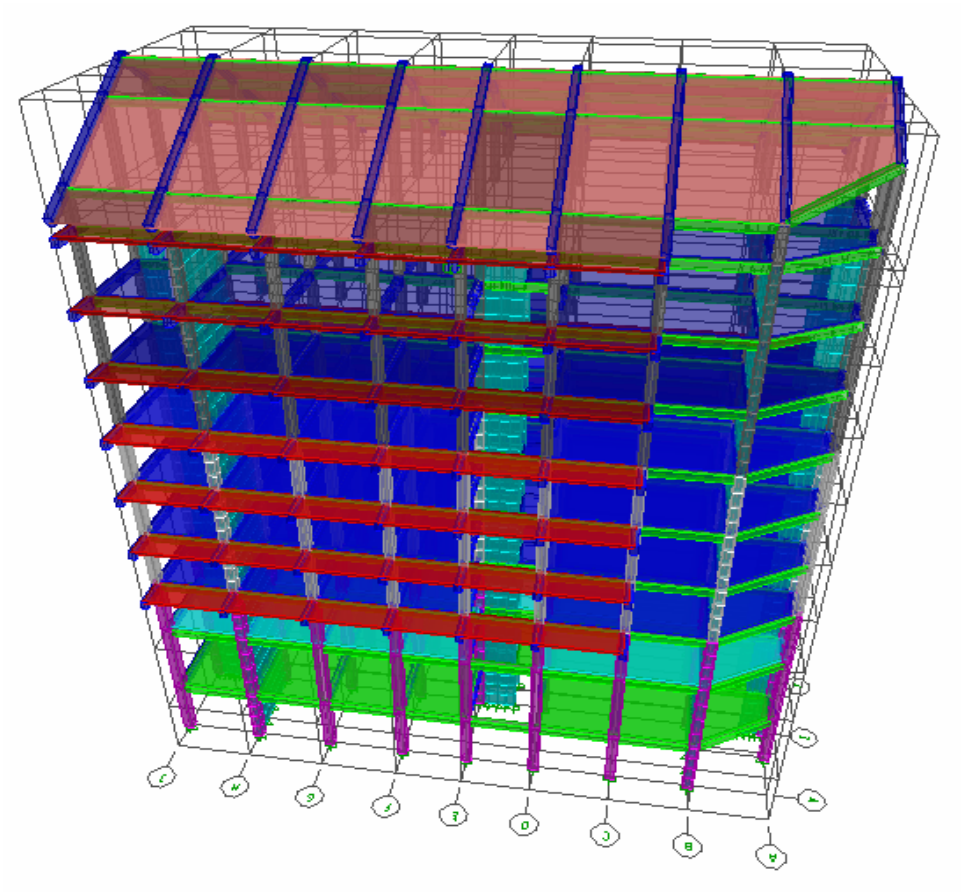


Figure 15 : Vue en 3D de la structure.

En une autre visualisation permet de voir la structure en plan :

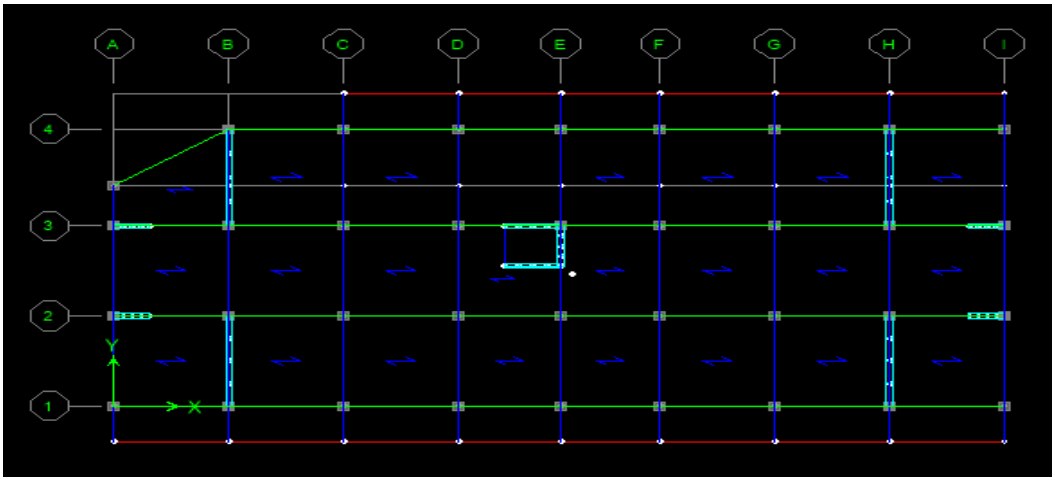


Figure 16 : vue en plan de la structure

B) Vérification des conditions du RPA :

1. Vérification de la période
2. Le pourcentage de participation massique
3. L'effort tranchant à la base
4. Les déplacements relatifs et le déplacement maximal
5. L'excentricité
6. L'effet P-Delta.
7. L'effort normal réduit dans les poteaux

Caractéristique de la structure :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et commercial. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitation **RPA 4.5 2003.**

1) Vérification de la période empirique T :

- **Calcul de la période empirique :** $T = C_T \, X \, (h_N)^{3/4}$

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

CT: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**

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

$\mathbf{T = 0.05 \times (31.42)^{3/4} = 0.663\ s}$

Calcul de la période empirique majorée :

$T_{maj} = 1.3 \times T = 0.862$ s

- **Détermination la période analytique par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : ***Display →show tables***

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes : **ANALYSIS RESULTS →modal information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos… ⟶ ok

Un autre tableau s'affichera. On choisit dans la liste déroulante en haut à droite **(Modal participation mass ratios)** les résultats s'afficheront comme suite :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,444805	83,9437	0,0016	0,0000	83,9437	0,0016	0,0183
2	0,204466	0,0000	77,5753	0,0000	83,9437	77,5769	6,5320
3	0,192023	0,0185	6,4194	0,0000	83,9622	83,9963	77,6924
4	0,177485	0,0392	0,0016	0,0000	84,0014	83,9979	0,0645
5	0,096607	9,2894	0,0004	0,0000	93,2908	83,9983	0,0004
6	0,074351	0,0005	0,3626	0,0000	93,2912	84,3608	0,0219
7	0,070181	0,0001	0,0440	0,0000	93,2913	84,4048	0,3676
8	0,062349	0,3139	0,0001	0,0000	93,6052	84,4049	0,0007
9	0,046053	4,2791	0,0003	0,0000	97,8843	84,4052	0,0001
10	0,041082	0,0006	9,0058	0,0000	97,8849	93,4110	0,6530
11	0,038809	0,0003	0,6465	0,0000	97,8852	94,0576	9,2883
12	0,037330	0,4037	0,0000	0,0000	98,2889	94,0576	0,0052

OK

Tableau 01 : Justification de la période el les masses participantes.

$T_{analytique}$ = **0.444** < $T_{empirique}$ = **0.663 …… condition vérifiée.**

2) Le pourcentage de participation massique

La somme des masses modales dans le **5**^{eme} mode (93.28%) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans la direction **X**, d'où la condition du RPA est vérifiée.

La somme des masses modales dans le **10**^{eme} mode (93.41%) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans la direction **Y**, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, le premier mode est une **translation** suivant **X** avec une mobilisation de masse de (83.94%). Le deuxième mode est une **translation** suivant **Y** avec une mobilisation de masse de (77.57%), et la troisième mode est **rotation Z** avec une mobilisation de masse de (77.69%).

3) Vérification de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalent :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents a ceux de l'action sismique.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \textbf{(Article 4.1 du RPA99)}$$

- **Déduction des coefficients A.D .et R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépond de deux paramètres :

- Groupe d'usage :2
- Zone sismique 2

} A=0,15

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R= 5 (**chapitre 04) :

- **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} p_q$$

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

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant x-x : condition vérifié **P_x = 0.00**

Suivant y-y : condition non vérifié **Py = 0.05**

Régularité en plan :

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses …… **condition non vérifié**

Donc la régularité en plan non vérifié P_q = 0,05

Condition de régularité en élévation :

- La continuité des systèmes de contreventement :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue de bas vers le haut et de même

Nature ……. **Condition vérifiée**

La vérification des masses et rigidités :

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet bâtiment…..**condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le séisme de 2003.

Pénalité Pq		
Critère	Vérifie	Non vérifie
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	0.00	/
Condition minimales sur les fils de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00	/
Suivi de chantier	0.00	/

Tableau 02 : valeurs de pénalités Pq.

Donc :

$Q_x = 1+\sum 0 + 0.05 + 0 = 1.05$

$Q_y = 1+\sum 0.05 + 0.05 + 0 = 1.10$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule **(4.2)** de **RPA**, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement **(*n*)** et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5n & \text{avec : } 0 \le T \le T_2 \\ 2.5n\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \le T \le 3s \\ 2.5n\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \ge 3s \end{cases} \qquad \text{avec} \quad \mathbf{D \le 2.5}$$

T_2 : période caractéristique, associée du site donné par le tableau **(4.7 RPA99/V2003).**

La nature du sol : site meuble ⟶ **S_3** ⟶ $T_2 = 0.5s$

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule **(4-3)** comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

ε *(%)* : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (Tab 4-2) ⟶ **ε = 10 %**

$\eta = 0.764 \geq 0.7$ …… condition vérifiée

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

$$T = C_T \, X \, (h_N)^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times (31.42)^{3/4} = 0.663 \text{ s}$$

$$D = 2.5n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.58$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_t sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre	valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient C_t	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification dynamique D	1.58	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	$Q_x = 1.05$ $Q_y = 1.15$	Formule 4.4
Poids total de la structure W_t	33851.89 KN	ETABS

Tableau 03 : Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_t

Application numérique :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.05}{5} \times 33851.89 = 1684.81 \text{ KN}$$

$$V_{RPAx} = 0.8 \times 1684.81 = 1374.848 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.10}{5} \times 33851.89 = 1765.04 \text{ KN}$$

V_{RPAy}= 0.8 × 1765.04 = 1412.032 KN

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display→show tables **.**Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS→modal Information ⟶building modal information

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/ combos …. Ok

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	3946,29	-17,21	0,00	256,595	61718,001	-22353,
EX	2	U1	0,00	-0,02	0,00	0,333	-0,002	-0,30
EX	3	U1	0,87	16,20	0,00	-255,240	1,987	233,2
EX	4	U1	1,84	0,37	0,00	-9,261	-514,296	-9,92
EX	5	U1	458,78	-3,00	0,00	4,835	6483,295	-2684,3
EX	6	U1	0,02	0,66	0,00	51,791	0,245	9,104
EX	7	U1	0,00	-0,11	0,00	-6,812	0,578	-1,50
EX	8	U1	15,96	-0,24	0,00	-2,715	-658,701	-107,0
EX	9	U1	220,41	-1,88	0,00	11,529	2067,296	-1290,5
EX	10	U1	0,03	3,77	0,00	-48,929	0,240	54,86
EX	11	U1	0,02	0,73	0,00	-8,999	0,674	10,53
EX	12	U1	20,97	-0,17	0,00	-0,766	-346,357	-123,7
EX	All	All	3983,43	23,92	0,00	368,378	62114,265	22569,
EY	1	U2	-17,21	0,08	0,00	-1,119	-269,081	97,45
EY	2	U2	-0,02	3646,90	0,00	-57751,070	344,450	53710,9
EY	3	U2	16,20	301,78	0,00	-4754,484	37,012	4345,3
EY	4	U2	0,37	0,07	0,00	-1,862	-103,391	-1,99

OK

Tableau 04 : les efforts tranchants.

Les résultats s'afficheront comme suit :

V_{etaps} x-x = **F_1 = 3983,43 KN**

V_{etaps} y-y = **F_2 = 3935,79 KN**

Donc :

V_{etaps} x-x = **3983,43 KN** > 0.8 V_{RAPx} = **1374.848 KN**

V_{etaps} y-y = **3935,79 KN** > 0.8 V_{RAPy} = **1412.032 KN**

La condition sur l'effort tranchant à la base vérifiée

4) Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport

Aux étage qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1 de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_K = R \times \times \delta_{ek}} \quad \textbf{(formule 4 – 19 de RPA)}$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \textbf{(Formule 4 – 20 de RPA 99)}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par logiciel,

On suit les étapes suivantes :

Display → show tables : un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

***ANALYSES RESULTS →Déplacement Data*→Table : diaphragme CM déplacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases / combos …… 2 fois sur ok

Les mêmes étapes pour le sens transversal, sauf que au lieu de sélectionner la combinaison Ex on doit sélectionner EY.

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX
STORY10	D10	EX	0,0006
STORY9	D9	EX	0,0000
STORY8	D8	EX	0,0037
STORY7	D7	EX	0,0070
STORY6	D6	EX	0,0093
STORY5	D5	EX	0,0102
STORY4	D4	EX	0,0097
STORY3	D3	EX	0,0079
STORY2	D2	EX	0,0052
STORY1	D1	EX	0,0014

OK

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY10	D10	EY	0,0000	0,0003
STORY9	D9	EY	0,0000	0,0000
STORY8	D8	EY	0,0000	0,0008
STORY7	D7	EY	0,0000	0,0015
STORY6	D6	EY	0,0001	0,0020
STORY5	D5	EY	0,0001	0,0021
STORY4	D4	EY	0,0001	0,0020
STORY3	D3	EY	0,0000	0,0016
STORY2	D2	EY	0,0000	0,0010
STORY1	D1	EY	0,0000	0,0003

OK

Figure 17 : déplacements relatifs sous l'action EX et EY.

Story	UX	δ_k	$\Delta_k = \lvert\delta_k - \delta_{k-1}\rvert$	UY	δ_k	$\Delta_k = \lvert\delta_k - \delta_{k-1}\rvert$	1% h	condition
Etage 7	0.0006	0.003	0.0155	0.0003	0.0015	0.0025	0.0160	**Vérifié**
Etage 6	0.0037	0.0185	0.0165	0.0008	0.004	0.0035	0.0306	**Vérifié**
Etage 5	0.0070	0.035	0.0115	0.0015	0.0075	0.0025	0.0306	**Vérifié**
Etage 4	0.0093	0.0465	0.0045	0.0020	0.01	0.0005	0.0306	**Vérifié**
Etage 3	0.0102	0.051	0.0025	0.0021	0.0105	0.0005	0.0306	**Vérifié**
Etage 2	0.0097	0.0485	0.009	0.0020	0.01	0.002	0.0306	**Vérifié**
Etage 1	0.0079	0.0395	0.0135	0.0016	0.008	0.012	0.0306	**Vérifié**
RDC	0.0052	0.026	0.019	0.0010	0.005	0.0035	0.0408	**Vérifié**
S-SOL	0.0014	0.007	0.007	0.0003	0.0015	0.0015	0.0306	**Vérifié**

Tableau 05 : déplacements relatifs sous l'action EX et EY.

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifié la formule suivante :

$$\delta_{Max} = \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible

H_t : hauteur total du bâtiment.

Suivant EX :

δ_{Max} = 0.01 m $\leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.42}{500}$ = 0.06284 m **condition vérifié**

Suivant EY :

δ_{Max} = 0.01 m $\leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.42}{500}$ = 0.06284 m **condition vérifié**

5) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99/version 2003 dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle -additionnelle- égale ± ***0.05 L***, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit : **CM** : centre de masse. **CR** : centre de rigidité

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%$ L

Display→show tables un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS→building output puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos… center mass rigidity *OK→OK***

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	D1	14,554	5,78	14,375	6,142
STORY2	D2	14,551	5,781	14,384	6,156
STORY3	D3	14,783	5,636	14,386	6,133
STORY4	D4	14,752	5,566	14,39	6,12
STORY5	D5	14,752	5,566	14,393	6,113
STORY6	D6	14,757	5,564	14,397	6,117
STORY7	D7	14,763	5,562	14,399	6,126
STORY8	D8	14,763	5,562	14,399	6,144
STORY9	D9	14,734	5,578	14,402	6,353
STORY10	D10	14,352	5,700	14,772	5,869

Tableau 06 : de la vérification de l'excentricité

On relève les valeurs des coordonné des deux centres gravité et torsion puis on calcul leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	|XCCM-XCR|	|YCCM-YCR|
STORY1	D1	14,554	5,78	14,375	6,142	0.179	0.362
STORY2	D2	14,551	5,781	14,384	6,156	0.167	0.375
STORY3	D3	14,783	5,636	14,386	6,133	0.397	0.497
STORY4	D4	14,752	5,566	14,39	6,12	0.362	0.554
STORY5	D5	14,752	5,566	14,393	6,113	0.359	0.547
STORY6	D6	14,757	5,564	14,397	6,117	0.360	0.553
STORY7	D7	14,763	5,562	14,399	6,126	0.364	0.564
STORY8	D8	14,763	5,562	14,399	6,144	0.364	0.582
STORY9	D9	14,734	5,578	14,402	5.869	0.332	0.291
STORY10	D10	14,352	5,700	14,772	5,869	0.42	0.169

Tableau 07 : de la vérification de l'excentricité.

$E_{Xmax} = 0.420$ m

$E_{Ymax} = 0.582$ m

$$\left.\begin{array}{l} 5\%\ L_x = 0.05 \times 29.15 = 1.457\text{m} > 0.420\ \text{m} \\ 5\%\ L_y = 0.05 \times 12.70 = 0.635 > 0.582\ \text{m} \end{array}\right\} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

6) Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du 2eme ordre (ou effet **P-Δ_K**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta_k = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0.1}$$

Sinon si :

0.10< θ_k < 0.20 : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à **1/ (1- θ_k).**

θ_k > 0.20 : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P*k* : poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K.

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1

V_k : l'effort tranchant de l'étage courant (k)

		Sens x			Sens y			condition
niveau	**Pk (KN)**	Δ_k	V_k	θ_k	Δ_k	V_k	θ_k	
Etage 8	75.34	0.0155	3,77	0.09	0.0025	11,73	0.005	**vérifié**
Etage 7	4868.23	0.0006	1871	0.0005	0.0003	1668,36	0.0003	**vérifié**
Etage 6	8480.13	0.0165	1595,58	0.028	0.0025	1370,73	0.005	**vérifié**
Etage 5	12092.04	0.0115	1111,5	0.04	0.0005	877,8	0.0022	**vérifié**
Etage 4	15807.21	0.0045	453,81	0.05	0.0005	250,86	0.01	**vérifié**
Etage 3	19522.39	0.0025	359,27	0.044	0.002	599,6	0.021	**vérifié**
Etage 2	23237.57	0.009	1093,99	0.062	0.012	1309,82	0.069	**vérifié**
Etage 1	27002.58	0.0135	1650,62	0.072	0.0035	1839,79	0.016	**vérifié**
RDC	30555.50	0.019	2001,08	0.071	0.0015	2163,53	0.005	**vérifié**
S.Sol	33851.89	0.007	2117,39	0.036	0.0025	2278,37	0.012	**vérifié**

Tableau 08 : justification vis-à-vis de l'effet P- delta

7) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \textit{avec :}$$

N_d : effort normal sismique.

B : section transversale du poteau considéré

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

Etage considéré	N_d (KN)	B(mm^2)	F_{c28} (N/ mm^2)	V	Observation
S-SOL	1371.93	202500	25	0.27	vérifiée

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée
- L'effet p- delta est vérifié
- L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié.

La modélisation de la structure avec et ETABS présente toutes les caractéristiques recommandes par les règlements ; donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferraillée les différents éléments structuraux.

VI-1) FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivants les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivants :

- 1,35G+1,5Q ⟶ a l'ELU
- G+Q ⟶ a l'ELS
- G+Q+E ⟶ RPA 99 révisée 2003
- 0.8 G ± E ⟶ RPA 99 révisée 2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	f_e(MPA)	$\sigma_s(MPA)$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau 01 : caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle

En flexion composée, on étudie deux cas :

- Section partiellement comprimée **(SPC)**.
- Section entièrement comprimée **(SEC).**

A) Recommandation et exigences du RPA 99 révisé 2003 :

Armatures longitudinales :

1. Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence droites et sans crochets.
2. Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8$\% \times \boldsymbol{b} \times \boldsymbol{h}\ (\boldsymbol{en\ zone}\ \mathbf{2})$ **:**

Poteaux (45x45) : A min = 0.008 x45 x 45 = 16.2 cm^2

Poteaux (40x40) : Amin = 0.008x 40x 40= 12.8 cm^2

Poteaux (35x 35) : A min = 0.008 x 35 x 35 = 9.8 cm^2

le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera $\boldsymbol{6\% \times b \times h}$ **(zone 2)**

Poteaux (45x45) : A max = 0.06 x45 x 45 = 121.5 cm^2

Poteaux (40x40) : A max = 0.06x 40x 40= 96 cm^2

Poteaux (35x 35) : A max = 0.06 x 35 x 35 = 73.5 cm^2

Le pourcentage maximum en zone courante $4\% \times b \times h$ (en zone 2) :

Poteaux (45x45) : A max = 0.04 x45 x 45 = 81 cm^2

Poteaux (40x40) : A max = 0.04x 40x 40= 64 cm^2

Poteaux (35x 35) : A max = 0.04 x 35 x 35 = 49 cm^2

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement **L_R = 40 $\emptyset_l^{min}$ en zone 2a**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone 2
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales

Armatures transversales :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

B) Etapes de calcule flexion composée à l'ELU :

- **Calcul du centre de pression :**

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

Deux cas peuvent se présenter :

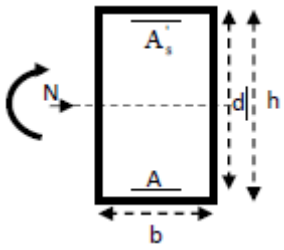
1) Section partiellement comprimée (SPC) :

Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- 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) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué de compression



$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier les conditions suivantes:

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left[\, 0.337 - 0.81\,\frac{c}{h}\,\right] bh^2 f_b$$

$$\frac{N_U}{bhf_{bu}}\,(0.5 - c'/h - e/h) \leq (0.337 - 0.81\ c'/h)$$

Avec : N_u **:** effort de compression.

M_f **:** moment fictif $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$

Détermination des armatures :

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

- 1er cas

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (A'=0)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- **2ème cas :**

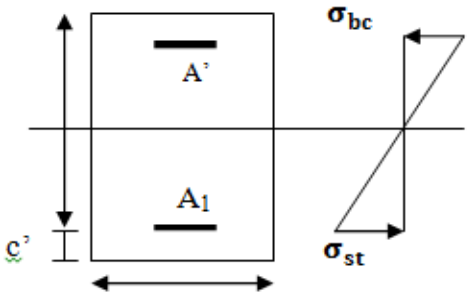
Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée. (A'≠0)

On calculus: $M_r = \mu_1 . bd^2 f_{bc}$; $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r **:** moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta\, d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_s} \end{cases}$$



$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$$

La section réelle d'armature:

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2) Section entièrement comprimée (SEC) :

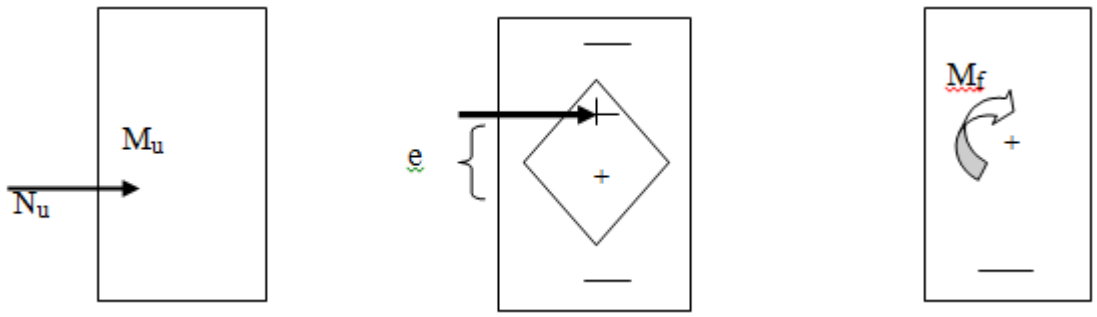
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u\,(d - c') - M_f > \left(0.337h - 0.81\frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

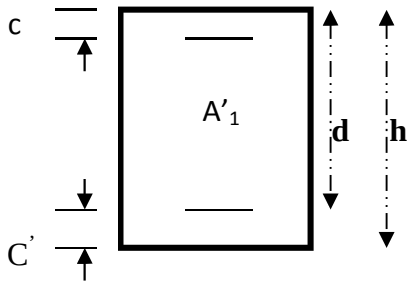
Deux cas peuvent se présenter :



- **<u>1er cas :</u>**

Si $N_u(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est doublement armée

$A_2 > 0$ et $A_1' > 0$



La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_{f(d-0.5h)}\ bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

- **<u>2eme cas :</u>**

Si $N_u\,(d-c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est Simplement armée

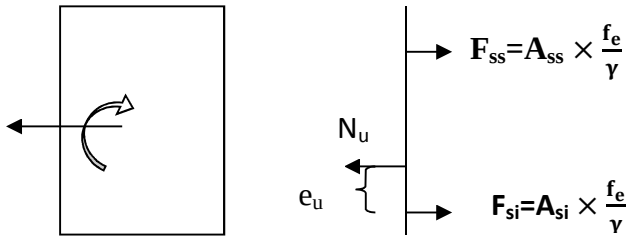
$A_2 > 0$ et $A_1' = 0$

$$A_2 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \qquad \text{Avec :} \qquad \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 . f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3) Section entièrement tendues :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \dfrac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\dfrac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ **= 348 Mpa**

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera *:* $A = \frac{N_u - B\, f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_s**:** Contrainte de l'acier

C) Calcul des ferraillages des poteaux :

1) Sens (y-y) :

Niveau	Poteau	N(KN)	M(KN.m)	OBS	Asup (cm^2)	Ainf (cm^2)	A min (cm^2)	Ferraillage	A adopter (cm^2)
S-SOL RDC et 1ere	45 x 45	Nmin =589,31	M cor =2,028	**SEC**	**0**	**0**	**16.20**	**4HA20 + 4HA16**	**20.06**
		Nmax =1592,99	M cor=-1,994	**SEC**	**0**	**0**	**16.20**		
		Ncor =100,27	Mmax=36,284	**SPC**	**0**	**0.87**	**16.20**		
+2.3.4	40 x 40	Nmin =319,23	M cor =1,962	**SEC**	**0**	**0**	**12.80**	**4HA16 + 4HA14**	**14.19**
		Nmax =-1077,14	Mcor=14,739	**SEC**	**0**	**0**	**12.80**		
		Ncor =-499	Mmax=34,901	**SEC**	**0**	**0**	**12.80**		
5.6.7.8	35x35	Nmin =288.5	Mcor=1,169	**SEC**	**0**	**0**	**9.80**	**4HA16 + 4HA14**	**14.19**
		Nmax=-555,96	Mcor=6,359	**SEC**	**0**	**0**	**9.80**		
		Ncor=-131,6	Mmax=96,307	**SPC**	**0**	**6.67**	**9.80**		

Tableau 02 : ferraillage des poteaux dans le sens (y-y).

2) Sens x-x :

Niveau	Poteau	N(KN)	M(KN.m)	OBS	Asup (cm^2)	Ainf (cm^2)	A min (cm^2)	Ferraillage	A adopter (cm^2)
S-SOL RDC et 1ere	45 x 45	Nmin =589,31	M cor =2,028	**SEC**	**0**	**0**	**16.20**	**4HA20 + 4HA16**	**20.06**
		Nmax =1592,99	M cor=-1,994	**SEC**	**0**	**0**	**16.20**		
		Ncor =100,27	Mmax=36,284	**SPC**	**0**	**0.88**	**16.20**		
+2.3.4	40 x 40	Nmin =319,23	M cor =1,962	**SEC**	**0**	**0**	**12.80**	**4HA16 + 4HA14**	**14.19**
		Nmax =-1077,14	Mcor=14,739	**SEC**	**0**	**0**	**12.80**		
		Ncor =-499	Mmax=34,901	**SEC**	**0**	**0**	**12.80**		
5.6.7.8	35x35	Nmin =288.5	Mcor=1,169	**SEC**	**0**	**0**	**9.80**	**4HA16 + 4HA14**	**14.19**
		Nmax=-555,96	Mcor=6,359	**SEC**	**0**	**0**	**9.80**		
		Ncor=-131,6	Mmax=96,307	**SPC**	**0**	**6.67**	**9.80**		

Tableau03 : ferraillage des poteaux dans le sens (x-x).

D) Vérifications à l'ELU :

1) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

2) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66$ mm $\longrightarrow$ $\emptyset_t = 8$ **mm**

$\emptyset_l$: Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8**.
Soit **(A_t = 2,01 cm^2).**

3) Espacement des armatures transversales :

- **Selon le BAEL 91 modifiées 99** **(Art** A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a+10)cm\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40cm; (35+10)cm\}$$

$S_t \leq 21cm$ Soit : $S_t = 15$ **cm**

- **Selon le RPA 99 version 2003** **(**Art 7.4.2.2)

➢ <u>En zone courante :</u>

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.4\right\}$$

$$S_t \leq \min\{17.5; 17.5; 14\} = 14cm$$

$S_t \leq 14$ **cm** soit : $S_t = 10$**cm**

➢ <u>En zone nodal :</u>

$S_t \leq 10$ **cm** soit: $S_t = 8$ **cm**

4) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$……$A_t^{min} = 0.3\%\ S_t.b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$……$A_t^{min} = 0.8\ \%\ S_t.b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$……...interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707\, l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (45 x45) :**

✓ **RDC :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.68}{0.40} = 5.78 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 8 \times 45 = 1.08\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV

✓ **Etage 1-2-3-4 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.76}{0.45} = 4.33 < 5$$

$\rho_a = 3.75 \longrightarrow$ Interpolation $\frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$

- Zone nodale : $A_t^{min} = 0.0044 \times 8 \times 45 = 1.58\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{min} = 0.0044 \times 10 \times 45 = 1.98 cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV

❖ **Poteaux (40 x40) :**

✓ **Etage 5, 6, 7 et 8 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.76}{0.4} = 4.87 < 5$$

$\rho_a = 3.75 \longrightarrow$ Interpolation $\frac{A_t}{b \times S_t} = 0.5\%$

- Zone nodale : $A_t^{min} = 0.005 \times 8 \times 40 = 1.6\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{min} = 0.005 \times 10 \times 40 = 2 cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV

❖ **Poteaux (35 x35) :**

✓ **Etage 5-6-7et 8 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.76}{0.35} = 5.57 > 5$$

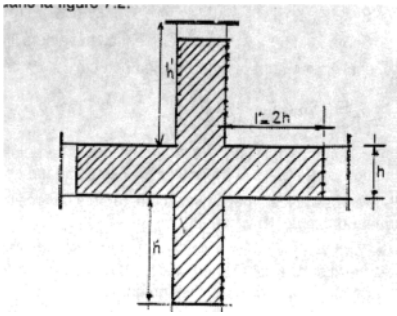
- Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.84\ cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 1.05 cm^2 \leq 2.01 cm^2$ CV

5) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud 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.

h'= Max (he/6;b_1;h_1;60) **(Art.7.4.2.1)**

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	H	h'
Poteaux (45 x 45)	3.06	h'= Max ($\frac{306-35}{6}$; 40;40;60) =60cm
	4.08	h'= Max ($\frac{408-35}{6}$; 45;45;60) = 60.83 cm
Poteaux (40x 40)	3.06	h'= Max ($\frac{306-35}{6}$; 40;40;60) =60cm
Poteaux (35x 35)	3.06	h'= Max ($\frac{306-35}{6}$; 40;40;60) =60cm

Tableau 04 : détermination de la zone nodal**.**

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$

Poteau	H_e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
45x45	4.08	45	42.5	68.9	5.9	0.075	0.324	1.875	CV
	3.06	45	42.5	68.9	4.34	0.04	0.36	1	CV
40x40	3.06	40	37.5	38	4.34	0.04	0.253	1	CV
35x35	3.06	35	32.5	65.71	5.57	0.075	0.578	1.875	CV

Tableau05: Vérification des contraintes tangentielles

E) Vérifications à l'ELS :

1) Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

2) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15\frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b\,h\,X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- ; Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

3) Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.} \end{cases}$

L_C **:** la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 **:** est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p\,y_2 + q = 0$

Avec : $\begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_S \\ P = -3L_C^2 - \frac{90\,A'_S}{b}(L_C - c') + \frac{90A_S}{b}(d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90\,A'_S}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_S}{b}(d - L_C) \end{cases}$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5\,(\sqrt{\Delta} - q)\,,\quad u = t^{\frac{1}{3}}\,,\quad y_2 = u - \frac{p}{3\,u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a\cos(\frac{\varphi}{3}) \\ y_2^2 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) \\ y_2^3 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) \end{cases}$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q}\sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15\,[A_S\,(d - y_1)^2 + A'_S\,(y_1 + c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2\,N_S}{I}\,Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} **:** Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} **:** Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Sens (X-X) :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
S-SOL RDC et 1ér	N_{min}= 589,31	M_{cor}=-15,95	2.84	41.6	25.3	1.62	15	348	CV
	N_{max}= 1372,93	M_{cor}=56,318	7.35	106.6	49.2	3.04	15	348	CV
	N_{cor}=-421,76	M_{max}=101,75	5.88	80	49.7	0	15	348	CV
2 3 et 4	N_{min}=319,23	M_{cor}=8,543	2.58	37.8	24.7	1.58	15	348	CV
	N_{max}= -1077,14	M_{cor}=1,381	5.4	80.8	78.7	5.24	15	348	CV
	N_{cor}=--209,53	M_{max}=51,097	4.43	58.9	47.7	0	15	348	CV
5 6 7et 8	N_{min}=288,5	M_{cor}=2,473	2.02	29.8	24.5	1.6	15	348	CV
	N_{max}= -555,96	M_{cor}=1,858	3.64	54.3	50.3	3.33	15	348	CV
	N_{cor}=-69,98	M_{max}=96,033	10	120.3	241.5	0	15	348	CV

Tableau 06 : vérifications à l'ELS (sens x-x).

Sens (Y-Y) :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{s}$ (MPa)	OBS
S-SOL RDC et 1ér	N_{min}= 589,31	M_{cor}=2,028	1.95	29.2	27.5	1.83	15	348	CV
	N_{max}= 1372,93	M_{cor}=4,617	4.54	67.9	64.2	4.26	15	348	CV
	N_{cor}=100,27	M_{max}=36,284	1.59	21.4	21.1	0	15	348	CV
2 3 et 4	N_{min}=319,23	M_{cor}=1,962	1.69	25.1	22.2	1.21	15	348	CV
	N_{max}= -797,77	M_{cor}=7,849	4.39	65.1	53.1	3.48	15	348	CV
	N_{cor}=-322,2	M_{max}=29,495	3.31	46.4	1.24	0	15	348	CV
5 6 7et 9	N_{min}=288,5	M_{cor}=1,169	1.91	28.4	25.9	1.71	15	348	CV
	N_{max}=-490,13	M_{cor}=-4,36	3.44	50.8	41.4	2.71	15	348	CV
	N_{cor}=-80,82	M_{max}=85,706	9.09	109.5	209	0	15	348	CV

Tableau 07 : vérifications à l'ELS (sens y-y).

4) Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \,.\, b \,.\, d \,.\, f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \,.\, d}{e_s - 0.185 \,.\, d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens (X- X) :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	es	Amin (cm^2)	A adopter	OBS
S-SOL RDC et 1ér	N_{min}= 589,31	M_{cor}=-15,95	0.027	7.03	20.6	Vérifié
	N_{max}= 1372,93	M_{cor}=56,318	0.041	10.43		Vérifié
	N_{cor}=-421,76	M_{max}=101,75	0.24	3.93		Vérifié
2 3 et 4	N_{min}=319,23	M_{cor}=8,543	0.027	8.23	14.19	Vérifié
	N_{max}= -797,77	M_{cor}=1,381	0.0012	6.98		Vérifié
	N_{cor}=--209,53	M_{max}=51,097	0.244	1.27		Vérifié
5 6 7et 8	N_{min}=288,5	M_{cor}=2,473	0.0086	7.57	12.31	Vérifié
	N_{max}= -555,96	M_{cor}=1,858	0.00334	7.14		Vérifié
	N_{cor}=-69,98	M_{max}=96,033	1.37	2.68		Vérifié

Tableau 08 : vérifications Condition de nom fragilité (sens x-x).

Sens (Y-Y) :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	Es	Amin (cm^2)	A adopter	OBS
S-SOL RDC et 1ér	N_{min}= 589,31	M_{cor}=2.208	0.0034	7.06	20.6	Vérifié
	N_{max}= 1372,93	M_{cor}=4.617	0.003	7.04		Vérifié
	N_{cor}=100.27	M_{max}=36.284	0.362	1.59		Vérifié
2 3 et 4	N_{min}= 319,23	M_{cor}= 8,543	0.027	8.23	14.19	Vérifié
	N_{max}= -797,77	M_{cor}= 7,849	0.0098	7.47		Vérifié
	N_{cor}=- -322,2	M_{max}=29,495	0.091	5.07		Vérifié
5 6 7et 9	N_{min}=288,5	M_{cor}= 1,169	0.0086	7.75	12.31	Vérifié
	N_{max}= -555,96	M_{cor}= -4,36	0.004	7.2		Vérifié
	N_{cor}=- -80,82	M_{max}=85,706	1.06	2.63		Vérifié

Tableau 08 : vérifications Condition de nom fragilité (sens x-x).

Conclusion :

les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Schéma de ferraillage des poteaux :

- **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16 = **20,06cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2,01cm²**

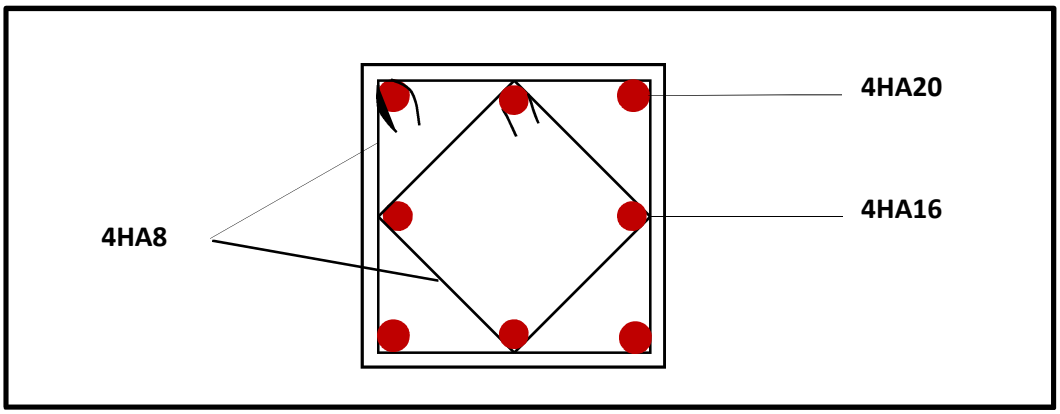


FIGURE 01: Ferraillage Poteau 45x45

- **Poteaux (40×40) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA16 + 4HA14 = **14,19cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2,01cm²**

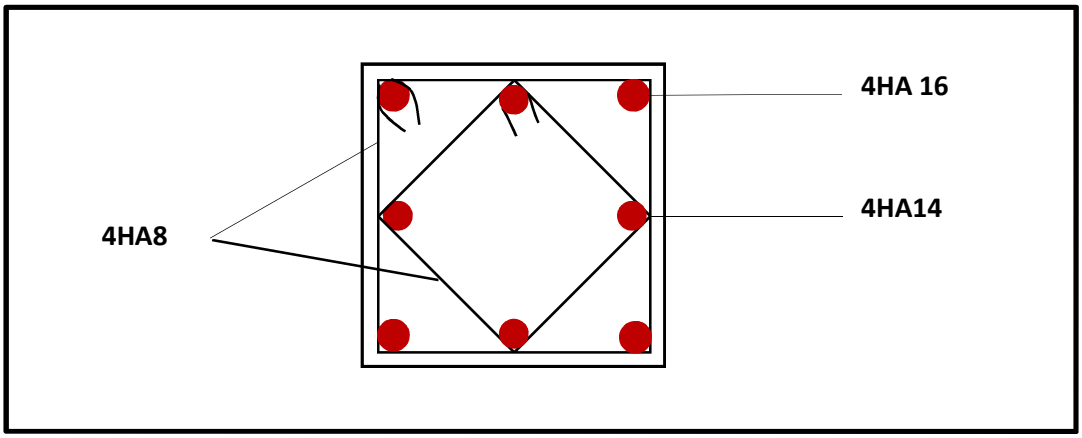


FIGURE 02 : Ferraillage Poteau 40x40

- **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA16 + 4 HA14 = **14,19 cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2,01cm²**

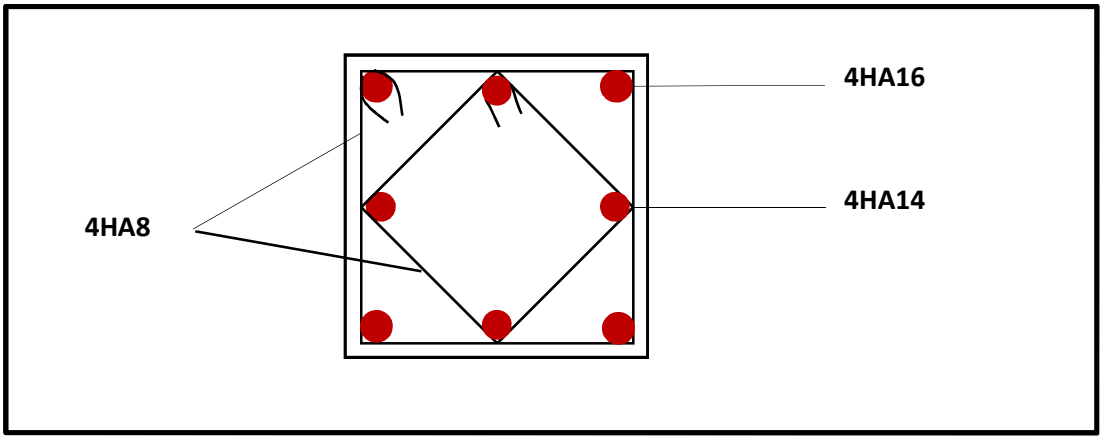


FIGURE 03: Ferraillage Poteau 35x35

VI-2) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple selon les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q
- 0,8G ± Q

A) Recommandation des RPA (version 99 révisé en 2003) :

1) Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0,5% en toute section :

- ✓ **Poutres principales** : A_{min} = 0.005x40x30 =6 cm^2
- ✓ **Poutres secondaires** : A_{min} = 0.005x35x30 = 5.25 cm^2

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

- En zone courante 4%
- ✓ **Poutres principales** : A_{min} = 0.04x40x30 =48 cm^2
- ✓ **Poutres secondaires** : A_{min} = 0.04x35x30 =42 cm^2

En zone de recouvrement :

- ✓ **Poutres principales** : A_{min}= 0.005x40x30 =6 cm2
- ✓ **Poutres secondaires** : A_{min} = 0.005x35x25 = 4.375 cm

La longueur de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa)

L'ancrage de l'armature longitudinale supérieure et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90 ^{0}

Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum des trois cadres par nœud

Les cadres de nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

2) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

A_t= 0.003*S*b

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

S= $\min(\frac{h}{4}, 12\emptyset)$

En dehors de la zone nodale : S≤h/2

B) Calcule des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

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

Pour les Fe400

si $\mu_b < \mu_l \Longrightarrow$ section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Longrightarrow$ section doublement armée

Section sans armatures comprimées (A's =0) :

Si $\mu_b < \mu_l$ = 0,392

On redimensionne la section ou on introduit les armatures comprimées :

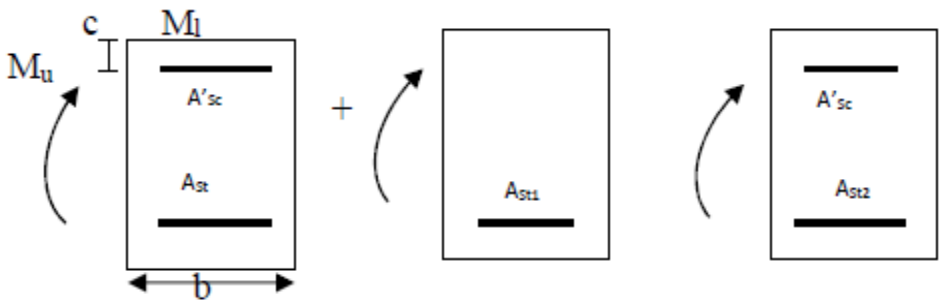


Figure 01 : ferraillage de la poutre doublement armée

A_{St} : La section d'acier inférieure tendue,
A'_{Sc} : La section d'acier supérieure comprimée

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l . b . d^2 . f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{(\beta d f_e/\gamma_s)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{\sigma_{sc}(d-c)}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{sc}$$

Le calcul des sections, et le choix des armatures est résumé dans les tableaux suivants :

1) Ferraillage Poutres principales :

En travée :

zone	M_u	μ	Obs	β	A_s	A_{min}(0.005*b*h)	Choix d'armatures	Adap
01	37,16	0.062	SSA	0.968	2.94	6cm^2	3HA12	3.39
02	27,19	0.0453	SSA	0.976	2.13		3HA12	3.39
03	34,67	0.058	SSA	0.970	2.73		3HA12	3.39

En appuis :

zone	M_u	μ	Obs	β	A_s	A_{min} (0.005*b*h)	Choix d'armatures	Adap
01	68,27	0.114	SSA	0.939	5.57	6cm^2	3HA14+3HA12(chap)	8.01
02	62,08	0.103	SSA	0.945	5.03		3HA14+3HA12(chap)	8.01
03	70,78	0.118	SSA	0.937	5.78		3HA14+3HA12(chap)	8.01

2) Ferraillage des poutres secondaires :

En travées :

Zone	M_u	μ	obs	β	A_s	A_{min}(0.005*b*h)	Choix d'armatures	Adap
01	101.83	0.226	SSA	0.870	10.25	4,375cm^2	3HA16+3HA14(chap)	10.65
02	59.24	0.131	SSA	0.929	5.63		3HA12+3HA12(chap)	6.78
03	20.78	0.046	SSA	0.976	1.88		3HA12	3.39

Aux appuis :

niveau	M_u	μ	obs	β	A_s	Amin(0.005*b*h)	Choix d'armatures	Adap
01	60.22	0.133	SSA	0.928	5.74	4,375cm^2	3HA12+3HA12	6.78
02	53.98	0.119	SSA	0.936	5.09		3HA12+3HA12	6.78
03	33.27	0.074	SSA	0.962	3.29		3HA14	4.62

C) Vérification à l'ELU :

1) Condition non fragilité (A.4.2.1 /BAEL 91 Modifier 99)

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe}$$

Poutre principale : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0{,}23.30.37{,}5.2{,}1}{400} = 1{,}35\ cm^2$ ……**condition vérifié**

Poutre secondaire : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0{,}23.30.32{,}5.2{,}1}{400} = 1{,}17\ cm^2$ ……**condition vérifié**

2) Vérification la contrainte tangentielle du béton (Art A .5.1.2II/BAEL91/modifié :

$\tau_u < \bar{\tau}_u$

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b\ d}$ Avec : T_{max}: effort tranchant
- $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right\}$ fissurations peu nuisibles.
- $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20\frac{25}{1.5}\ ; 5\ MPa\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33\ MPa\ ; 5\ MPa\} = 3.33MPa$

Poutre principale : $\frac{234.05 \times 10}{30 \times 37{,}5} = 2.08MPa < 3{,}33\ MPa$

Poutre secondaire : $\frac{78{,}15 \times 10}{30 \times 32{,}5} = 0.80MPa < 3.33\ MPa$

3) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis

(Art A.5 .1.32 /BAEL91 /modifiée99) :

$$T_{max} \leq 0.4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}a.b$$

Poutre principales : $T_{max} \leq 0.4x\frac{25}{1.5}x0.9 \times 37{,}5 \times 30\ x10^{-1} = 675KN$……**condition vérifiée**

Poutre secondaire : $T_{max} \leq 0.4x\frac{25}{1.5} \times 0.9 \text{ x } 32,5 \text{ x } 30 \text{ x}10^{-1} = 585$ KN**……..condition vérifiée**

4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $\mathbf{T_u - \frac{M_u}{0.9d}} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(\mathbf{T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9d}}\right)\frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où :$\mathbf{A_S} > \left(\mathbf{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}\right)\frac{\gamma_s}{f_e}$

Poutre principales : $\left(234.05 - \frac{70.78}{0.9 \text{ x } 0.375}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.06 < A_S$

Poutre secondaires : $\left(78.15 - \frac{101.83}{0.9 \text{ x } 0.325}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.707 < A_S$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :

$$\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s :Coefficient de scellement**, ψ_s = 1.5** (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \text{ x}2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_{max}}{0.9\, d\, \Sigma\, \mu_i}$$

Avec : $\sum \mathbf{u_i}$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\boldsymbol{\sum u_i = n\pi\phi}, \quad \mathbf{n :} \text{ nombre de barres.}$$

Poutre principales : $\sum u_i$ =3x3.14x1.2 + 3 x3.14x 1,2 = 22,608

$\tau_u = \frac{234.05}{0.9 \text{ x } 37,5 \text{ x } 22.608}$ x 10 = 3,02. MPa < $\bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa **……. Condition vérifiée**

Poutre secondaire : $\sum u_i$ =3x3.14x1.2 + 3 x3.14x 1,2 = 22,608

$\tau_u = \frac{78.15}{0.9 \text{ x } 32,5 \text{ x } 22.608}$ x 10 = 1.18 MPa < $\bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa **…….. Condition vérifiée**

6) Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi\, f_e}{4\,\bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6\,\Psi^2.f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84$MPa

- **Pour ϕ20** : L_s= 70.42cm soit : L_s=75cm
- **Pour ϕ 16** : L_s= 56.4cm soit : L_s= 60cm
- **Pour ϕ 14** : L_s= 49.34cm soit : L_s= 50cm
- **Pour ϕ 12** : L_s= 42.25cm soit : L_s= 45cm

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c" est au moins égale à $0.4L_s$.

- **Pour ϕ 20** : L_c= 30cm
- **Pour ϕ 16** : L_c= 24cm
- **Pour ϕ 14** : L_c= 20cm
- **Pour ϕ 14** : L_c= 18 cm

Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\,;\,\frac{b}{10}\,;\,\emptyset_l\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{40}{35}\,;\,\frac{30}{10}\,;\,1.4\right) = (1.14\,;\,3\,;\,1.4) = 1.14\text{cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8$ mm

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\emptyset_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01\ \text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier A_t **=4HA8 = 2 .01 cm²**

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

$$S_t = (0.9\,d\,;\,40\text{ cm})$$

Poutre principales : $S_t = (0.9\text{x } 37{,}5;\,40\text{ cm}) = (33.75\,;\,40\text{cm}) = 33.75\text{cm}$

Soit S_t = 25 cm

Poutre secondaire : $S_t = (0.9\text{x}32{,}5;\,40\text{ cm}) = (34.2;\,40\text{cm}) = 29.25\text{cm}$

Soit : S_t = 25 cm

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

Zone nodal : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30\text{ cm})$

Poutre principal :

$$S_t \leq \min(\frac{40}{4}\ ;\ 12x\ 1.4\ ; 30\text{ cm}) = (10\ ; 16.8\ ; 30) = 10\text{ cm}$$

Soit : S_t = **8 cm**

Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min(\frac{35}{4}\ ;\ 12x\ 1.4; 30\text{ cm}) = (8.75\ ; 16.8; 30) = 8.75\text{ cm}$$

Soit : S_t = **8 cm**

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutre principal :

$S_t \leq \frac{40}{2} = 20$ cm Soit : S_t = **15cm**

Poutre secondaire :

$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$ cm Soit : S_t = **15cm**

7) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\%\ S_t\ b$$

Poutre principal : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq 0.003 \text{ x } 15 \text{ x } 30 = 1.35\text{cm}^2$

Poutre principal : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq 0.003 \text{ x } 15 \text{ x } 30 = 1.35\text{cm}^2$

8) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal : **L'=2 x40 = 80 cm**

Poutre secondaire : **L'=2 x35 = 70 cm**

D) Vérification à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

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

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ x } f_{c28} = 0.6 \text{ x } 25 = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \text{ x } \sigma_{st}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d .\ A_{st}}$ **et** $\rho_1 = \frac{100\ .\ A_s}{b\ .d}$

Poutre principal :

En travée :

Zone	M_s	ρ_1	K_1	β_1	A_s	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
01	26,427	0.28	44.52	0.916	3.39	226.88	5.09	15	**cv**
02	19.68	0.28	44.52	0.916	3.39	169	3.79	15	**cv**
03	24,28	0.28	44.52	0.916	3.39	208.5	4.68	15	**cv**

Tableau 01 : Etat limite de compression du béton

Aux appuis :

Zone	M_s	ρ_1	K_1	β_1	A_s	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
01	48,517	0.712	25.65	0.878	8.01	183.96	7.17	15	**cv**
02	44,95	0.712	25.65	0.878	8.01	170.43	6.64	15	**cv**
03	47,61	0.712	25.65	0.878	8.01	188.10	7.33	15	**cv**

Tableau 02 : Etat limite de compression du béton

Poutre secondaire :

En travée :

niveau	M_s	ρ_1	K_1	β_1	A_s	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
01	14,28	1.092	19.72	0.856	10.65	48.19	2.44	15	**cv**
02	22,66	0.69	26.32	0.879	6.78	116.99	4.44	15	**cv**
03	28,09	0.322	41.18	0.911	3.39	279.86	6.79	15	**cv**

Tableau 03 : Etat limite de compression du béton

Aux appuis :

Zone	M_u	ρ_1	K_1	β_1	A_s	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
01	21,74	0.69	26.32	0.879	6.78	112.24	4.26	15	**cv**
02	36,16	0.69	26.32	0.879	6.78	186.69	7.09	15	**cv**
03	53,63	0.44	34.02	0.898	4.62	397.74	11.69	15	**cv**

Tableau 04 : Etat limite de compression du béton

- **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier l condition suivantes :

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = \mathbf{0.95\ cm}$$

$\boldsymbol{f}$: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

Poutre principale :

$f = 0.095cm =< \bar{f} = 0.95$ cm **…… Condition vérifié**

Poutre secondaire :

$f = 0.095cm =< \bar{f} = 0.95$ cm **…… condition vérifié**

VI-3) Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.
Le calcul se fera en procédant la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).Pour faire face à ces sollicitations, on prévoir trois types d'armateur :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

A) Combinaison d'action :

Les combinaisons a prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : $\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$

Selon le RPA version 2003 : $\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{cases}$

Pour faciliter la réalisation et alléger le calcul, on a devisé la structure en trois zones de calcul.

- ✓ **Zone I :** Sous-sol et RDC.
- ✓ **Zone II :** $1^{ER,}$ au 4eme étage
- ✓ **Zone III :** $5^{eme,}$ au 8eme étage.

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

B) Exposé de la méthode de calcul:

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC.**
- Section partiellement comprimé **SPC.**
- Section entièrement tendue **SET.**

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$\mathbf{d \leq min(\frac{h_e}{2} ;\frac{2}{3} L_c)}$$

Avec : $\mathbf{h_e}$: hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

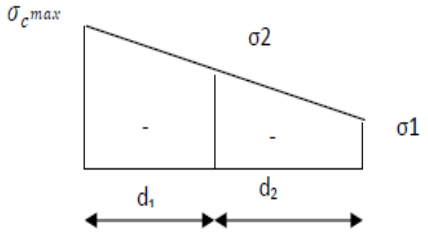
- Largeur de a zone comprimée :

$$\mathbf{L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L}$$

- longueur de la zone tendue :

$$\mathbf{L_t = L - L_c}$$

1) Section entièrement comprimée (SEC) :



$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

Figure 01:Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

- **Section d'armature :** $A_{vi} = \frac{N_i . B . f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **e :** épaisseur du voile.
σ_s: contrainte de l'acier.
B: Section du voile.

- **Armatures minimales :** (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

2) Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d . e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

- **Section d'armature :** $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

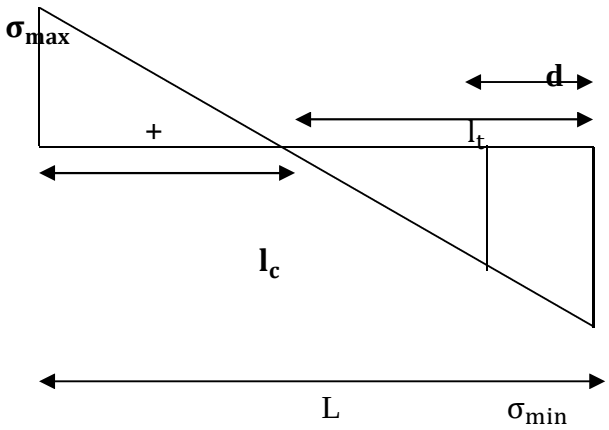


Figure 02: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

- **Armatures minimales :** (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B\, f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B$$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)

3) Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

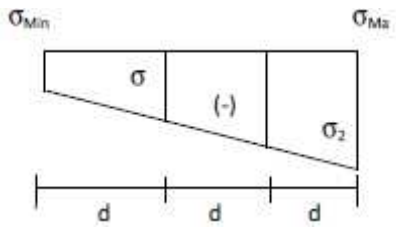


Figure 03: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

- **Section d'armature :** $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures minimales :** (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B\, f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B$$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)

- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91/modifie 99 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\%\, B$

- **Armature transversale :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA 2003).**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

- **Armature de couture :**

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 :

$$A_{vj} = 1.1\frac{V}{f_e}$$

Avec : V=1.4 T

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

C) Disposition constructives :

1) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\}$ **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2) Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

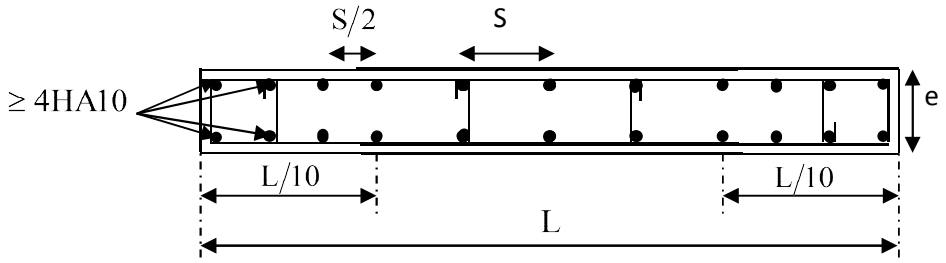


Figure 04: Disposition des armatures verticales dans les voiles**.**

D) Vérification des contraintes de cisaillement :

1) D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieur à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : V= 1.4 T

b: Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : d=0.9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

2) D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

Fissuration préjudiciable : $\boldsymbol{\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ Mpa\right\}}$

$\boldsymbol{\tau_u}$**:** Contrainte de cisaillement.

E) La vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contraint de compression soit inférieure à 15Mpa.

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa}$$

Avec : **Ns** : Effort normal appliqué.
B : Section du béton.
A : Section d'armatures adoptée.

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage des voiles longitudinales :**

	Zone		I	II	III
	L (m)		1.20	1.20	1.20
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.24	0.24	0.24
Sollicitation de calcul	T(kN)		685.2	329.07	469.36
	N_S (kN)		2989.73	1441.66	1314.78
	σ_{max} (kN/m^2)		11178.06	6165.53	7205.9
	σ_{min} (kN/m^2)		-15148.55	-9694.58	-6991.13
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c		0.51	0.47	0.61
	L_t		0.69	0.73	0.59
	d_1		0.34	0.31	0.41
	$d_2 = L_t - d_1$		0.35	0.42	0.18
	σ_1		7684.05	5577.70	2132.89
	N_1		512.08	473.44	374.08
	N_2		261.26	172.91	87.45
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		12.8	11.8	9.35
	A_{v2}/bande (cm^2)		6.53	4.32	2.2
	A_{vj} (cm^2)		26.4	12.67	18.1
	A'_{v1}/bande (cm^2)		19.4	14.97	13.87
	A'_{v2}/bande (cm^2)		19.95	7.49	6.72
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		3,57	3,26	4,31
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm^2)		20.10	16.08	14.07
	A'_{v2} adopté (cm^2)		20.10	8.04	8.04
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	10HA16	8HA16	8HA16
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	10HA16	4HA16	4HA16
	S_t (cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	10	10
		Bande 2	7	15	15
Armatures horizontales	A_H (cm^2)		6.6	3.6	4.52
	A_H adopté (cm^2)		7.85	7.85	7.85
	choix de la section		10HA10	10HA10	10HA10
	Espacement S_t (cm)		20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées 4		4 épingles HA8 /m²		

Tableau01 : Ferraillage des voiles longitudinales

LES VERFICATION DES CONTRANT :

Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	4.441	1,523	2,173	**Vérifiée**
	$\bar{\tau}_u = 3{,}26$ MPa	τ_u	3,172	2,133	3,042	**Vérifiée**
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	10,25	5,11	4,66	**Vérifiée**

Tableau02 : Vérification des contraintes

- **Ferraillage des voiles transversales :**

	Zone		I	II	III
	L (m)		3.50	3.50	3.50
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.70	0.70	0.70
Sollicitation de calcul	T(kN)		750.86	635.38	1113.86
	N_S (kN)		2304.23	3887.98	5332.9
	σ_{max} (kN/m^2)		5839.38	1638.98	1137.87
	σ_{min} (kN/m^2)		-7461.9	-4582.01	-5924.04
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c		1.54	0.92	0.56
	L_t		1.96	2.58	2.94
	d_1		0.982	1.289	1.468
	$d_2 = L_t - d_1$		0.98	1.29	1.47
	σ_1		3730.95	2291.005	2962.045
	N_1		1098.84	885.89	1304.51
	N_2		366.28	295.298	434.837
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		27.47	22.15	32.61
	A_{v2}/bande (cm^2)		9.16	7.38	10.87
	A_{vj} (cm^2)		28.91	24.46	35.88
	A'_{v1}/bande (cm^2)		34.70	27.26	36.03
	A'_{v2}/bande (cm^2)		9.16	13.50	19.59
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		10.31	13.53	14.41
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm^2)		36.18	27.7	36.18
	A'_{v2} adopté (cm^2)		15.39	15.39	20.01
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	18HA16	18HA14	18HA16
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	10HA14	10HA14	10HA16
	S_{tmax}		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	13	16
		Bande 2	22	26	26
Armatures transversales	A_H (cm^2)		5,89	7,73	3,25
	A_H adopté (cm^2)		5,08	3,53	3,53
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12
	Espacement S_t (cm)		20	20	20
Armatures horizontales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m²		

Tableau03 : Ferraillage des voiles transversales

LES VERFICATION DES CONTRANT :

Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,192	1,009	1,768	Vérifiée
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1,669	1,412	2,475	Vérifiée
	$\bar{\sigma}_{bC} = 15$ MPa	σ_{bc}	3,07	5,24	7,18	Vérifiée

Tableau04 : Vérification des contraintes

VII) Les Fondations

A) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges da la superstructure au sol. cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes cas des semelles sur pieux)

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centré dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans différents plans

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs

1) Fondation superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont **:**

- les semelles continues sous mur
- les semelles continues sous poteaux
- les semelles isolées
- les radiers

2) Fondation profonds :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- les pieux
- les puits

B) Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée. Qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1 m

C) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- la nature de l'ouvrage a fondé :
- la nature du terrain et sa résistance :
- profondeur de bon sol
- le tassement du sol

D) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est Obtenue à la base de tous les poteaux du s-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A = B$ →Poteau carrée

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

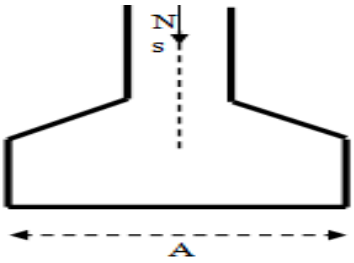


Figure 01 : dimensionnement d'une fondation

1) Exemple de calcul :

$\boldsymbol{N_{ser}} = 1153{,}74$ KN

$\boldsymbol{\sigma_{sol}} = 0{,}2$ MPA

$$\boldsymbol{B} \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1153{,}74}{200}} = 2{,}40\ m$$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

E) Semelle filante :

1) Semelle filante sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N.

Avec : $\mathbf{N_s}$ = G+Q

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L.\bar{\sigma}_{sol}}$$

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$**:** Contrainte admissible du sol

Sens longitudinale :

Voile	N_{ser} (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL
Voile 1	754,53	1,15	3,28	3,772
Voile 2	741,47	1,15	3,22	3,703
Voile 3	607,25	1,15	2,64	3,036
Voile 4	734,35	1,15	3,19	3,668
TOTAL				14,179

Tableau 01 : surface de la semelle filante sous les voiles (sens longitudinale)

Sens transversale :

Voile	N_{ser}(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL
Voile 1	1156,28	4,10	1,41	5,781
Voile 2	1162,94	4,10	1,42	5,822
Voile 3	1048,44	3,80	1,37	5,206
Voile 3	1017,66	3,80	1,33	5,054
TOTAL				21,86

Tableau 02 : surface de la semelle filante sous les voiles (sens transversales)

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $\boldsymbol{S_v = \sum S1 + S2 = 36,04\ m^2}$

2) Semelle filante sous les poteaux :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_s(KN)	M_{inf}(KN.m)	e_i(m)	Nxe_i
PT01	443,53	-0,09	-14,35	-6364,65
PT02	458,60	-6,51	-10,65	-4884,09
PT03	1106,59	-0,198	-6,95	-7690,80
PT04	742,71	-3 73	-3,25	-2413,80
PT05	628,75	-4,93	0,5	314,38
PT06	1069,61	-1,186	3,25	3476,23
PT07	1153,74	-1,64	6,95	8018,49
PT08	844,51	-10,086	10,65	8994,03
PT09	549,55	-3,179	14,35	7886,04
TOTAL	6997,59	31,55		7335,83

Tableau 03 : Surface des semelles filantes sous les poteaux

3) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$\mathbf{e} = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-7335,83 + -31,55}{6997,59} = 1,05\ m$$

- détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

$$e = 1,05m < \frac{l}{6} = \frac{29,15}{6} = 4,85 \rightarrow répartition\ trapézoidale$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{6997,59}{29,15}\left(1 + \frac{6 \times -1,05}{29,15}\right) = 188,173 \text{ KN}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{6997,59}{29,15}\left(1 - \frac{6 \times -1,05}{29,15}\right) = 291,93 \text{ KN}$$

$$q_{L/4} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{6997,59}{29,15}\left(1 + \frac{3 \times -1,05}{29,15}\right) = 274,11 \text{ KN}$$

4) Détermination la longueur de la semelle :

$$\boldsymbol{B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{274,11}{200} = 1,37\ m}$$

Donc on opte B = 1,50 m

On aura : S = 29,15 x 1,5 = 43,73 m^2

$$S_P = (1,5 \times 25,45) + (1,5 \times 29,15) \times 3 = 171,6m^2$$

5) La surface totale occupe par la semelle filante :

$$\boldsymbol{s_t} = 171,6 + 36,04 = 207,63m^2$$

6) La surface totale de la structure :

$$S = 29,15x\ 12,20 - (2.40 \times \frac{3.70}{2}) = 359,19\ m^2$$

$$\frac{207,63}{351.19} = 0,59 \longrightarrow \mathbf{59\%}$$

Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

F) Etude du radier générale :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis a la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- rigide en son plan horizontal
- permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- facilité de coffrage
- rapidité d'exécution

1) pré- dimensionnement du radier :

- condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Longrightarrow$ Ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}\ L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K=** 40 MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déférée $E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = **10818,86 MPA**

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures

Dou ;

$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,10\right)^4 \frac{3\times40}{10818,86}}$; $h \geq$ 0,80 m

2) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{410}{8} \leq h \leq \frac{410}{5}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de h_n= 80 cm

- **Dalle**
  La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{h_d} \geq \frac{L_{max}}{20}$$, avec un minimum de 25cm

$$h_d \geq \frac{410}{20} = 20.5\ cm \quad \text{Soit} \quad h_d = 30\ cm$$

- **Nervure (poutre)**
  Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{4{,}10}{10} = 41\ cm$$

Soit h_n= 80 cm et $0.4\ h_n \leq b_n \leq 0.7\ h_n$

$0.4 \times 80 = 32 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 56$ cm soit : $b_n = 55$ cm

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

h_n = 80cm (hauteur de la nervure)

h_d =30 cm (hauteur de la dalle)

b_n = 55 cm (largeur de la nervure)

3) Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : **G = 31434,59 KN**

Charge d'exploitation de la structure : **Q = 7332,06 KN**

Combinaison d'actions :

L'ELU:

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35x\ 31434{,}59 + 1.5\ x7332{,}06 = 53434.78KN$$

L'ELS:

$$N_S = G + Q = 31434{,}59 + 7332{,}06 = 38766{,}65KN$$

4) Détermination de la surface du radier :

L'ELU :

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33\ \sigma_{sol}} = \frac{53434{,}59}{1.33\ x\ 200} = 200.88\ m^2$$

L'ELS :

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{38766,65}{200} = 193.83\ m^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max\left(s_{nec}^{ELU}, s_{nec}^{ELU}\right) = 200.88 cm^2$$

$$S_{bat} = 355,63 m^2 > S_{rad} = 200.88\ cm^2$$

Remarque :

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 imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$\mathbf{L_{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30cm\right) = 40cm$$

Soit un débord de : $L_{déb} = 50$ cm

$$\mathbf{S_{déb}} = P.L_{déb} = (29,15 \times 0.5) \times 2 + (12,20 \times 0,5) \times 2 + 1 = 36,83\ m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $s_{rad} = s_{bat} + s_{déb}$ = 351,19+ 36,83 = 388,02 m^2

5) Calcul des sollicitations à la base du radier :

- **Charges permanentes :**

Poids du bâtiment :
G = 31434 ,59 KN

Poids de radier :
G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$P_{dalle} = S_{rad} \cdot h_d \cdot \rho_b$

P_{dalle} = 388,02 x 0.30 x 25= 2910,15KN

Poids des nervures :

$P_{nerv} = b_n\ (h_n - h_d)\ \rho_b \sum(L \times n + l_y \times m)$

P_{nerv} =0.55x(0,8- 0.30) x 25x219,85 = 1511,46KN

Poids de TVO :

P_{TVO}= $(S_{rad} - S_{ner})$.($h_n - h_d$).ρ TVO

$S_{ner=}$=b_n $\sum(L \times n + l_y \times m)$ = 0.55 x 219,85 = 120,91 m^2

P_{TVO} = (388,02 – 120,91) x 0.5x17= 2270,43 KN

Poids de la dalle flottante :

$P_{dalle\ flottante}$= s_{rad} .$e_{dalle\ flottante}$.ρ_b Avec (ep = 15 cm)

$P_{dalle\ flottante}$ = 388,02 x 0,15 x 25 = 1455,07 KN

G_{rad}= 2910,15 +1511,46+2270,43 +1455,07 =8467,623 KN

Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment **: Q =** 7332,06 KN

Surcharge du radier : **Q =** 5× 388,02 =1940,1 KN

Poids total de la structure :

$\mathbf{G_T}$ = G_{bat} + G_{rad} = 31434,59 +8467,623 = 39902,21 KN

$\mathbf{Q_T}$ = Q_{bat} + Q_{rad} = 7332,06 +1940,10 = 9272,16 KN

6) Combinaison d'actions :

L'ELU :

$\mathbf{N_U} = 1.35\ G + 1.5\ Q = 1.35\ \times 39902{,}21 + 1.5 \times\ 9272{,}16 = 67776{,}22$ KN

L'ELS:

$\mathbf{N_s} =\ G + Q = 39902{,}21 +\ 9272{,}16 = 49174{,}37$ KN

On a: $\begin{cases} N_u = 67776{,}22\ KN \\ N_s = 49174{,}37\text{KN} \end{cases}$

G) .Vérification :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \geq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = min\left\{0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

Avec b= 80 cm ; d= 0,9h_d =0,9x45 = 40,5 cm

$$T_u^{max} = \frac{q_u.L_{max}}{2} = \frac{N_u.b}{S_{rad}} . \frac{L_{max}}{2} = \frac{67776,22\times0,8}{388,02} . \frac{4,10}{2} = 286,46KN$$

$$\tau_u = \frac{288,46\times10^3}{800.450} = 0,80 \leq 2,5MPa \Longrightarrow \tau_u \geq \bar{\tau}_u \Longrightarrow$$ Condition vérifié.

2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 . h$$

M_J(k=0) : Moment sismique à la base de la structure ;
Tj(K=0) : Effort tranchant à la base de la structure ;
h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$$

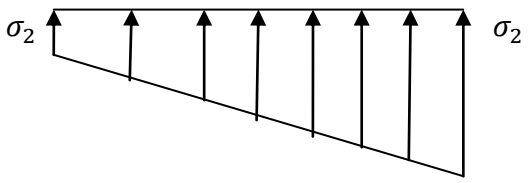


Figure 02 : diagramme des contraintes

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} v$

$\sigma_{sol} = 200KN/m^2$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i.X_i}{\sum S_i} = \frac{2,8\times\frac{2,9\times4,2}{2}+16,675\times(24,95\times2,9)+14,575\times(29,15\times12,20)}{12,18+72,355+355,63} = 14,60m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i.y_i}{\sum S_i} = \frac{10,26\times(12,18)+10,75(72,355)+4,65(355,63)}{440,65} = 5,80m$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$I_{xx}=\frac{29,15\times12,2^3}{12} - \left[(1\times\frac{4,15^2\times2,4^2}{72}) + \frac{2,4\times4,15}{2}\times5,6^2\right]$ =4253,34m^4

$I_{yy}=\frac{12,2\times29,15^3}{12} - \left[(1\times\frac{4,15^2\times2,4^2}{72}) + \frac{2,4\times4,15}{2}\times13,2^2\right]$ =24 313,14m^4

Sens transversale :

A partir de logiciel ETABS on tire M_{0x} et T_{0x} :

L'ELU :

M_{0x} = 642,05KN.m T_{0x}=3983,43KN

M_x =642,05+3983,43×0,8= 3828,794KN.m

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.X_G = \frac{67776,22}{388,02} + \frac{3828,794}{24313,14}.\times 5,8 = 175,58KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}.X_G = \frac{67776,22}{388,02} - \frac{3828,794}{24313,14}\times 5,8 = 173,76\ KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4} = \frac{3\times175,58+173,76}{4} = 175,125\ KN/m^2$$

σ_m=175,125< $2\bar{\sigma}_{sol}$ ⟶ 175,125< 400 ⟶ **condition vérifié**

L'ELS :

M_{0x} =634,447KN.m

M_x = 634,44+ 3983,43x0,8=3821,184 KN.m

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.X_G = \frac{49174,37}{388,02} + \frac{3821,184}{24\ 313,14}\times 5,8 = 127,64\ KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}.X_G = \frac{49174,37}{388,02} - \frac{3821,184}{24\ 313,14}\times 5,8 = 125,81\ KN/m2$$

$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4}$ =127,18KN/m^2 $< \bar{\sigma}_{Sol}$

σ_m= 127,18 < 200 ⟶ **condition vérifié**

Sens longitudinale :

A partir de logiciel ETABS on tire M_{0x} et T_{0x} :

L'ELU :

M_{0y} = 1592,9KN.m T_{0y}=3935,79 KN

M_Y = 1592,9 + 3935,79 x 0,8 = 4741,53KN.m

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{xx}}.Y_G = \frac{67776,22}{388,02} + \frac{4741,53}{4253,34} \times 14,6 = 190,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}}.Y_G = \frac{67776,22}{388,02} - \frac{4741,53}{4253,34} \times 14,6 = 158,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4} = 182,80 \text{ KN/m}^2 < 2\bar{\sigma}_{sol}$$

σ_m= 182,80< 400 ⟶ **condition vérifié**

L'ELS :

M_y = 2047,314 +3935,79×0,8 = 5195,942KN.m

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.Y_G = \frac{49174,37}{388,02} + \frac{5195,942}{4253,34} \times 14,6 = 144,56 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}}.Y_G = \frac{49174,37}{388,02} - \frac{5195,942}{4253,34} \times 14,6 = 108,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4} = 135,64 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol}$$

σ_m=135,64< 200 ⟶ **condition vérifié**

3) Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq (0,045.\mu_c.h.f_{c28})/\gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul a L'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du porteur cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

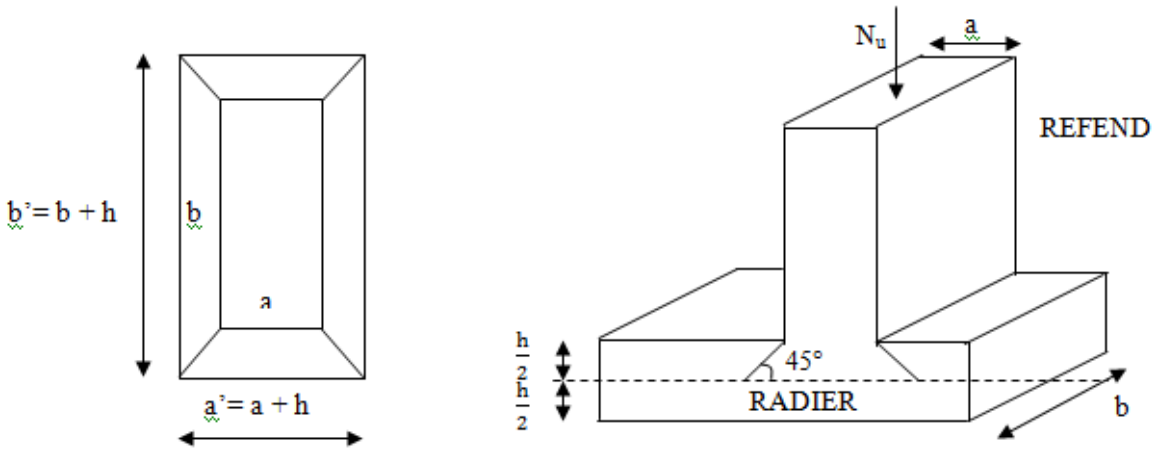


Figure 03 : périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul des périmètres utiles :

Poteaux :

$\mu_c = 2.(a' + b') = 2.(a + b + 2.h) = 2(0,45 + 0,45 + 2.0,8) = 5$

$\bar{N}_u = \frac{(0,045.5.0,8.25000)}{1,5} = 3000KN$; N_u = 1592,99 KN (par ETABS)

$N_u < \bar{N}_u \longrightarrow$ 1592,99 < 3000 KN

Voile :

$\mu_c = 2.(a' + b') = 2.(a + b + 2.h) = 2\ (0,2 + 1 + 2.0,8) = 5,6$

$\bar{N}_u = \frac{(0,045.5,6.0,8.25000)}{1,5} = 3360KN$

$N_u < \bar{N}_u \longrightarrow$ 1215,2 < 3360……. **Condition vérifié**

H) Ferraillage des radier :

1) Ferraillage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise a un chargement uniforme, et encastrer sur quatre côtés, on distingue deux cas :

- ✓ 1ere cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$M_{0x} = q_u.\frac{L_x^2}{8}$ Et $M_{0y} = 0$

- ✓ 2eme cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexionx interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unités valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x . q_u . L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_x : $M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$

Les coefficientsμ_y, μ_x sont données par les tables de PIGEAUD .

Avec :

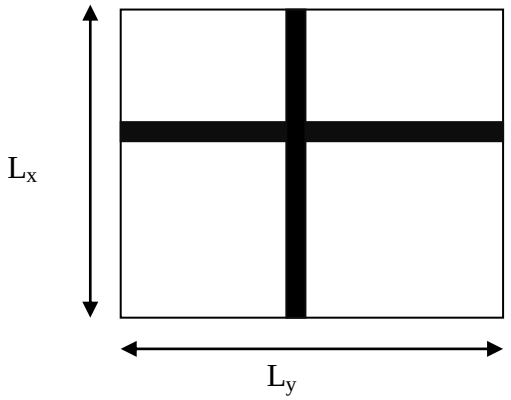
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_y < L_x$)

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau :

$L_x =$ 3,70 m ; $L_y =$ 4,10 m



$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{4,10} = 0,902$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans

Les deux sens pour le calcul du ferraillage

on calcul la contrainte Maximale σ_M^{max} ,

la contrainte due au poids propre du radier

Ce dernier étant directement repris par le sol .

L'ELU :

$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 182,80 - \frac{8467,623}{388,02} = 160,97$ KN

L'ELS :

$q_{um} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 135,64 - \frac{8467,623}{388,02} = 113,81$ KN

Calcul A L'ELU :

$q_u = 160,97$ KN

$$\rho = 0{,}902 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0458 \\ \mu_y = 0{,}778 \end{cases}$$

- **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

$M_{0x} = 0{,}045 \times 160{,}97 \times 3{,}7^2 = 99{,}165$KN.m

$M_{0y} = 0{,}778 \times 99{,}165 = 77{,}150$ KN

Remarque :

afin de tenir compte de l'encastrement de cette dalle au niveau des nervures , nous allons affecter aux moments isostatique les coefficient réducteurs suivantes :

$$M_{app} \begin{cases} 0{,}3\ M_0 \text{ pour un appui de rive} \\ 0{,}5\ M_0 \text{ pour un appui intermédiaire} \end{cases}$$

$M_{travé} = 0{,}85\ M_0$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x				Sens y-y			
Moment isostatique en KN	M .aux appuis en (KN.m)		M .en travé en (KN.m)	M. isostatique (M_0) en KN.m	M.aux appuis en KN.m		M.en Travée En KN.m
	Appui de rive	Appui intermédiaire			Appui De rive	Appui intermédiaire	
99,165	29,75	49,58	84,42	77,150	23,145	38,575	65,57

Tableau 04 : les moments appuis et travée

2) Ferraillage dans le sens x-x :

- **Calcul de ferraillage minimum :**

$$W_x = \frac{A_x}{b.h} \geq w_0(3-\rho)$$

Avec : w_0 =0,0008 pour HA et Fe400

$$A_{xmin} \geq w_0(3-\rho)b.h$$

A_{xmin}= 0,0008(3-0,902)×100×30 = 5,035 cm^2

- **Aux appuis de rive**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{29{,}75\times10^3}{100\times27{,}5^2\times14{,}2} = 0{,}0277$$

La section est simplement armée ;

u_u = 0,042 ⟶ β = 0,979 (tableau)

$$A_{sa} = \frac{M}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{29{,}75\times10^2}{0{,}979\times27{,}5\times34{,}8} = 3{,}175cm^2$$

$A_{sa} < A_{min}$ = 5,035 cm^2

Donc : on prend **4HA 14 = 6,15 cm^2/ ml**

Avec : S_t = 20 cm < min (3h ;33 cm)

- **Aux appuis intermédiaires :**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{49{,}58\times10^3}{100\times27{,}5^2\times14{,}2} = 0{,}046$$

La section est simplement armée.

u_u = 0,046 ⟶ β = 0,976

$$A_{sa} = \frac{M}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{49{,}58\times10^2}{0{,}976\times27{,}5\times34{,}8} = 5{,}30cm^2$$

Soit : **4 HA 14 = 6,15 cm^2**

Avec : S_t = 20 cm < min (3h ,33 cm)

- **En travée :**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{84{,}42\times10^3}{100\times27{,}5^2\times14{,}2} = 0{,}078$$

La section est simplement armée.

u_u = 0,078 ⟶ β =0,959

$$A_{sa} = \frac{M}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{84{,}42\times10^2}{0{,}959\times27{,}5\times34{,}8} = 9{,}19\ cm^2$$

Soit : **6 HA16 = 12,06 cm^2**

Avec : S_t = 20 cm < min (3h ,33 cm)

3) Ferraillage dans le sens y-y :

- **Calcul de ferraillage minimum :**

$$W_x = \frac{A_x}{b.h} \geq w_0$$

Avec : w_0 =0,0008 pour HA et Fe400

$$A_{xmin} \geq w_0 b.h$$

A_{xmin}= 0,0008×100×30 = 2,4cm^2

- **Aux appuis de rive**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{23,145\times10^3}{100\times27,5^2\times14,2} = 0,022$$

La section est simplement armée ;

u_u = 0,022 ⟶ β = 0,989 (tableau)

$$A_{sa} = \frac{M}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{23,145\times10^2}{0,989\times27,5\times34,8} = 2,445cm^2$$

$A_{sa} < A_{min}$ = 5,035 cm^2

Donc : on prend **4HA 14 = 6,15 cm^2/ ml**

Avec : S_t = 20 cm < min (3h ;33 cm)

- **Aux appuis intermédiaires :**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{38,575\times10^3}{100\times27,5^2\times14,2} = 0,036$$

La section est simplement armée.

u_u = 0,036 ⟶ β = 0,982

$$A_{sa} = \frac{M}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{38,575\times10^2}{0,982\times27,5\times34,8} = 4,10cm^2$$

Soit : **4 HA 14 = 6,15 cm^2**

Avec : S_t = 20 cm < min (3h ,33 cm)

- **En travée :**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{65,57\times10^3}{100\times27,5^2\times14,2} = 0,062$$

La section est simplement armée.

u_u = 0,062 ⟶ β =0,968

$$A_{sa} = \frac{M}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{65,57\times10^2}{0,968\times27,5\times34,8} = 7,07\ cm^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm^2**

Avec : S_t = 20 cm < min (3h ,33 cm)

I) Vérification à L'ELU :

1) Condition de non fragilité (BAEL91, art 4,2,1) :

il faut vérifié que $A_s \geq A_{min}$

Sens	Zone	$A_s(cm^2)$	A_{min} (cm^2)	Observation
x-x	Appui e rive	6,15	5,03	Condition vérifié
	Appui intermédiaire	6,15	5,03	
	Travée	12,06	5,03	
y-y	Appui e rive	6,15	2,4	
	Appui intermédiaire	6,15	2,4	
	Travée	9,23	2,4	

Tableau 05 : condition non fragilité

J) Calcul à L'ELS :

$q_s = 113{,}81$ KN

$$\rho = 0{,}902 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0529 \\ \mu_y = 0{,}846 \end{cases}$$

1) Calcul moment M_{0x} et M_{0y} :

$M_{0x} = 0{,}0529 \times 113{,}81 \times 3{,}7^2 = 82{,}42$KN.m

$M_{0y} = 0{,}846 \times 82{,}42 = 69{,}72$ KN.m

K) Vérifications à L'ELS :

$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$; $\sigma_b \leq \sigma'_b = 15$ MPa avec ; $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$; $\sigma_b = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$

K et β sont donné en fonction de ρ

1) Tableau de vérification :

sens	zone	M_s (KN.cm)	A_S (cm^2)	b(cm)	d(cm)	ρ	k	β	σ_s KN/cm2	σ_b KN/cm^2	σ'_b KN/cm^2	Obs
x-x	Appui	2472,6	6,15	100	27,5	0,225	50,79	0,924	15,82	0,311	1,5	cv
		4121	6,15	100	27,5	0,225	50,79	0,924	26,37	0,519	1,5	cv
	travée	7005,7	12,06	100	27,5	0,439	34,50	0,899	23,49	0,680	1,5	cv
y-y	Appui	2091,6	6,15	100	27,5	0,225	50,79	0,924	13,38	0,263	1,5	cv
		3486	6,15	100	27,5	0,225	50,79	0,924	22,30	0,439	1,5	cv
	travée	5926,2	9,23	100	27,5	0,333	40,56	0,910	25,65	0,632	1,5	cv

Tableau 06 : vérification des contraintes

L) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

1) Sollicitation de calcul :

- **A L'ELU** : q_u = 160,97 KN

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{160{,}97 \times 0{,}5^2}{2} = 20{,}12 KN.m$$

- **A L'ELS** : q_s = 113,81 KN

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{113{,}81 \times 0{,}5^2}{2} = 14{,}23\ KN.m$$

2) Calcule des armatures :

- **Armatures principales :**

B = 100 cm ; d = 27,5 cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$u_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{20{,}12 \times 10^3}{100 \times 27{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}018$$

La section est simplement armée ;

u_u = 0,018 ⟶ β = 0,991 (tableau)

$$A_{sa} = \frac{M}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{20{,}12 \times 10^2}{0{,}991 \times 27{,}5 \times 34{,}8} = 2{,}121 cm^2$$

3) Condition non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 27{,}5 \times 2{,}1}{400} = 3{,}32\ cm^2$$

A_u = 5,65cm² > A_{min} = 3,26cm² ……**Condition vérifiée**

Soit **5HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement de 25 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41\ cm^2$$

Soit ; 5HA 10 = 3,92 cm² avec un espacement de 25 cm

4) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 27{,}5} = 0{,}20$$

$\rho_1 = 0{,}20 \xrightarrow{tableau} \beta_1 = 0{,}927$;$K_1 = 53{,}49$

K= $\frac{1}{K1}$ = 0,0186

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14{,}23 \times 10^6}{0{,}927 \times 275 \times 5{,}65 \times 10^2} = 98{,}79MPa$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 1{,}83MPa < 15MPa$..... **Condition vérifiée.**

5) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = 98{,}79MPa < \overline{\sigma_{st}} = 348MPa$..... **Condition vérifiée.**

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

M) Etude de la nervure :

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 efforts internes, on utilisera le logiciel ETABS

1) Charge trapézoïdale :

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant $\mathbf{l_t = l_m\left(0,5 - \frac{\rho^2}{6}\right)}$

Effort tranchant $\mathbf{l_t = l_x\left(0,5 - \frac{\rho^2}{4}\right)}$

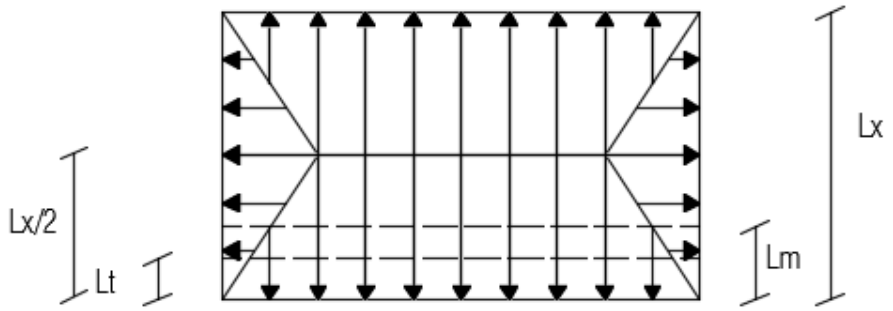


Figure 03 : chargement trapézoïdal

Le Chargement simplifié

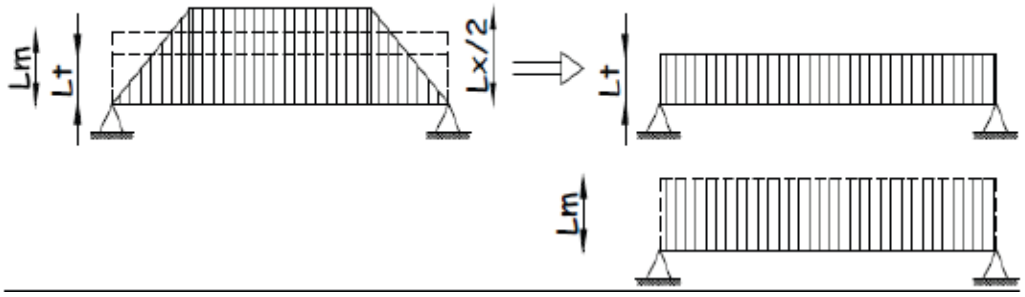
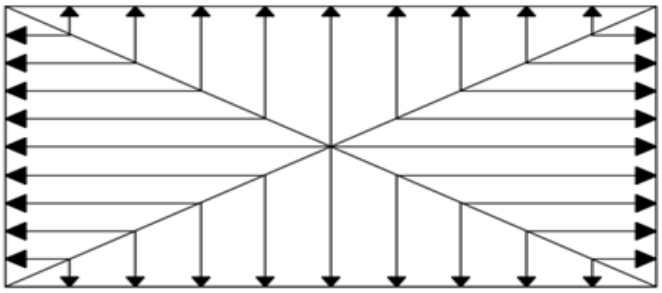


Figure 04 : Chargement simplifié

Charge triangulaire :



Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = 0,333 \times l_x}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = 0,25 \times l_x}$

Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

- Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

2) Détermination des charges :

L'ELU :

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}) = \left(182{,}80 - \frac{8467{,}623}{388{,}02} - \frac{1511{,}46}{120{,}11}\right) = 148{,}47 KN/m^2$$

$$q_u = 148{,}47 KN/m^2$$

L'ELS :

$$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}) = \left(135{,}64 - \frac{8467{,}623}{388{,}02} - \frac{1511{,}46}{120{,}11}\right) = 101{,}32 KN/m^2$$

$$q_s = 101{,}32 KN/m^2$$

Remarque :

Pour calculer ces nervures, on va choisir la file la plus sollicité dans les deux sens.

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	**panneau**	**L_x**	**L_y**	**ρ**	**charge**	**L_m**	**L_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_{um}**	**$\sum Q_{um}$**	**Q_{sm}**	**$\sum Q_{sm}$**	**Q_{ut}**	**$\sum Q_{ut}$**	**Q_{st}**	**$\sum Q_{st}$**
A-B	**1**	3,70	3,80	0,973	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	4,10	0,902	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	
B-C	**1**	3,70	3,80	0,973	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	4,10	0,902	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	
C-D	**1**	3,70	3,80	0,973	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	4,10	0,902	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	
D-E	**1**	3,30	3,80	0,973	**Trapézoïdal**	1,099	0,825	148,47	101,32	163,17	326,34	111,35	222,7	122,48	244,96	83,59	167,18
	2	3,30	4,10	0,902	**Trapézoïdal**	1,099	0,825	148,47	101,32	163,17		111,35		122,48		83,59	
E-F	**1**	3,20	3,80	0,973	**Trapézoïdal**	1,065	0,800	148,47	101,32	158,12	316,24	107,90	215,8	118,77	237,54	81,05	162,1
	2	3,20	4,10	0,902	**Trapézoïdal**	1,065	0,800	148,47	101,32	158,12		107,90		118,77		81,05	
F-G	**1**	3,70	3,80	0,973	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	4,10	0,902	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	
G-H	**1**	3,70	3,80	0,973	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	4,10	0,902	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	
H-I	**1**	3,70	3,80	0,973	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	4,10	0,902	**Trapézoïdal**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	

Tableau 06 : Moment fléchissant effort tranchant sens X-X

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
1-2	1	3,70	3,80	0,973	**Triangulaire**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	3,80	0,973	**Triangulaire**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	
2-3	1	3,70	3,80	0,973	**Triangulaire**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	3,80	0,973	**Triangulaire**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	
3-4	1	3,70	4,10	0,902	**Triangulaire**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91	365,82	124,82	249,64	137,33	274,66	93,72	187,44
	2	3,70	4,10	0,902	**Triangulaire**	1,232	0,925	148,47	101,32	182,91		124,82		137,33		93,72	

Tableau 07 : Moment fléchissant effort tranchant sens Y-Y

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

- **Sens transversal**

L'ELU :

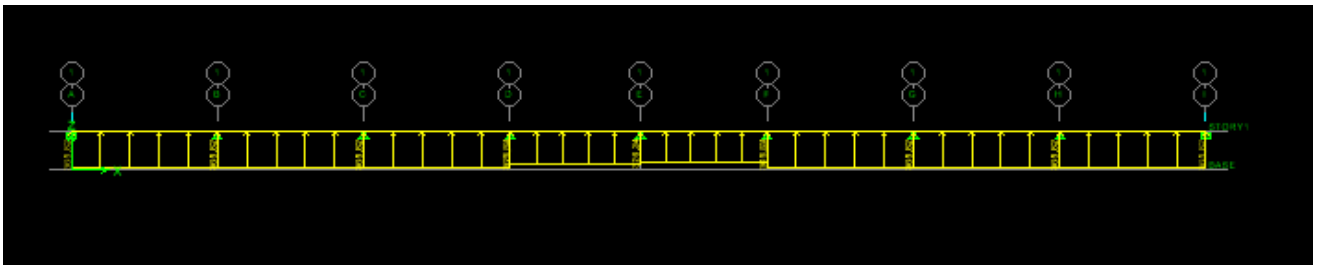


Fig.04 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

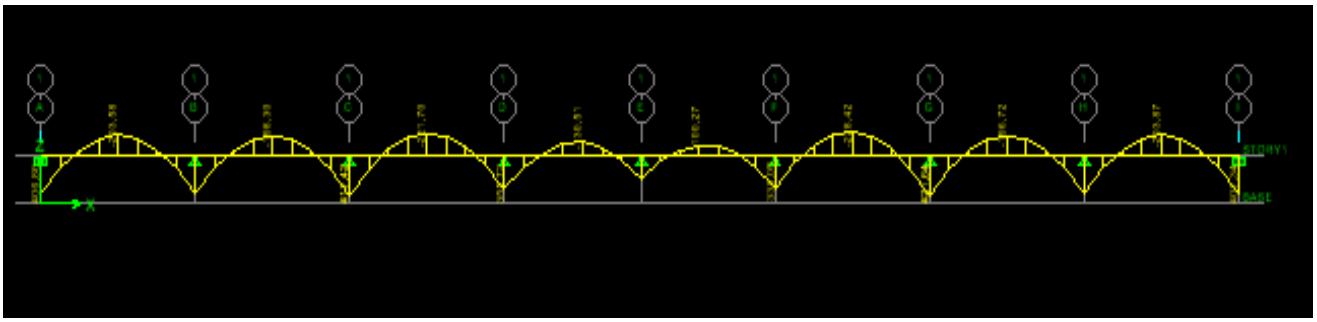


Fig.05: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

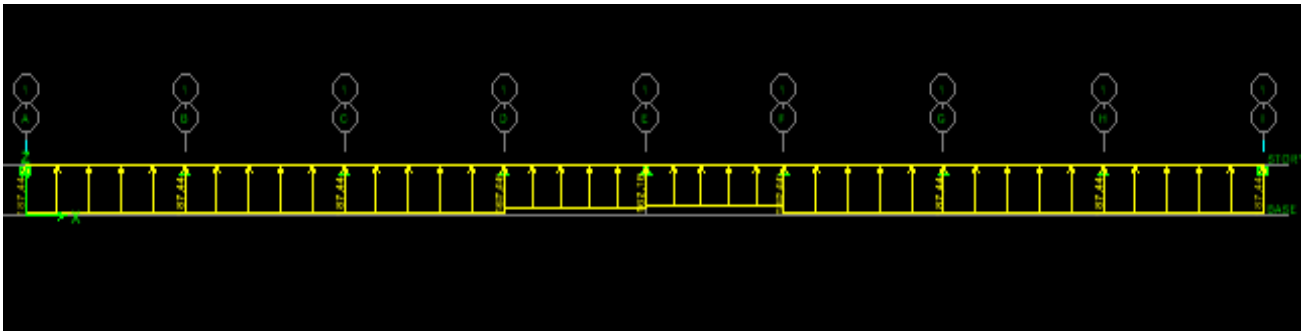


Fig.06 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

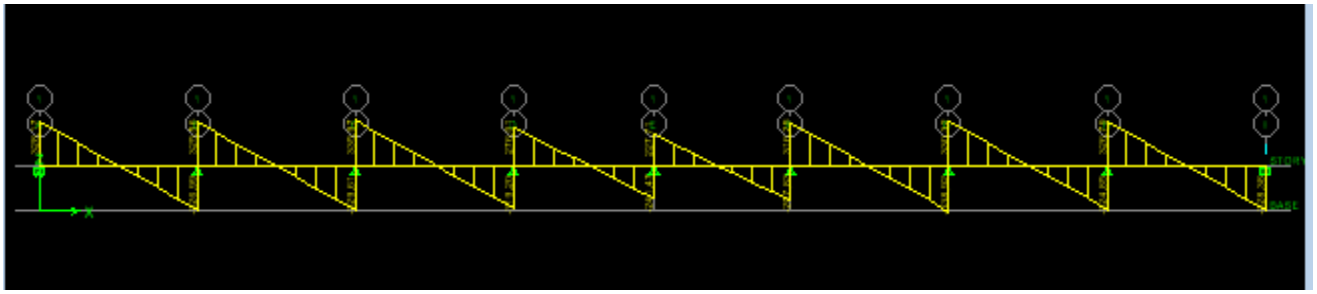


Fig.07 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

L'ELS :

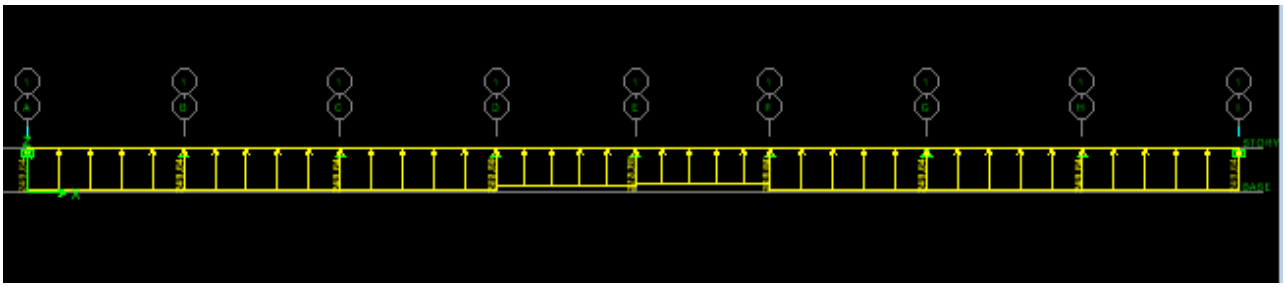


Fig.08 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

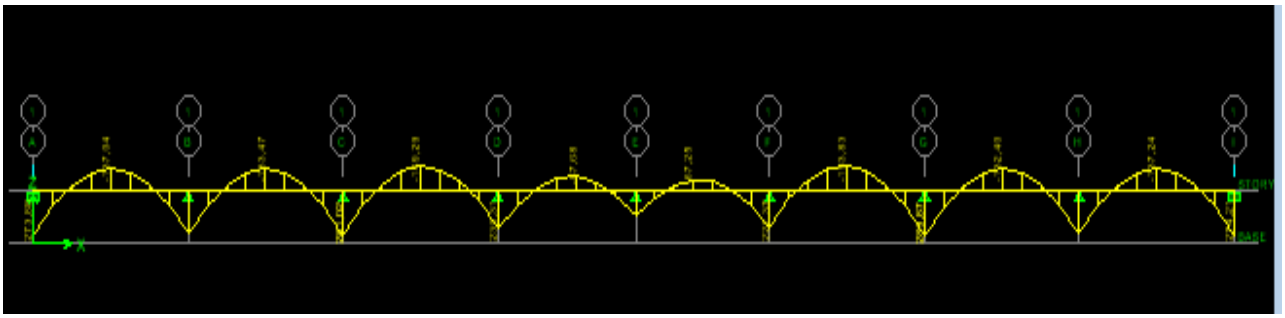


Fig.09 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

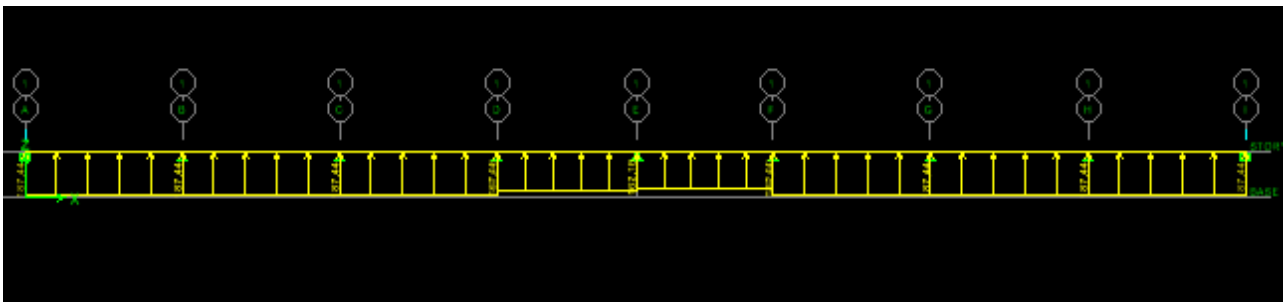


Fig.10 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

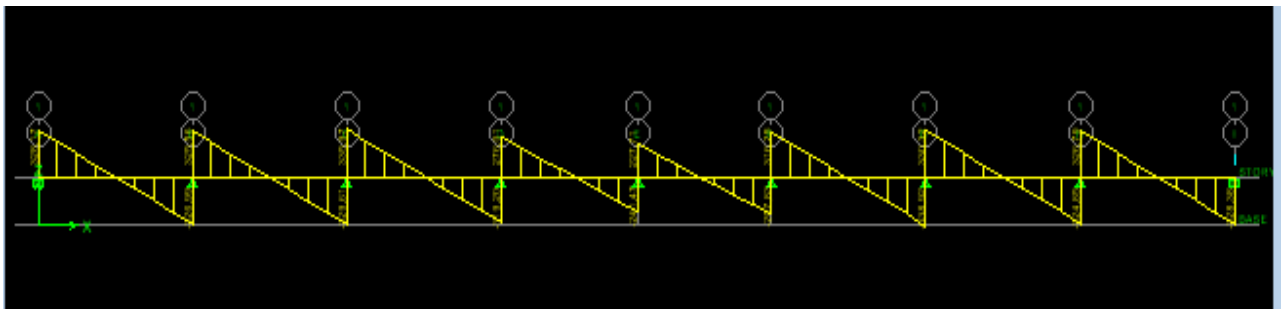


Fig.11 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

- **Sens longitudinale**

L'ELU

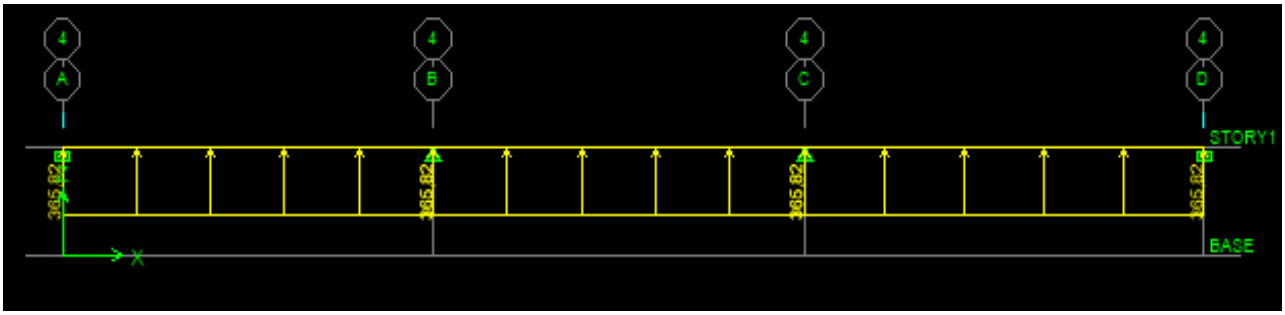


Fig.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

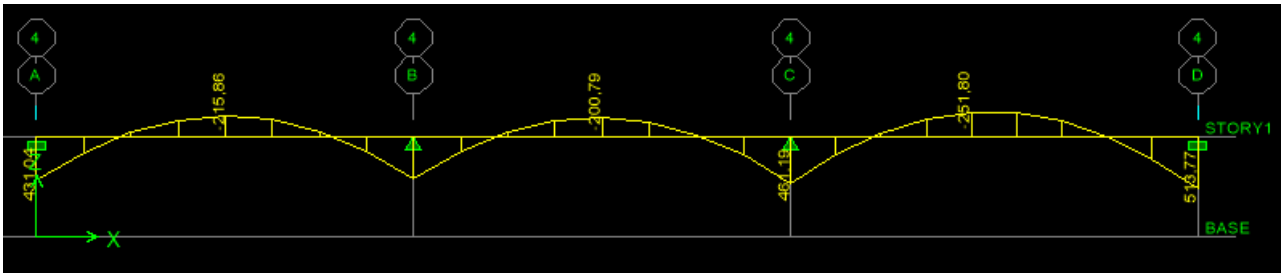


Fig.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

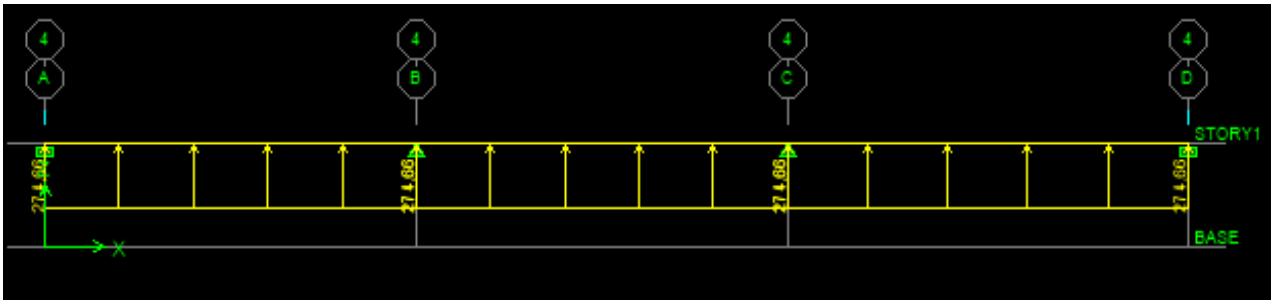


Fig.14 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

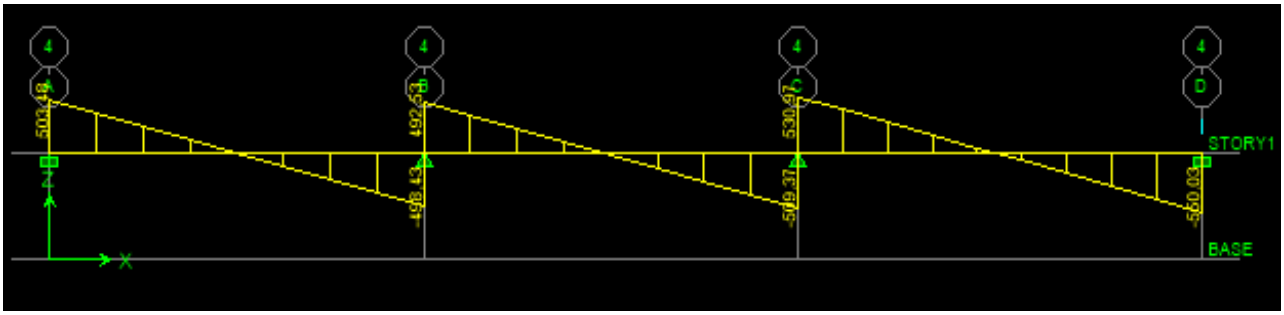


Fig.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

L'ELS

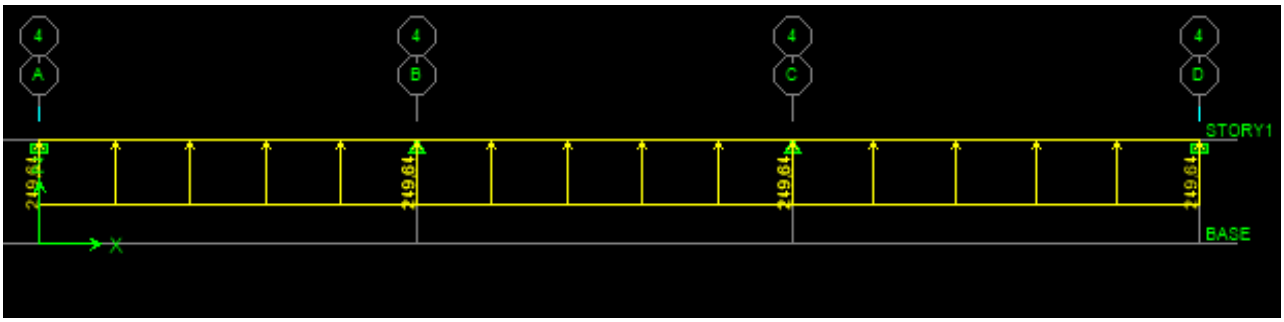


Fig.16: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal

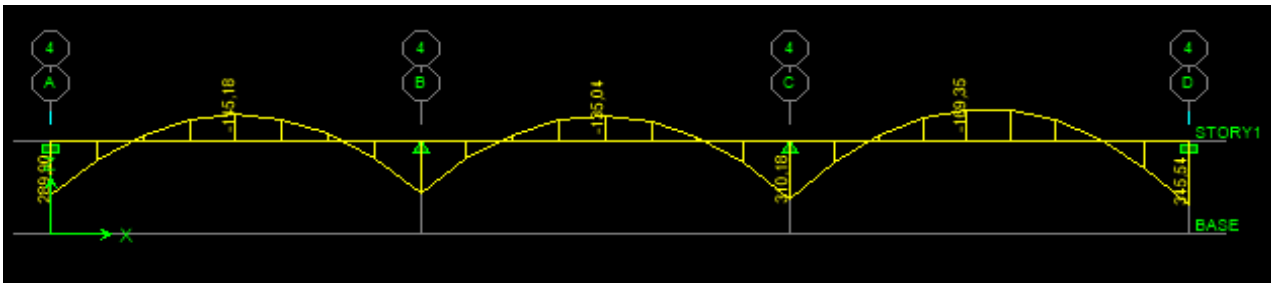


Fig.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

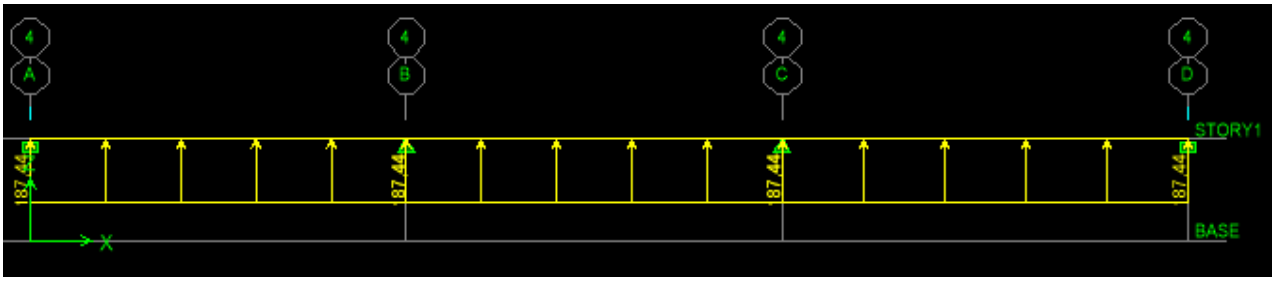


Fig.18 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

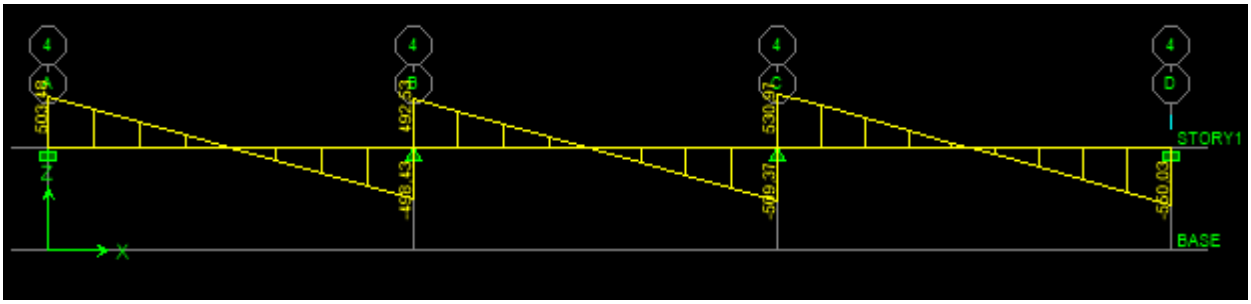


Fig.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Tableau des sollicitations :

Sens longitudinale (x-x)	Sens transversales (y-y)
$M_{tu\ max}$ = 228,42 KN.m	$M_{tu\ max}$ = 251,80 KN.m
$M_{au\ max}$ = 421,64 KN.m	$M_{au\ max}$ = 513,77 KN.m
$M_{ts\ max}$ =149,29 KN.m	$M_{ts\ max}$ =169,35 KN.m
$M_{as\ max}$ = 283,87 KN.m	$M_{as\ max}$ = 345,54 KN.m
$T_{u\ max}$ = -505,77 KN	$T_{u\ max}$ = -550 KN

Tableau 08 : Les sollicitations dans les deux sens.

N) Calcul des armatures :

1) Armatures longitudinale :

B= 55cm ; d = 75 cm

Le ferraillage adopter pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous

sens	X	M_u(KN.m)	μ_b	β	Obs	A .adop(cm^2)	Ferraillage
X-X	appuis	421,64	0,096	0,949	SSA	17,02	4HA20(fil)+4HA14(chap)
	travée	-228,42	0,052	0,973	SSA	8,99	4HA14(fil)+4HA12(chap)
Y-Y	appuis	513,77	0,116	0,938	SSA	20,98	4HA20(fil)+4HA20(chap)
	travée	-251,80	0,058	0,970	SSA	9,94	4HA14(fil)+4HA12(chap)

Tableau 09 : ferraillage adopté

2) Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$\mathbf{S_t} \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\ max}\right\} = \min\left\{\frac{80}{4}; 12 \times 2\right\} = \min\{20\,;24\} = 20\ \text{cm}$$

Soit : $\mathbf{S_t} = 10\text{cm}$

En zone courante :

$$\mathbf{S_t} \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = \mathbf{40cm} \qquad \text{Soit :} \qquad \mathbf{S_t} = \mathbf{20\ cm}$$

3) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$\mathbf{A_{min}} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 10 \times 55 = 1{,}65\text{cm}^2$$

Soit : $\mathbf{A_t}$=4HA8=2,01cm^2 (un cadre et un étrier)

$\mathbf{A_p}$ = 3 cm^2 /ml$\times$1 = 3 cm^2

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm^2**

O) Vérification à l'ELU:

1) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$\mathbf{A_{min}} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 55 \times 75 \times \frac{2{,}1}{400} = 4{,}98\ cm^2$$

Aux appuis :

$\mathbf{A_a} = 17{,}02\ cm^2 > \mathbf{A_{min}} = 4{,}98\ cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

En travées :

$\mathbf{A} = 9{,}94 cm^2 > \mathbf{A_{min}} = 4{,}98\ cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

2) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right\} = 2{,}5\ Mpa$$

Sens longitudinal :$\mathbf{T_u^{max}} = 505{,}77$ KN

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{\mathbf{505{,}75.10^3}}{\mathbf{550\times750}} = \mathbf{1{,}22\ Mpa} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 2{,}5$ Mpa ⟶ **Condition vérifiée**

Sens transversal:$\mathbf{T_u^{max}} = 550$KN

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{\mathbf{550.10^3}}{\mathbf{550\times950}} = \mathbf{1{,}33\ Mpa} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \mathbf{2.5\ Mpa}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

P) Vérification à l'ELS :

$\rho = \frac{100\times A_s}{b\times d}$; $\sigma_b \leq \sigma_b' = 15$ MPa avec ; $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta\times d\times A_s}$

sens	zone	M_s (KN.m)	A_S (cm^2)	b (cm)	d (cm)	ρ	K	β	σ_s KN/cm^2	σ_b KN/cm^2	σ_b' KN/cm^2	Obs
X-X	travée	149,29	18,71	55	75	0,453	34,02	0,898	11,84	0,348	1,5	cv
	appuis	283,87	10,67	55	75	0,258	46,73	0,919	38,59	0,825	1,5	cv
Y-Y	travée	169,35	25,12	55	75	0,608	28,48	0,885	10,15	0,356	1,5	cv
	appuis	345,54	17,08	55	75	0,414	35,50	0,901	29,93	0,843	1,5	cv

Tableau 10 : vérification ELS

VIII) Mur Plaque :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

A) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

B) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau de RDC, pour une bande de largeur de 1m.

C) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σh et σ_v tel que :

$$\sigma h = K_0 \times \sigma_v$$

Avec :

K_0 : coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi}$

σh : contraintes horizontales.

σv : contrainte verticales.

φ : angle de frottement interne.

1) Calcul des sollicitations:

- Surcharge éventuelle : q = 10 KN/m².
- Poids volumique des terres : γ= 18 kN/m ^{3}.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^0$.
- Cohésion : C = 0
- La contraint admissible de sol : $\bar{\sigma}_{sol}$ = 2 bars.

$K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1-\sin 30}{\cos 30} = 0.57$

σv = q × γh avec $0 \leq h \leq 3.06$m

- **ELU :**

σh = K_0 × σv = K_0 (q+γh) = K_0 (1.5×q+ 1.35 × γh)

si h = 0m ⟶ σ_{h1}= 0.57 × 10 ×1.5 = 8.55 Kn / m^2

si h = 3.06m ⟶ σ_{h2}= 0.57 (1.35 × 18 × 3.06 + 1.5 × 10) = 50.93 KN/m^2

- **ELS :**

σh = K_0 × σv = K_0 (q+γh) = K_0 (1.5×q+ 1.35 × γh)

si h = 0m ⟶ σ_{h1}= 0.57 × 10 = 5.7 Kn / m^2

si h = 3.06m ⟶ σ_{h2}= 0.57 (18 × 3.06 + 10) = 37.09 KN/m^2

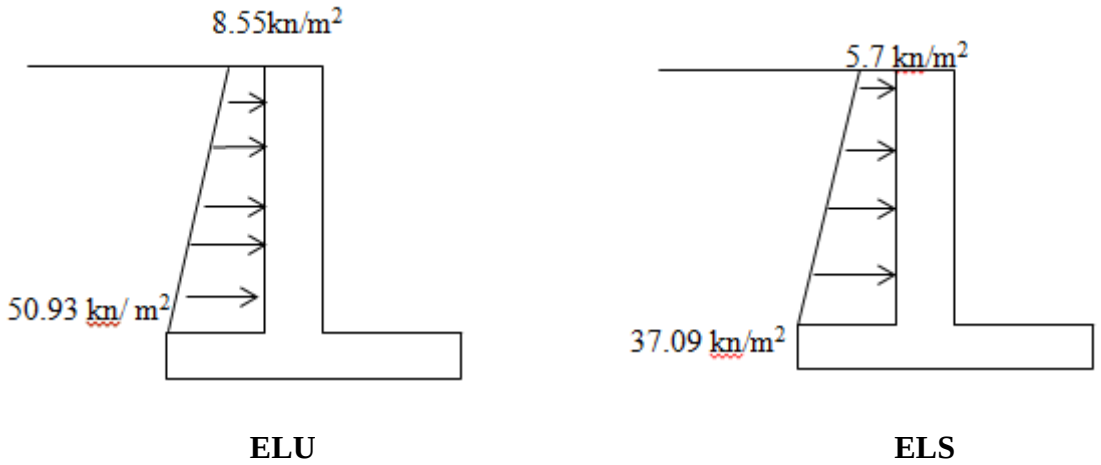


Figure 02 : diagramme des contraintes.

2) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

ELU : $q_u = \frac{3\sigma\max + \sigma min}{4} \times 1m = \frac{3 \times 50.93 + 8.55}{4} = 40.33$ kn/m^2

ELS : $q_s = \frac{3\sigma\max + \sigma min}{4} \times 1m = \frac{3 \times 37.09 + 5.7}{4} = 29.24$ kn/m^2

D) Ferraillages de mur plaque :

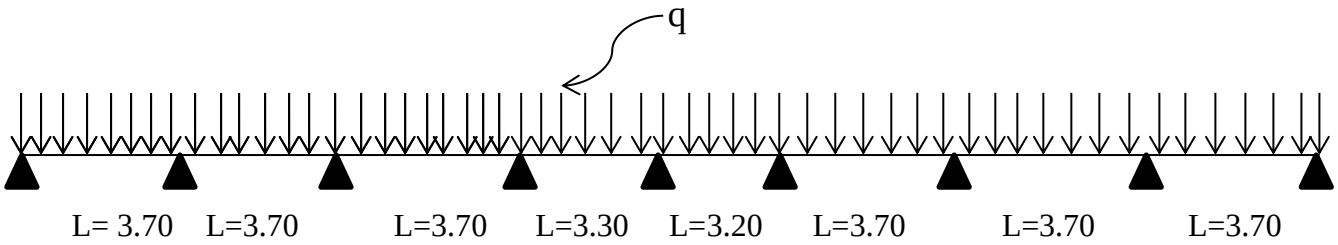
1) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considérer comme un ensemble de dalles continue encastrées a la base au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Sens x-x :

qu = 40.33 Kn/ml ; qs = 29.24 Kn/ml

2) Schéma statique :



3) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités. Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés à des coefficients suivants :

- Moment en travée : $0.75M_x$ et $0.75M_y$
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
  0.3M : appuis de rive
  0.5M : Autre appuis

4) Identification de panneaux :

l_x =3.06 m

l_y = 3.70 m

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{3.70} = 0.83$; $0.4 < \rho < 1$ donc le panneau travaille dans les deux sens.

E) Calcul à L'ELU :

$$\rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{cases}$$

$M_{0x} = \mu_x \, q \, l^2_x = 0.0531 \times 40.33 \times (3.06)^2 = 20.05$ Kn.m

$M_{0y} = \mu_y \, M_{0x} = 0.649 \times 20.05 = 13.01$ Kn.m

1) Correction des moments :

Sens x-x :

- **Aux appuis**

$M_a = 0.5\, M_{0x} = 0.5 \times 20.05 = 10.025$ Kn.m

- **En travée :**

$M_t = 0.75\, M_{0x} = 0.75 \times 20.05 = 15.04$ Kn.m

Sens y-y :

- **Aux appuis :**

$M_a = 0.5\ M_{0y} = 0.5 \times 13.01 = 6.5$ Kn.m

- **En travée :**

$M_t = 0.75\ M_{0y} = 0.75 \times 13.01 = 9.75$ Kn.m

F) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.83 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0600 \\ \mu_y = 0.750 \end{cases}$$

$M_{0x} = \mu_x\, q\, l^2_x = 0.0600 \times 29.24 \times (3.06)^2 = 16.43$ Kn.m

$M_{0y} = \mu_y\, M_{0x} = 0.750 \times 16.43 = 12.32$ Kn.m

1) Correction des moments :

Sens x-x :

- **Aux appuis**

$M_a = 0.5\ M_{0x} = 0.5 \times 16.43 = 8.21$ Kn.m

- **En travée :**

$M_t = 0.75\ M_{0x} = 0.75 \times 16.43 = 12.32$ Kn.m

Sens y-y :

- **Aux appuis**

$M_a = 0.5\ M_{0y} = 0.5 \times 12.32 = 6.16$ Kn.m

- **En travée :**

$M_t = 0.75\ M_{0y} = 0.75 \times 12.32 = 9.24$ Kn.m

G) Calcul des sections d'armature :

sens	Zone	M_u (Kn.m)	μ_u	μ_1	Section (cm^2)	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{doptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	10.025	0.0221	0.392	SSA	0.989	1.66	2.00	6HA12=6.78	16
	Travée	15.04	0.0347	0.392	SSA	0.983	2.5	2.00	6HA12=6.78	16
Y-Y	Appuis	6.5	0.0149	0.392	SSA	0.993	1.07	2.00	6HA10=4.71	16
	Travée	9.75	0.0225	0.392	SSA	0.989	1.62	2.00	6HA10=4.71	16

Tableau01 : ferraillage du mur plaque

H) Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertica
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m^2 de HA8

(b=1m = 100cm ; h : épaisseur du voile = 20cm)

I) Vérification à l'ELS :

1) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ =0.6 f_{c28} = 15 MPa

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} = Min\left\{\frac{2}{3}\ f_e\ , max\left(0.5f_e\ ; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)\right\} = 201.63\ MPa$$

Dons le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ =0.6 f_{c28} = 15 MPa

- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d .A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100\ .A_s}{b\ d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Sens	Zone	A_s (cm^2)	Ms	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	obs
X-X	Appuis	6.79	8.21	0.388	0.904	37.08	76.43	201.63	2.06	15	CV
	Travée	6.79	12.32	0.388	0.904	37.08	114.69	201.63	3.09	15	CV
Y-Y	Appuis	4.71	6.16	0.269	0.918	45.98	81.41	201.63	1.77	15	CV
	Travée	4.71	9.24	0.269	0.918	45.98	122.11	201.63	2.66	15	CV

Tableau 02 : vérification des contraintes à l'ELS.

Résultats :

L'épaisseur du Mur plaque de **20cm**

Le ferraillage du mur plaque est comme suit :

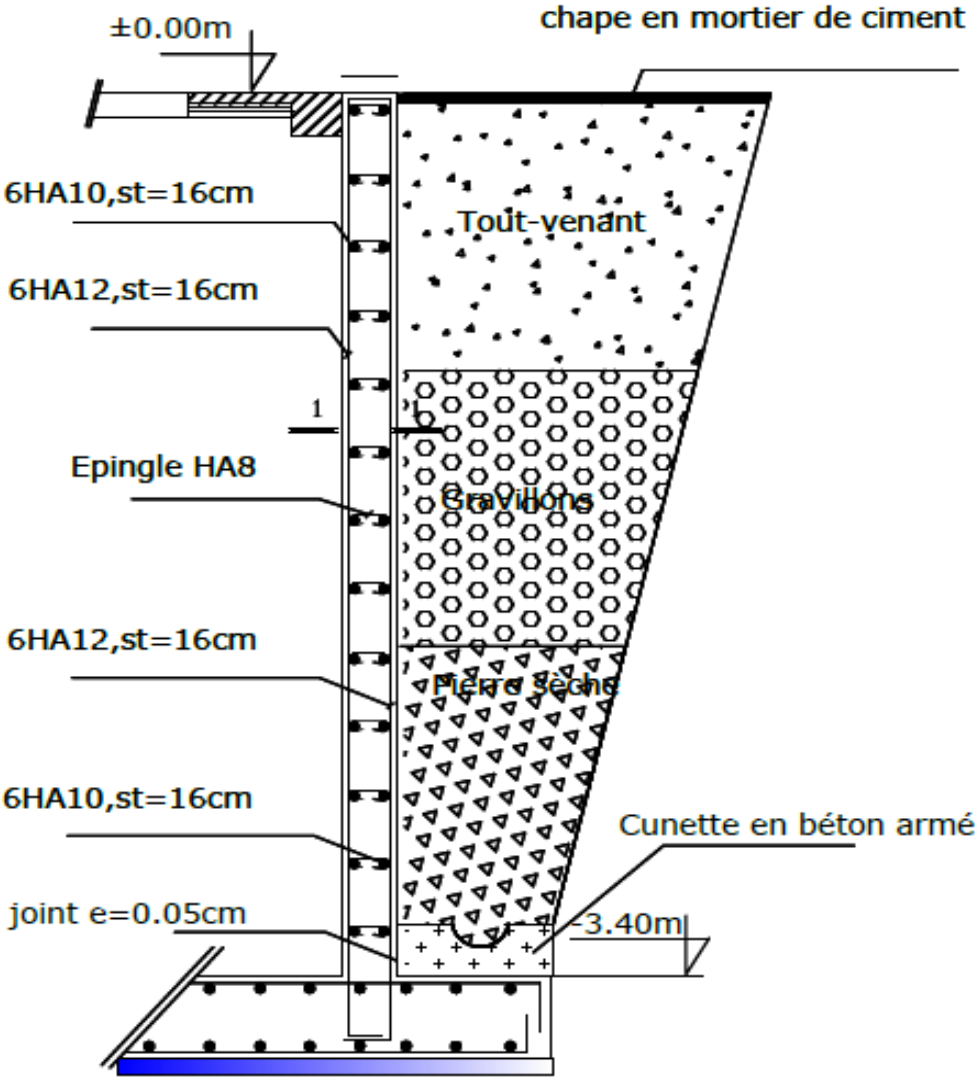
Sens x-x :

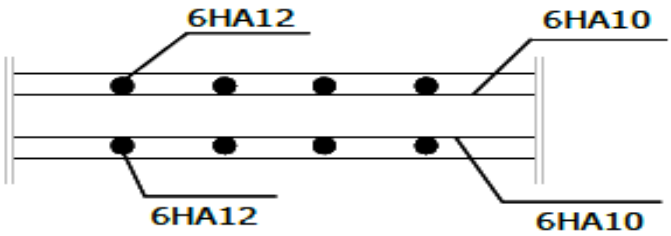
- **En travée :** 6HA12/ml avec un espacement de 16cm.
- **Aux appuis :** 6HA12/ml avec un espacement de 16cm.

Sons y-y :

- **En travée :** 6HA10/ml avec un espacement de 16cm.
- **Aux appuis :** 6HA10/ml avec un espacement de 16cm

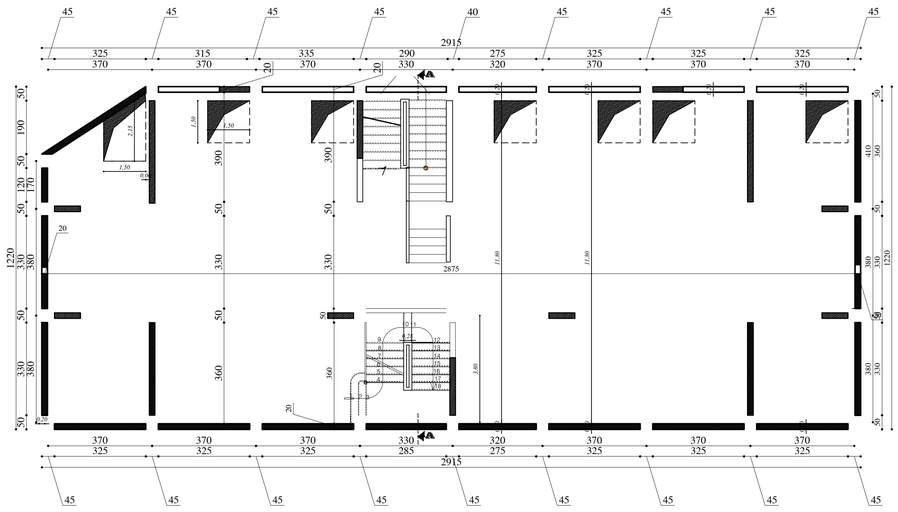
J) Plan de ferraillage



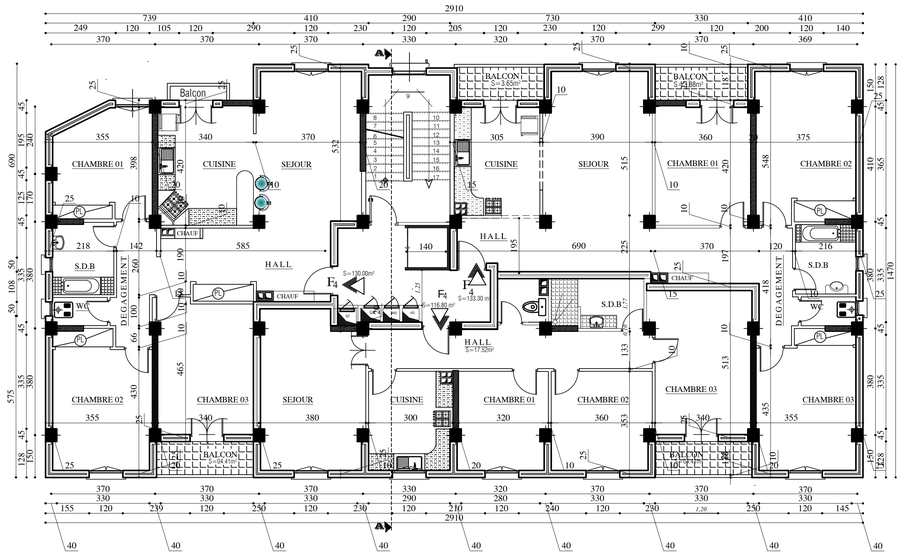


Coupe 1-1

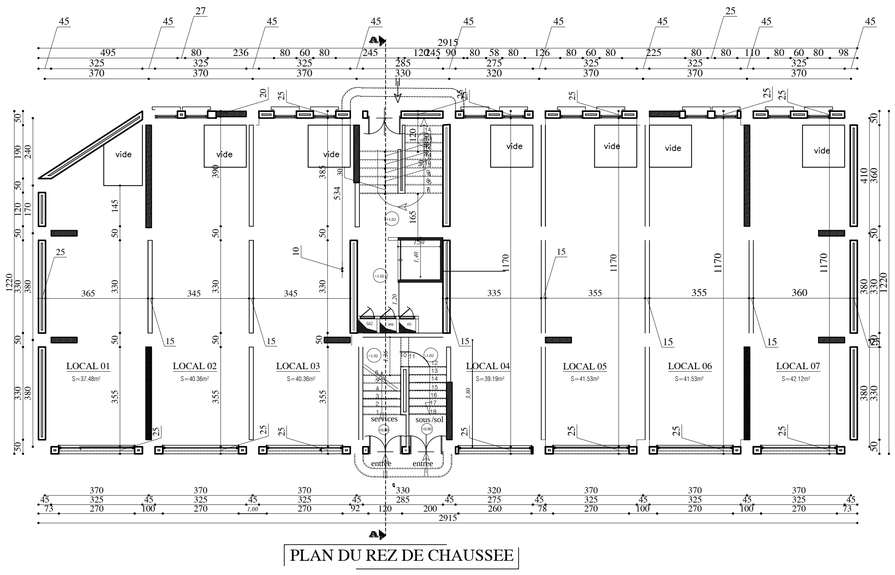
PLANS D'ARCHITECTURE



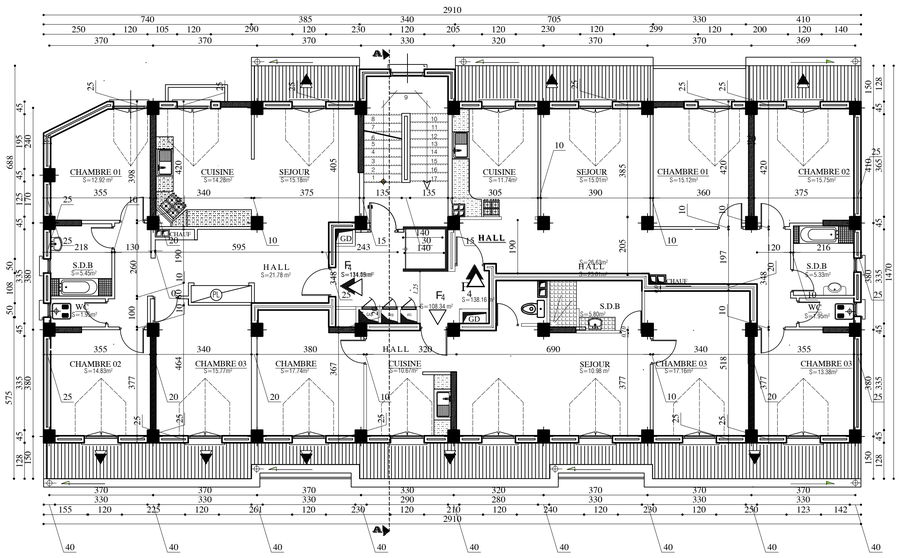
PLAN DU SOUS SOL



PLAN DE L'ETAGE COURANT

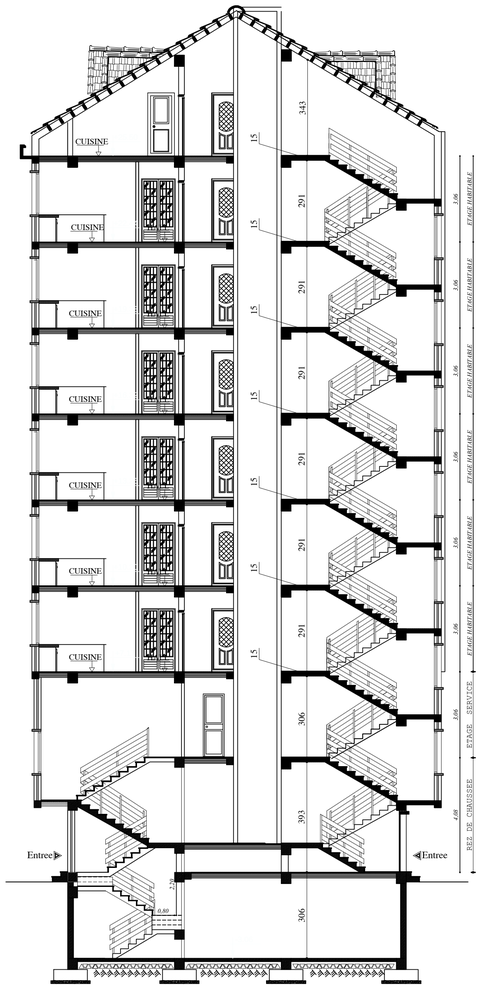


PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



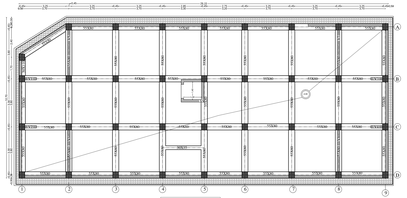
PLAN DU COMBLE

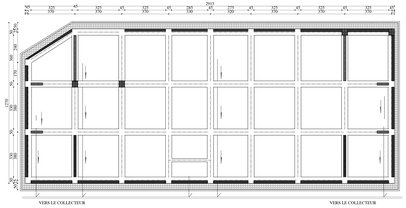
FAÇADE PRINCIPALE



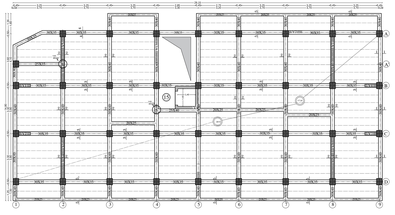
COUPE A-A

PLANS D'EXECUTION



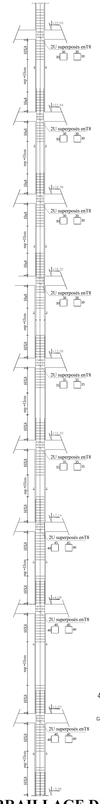


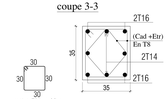
PLAN DE FONDATIONS

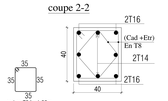


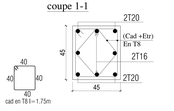
Coffrage plancher -étage courant-

COFFRAGE DES NIVEAUX



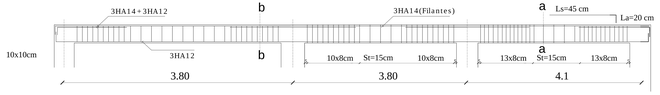




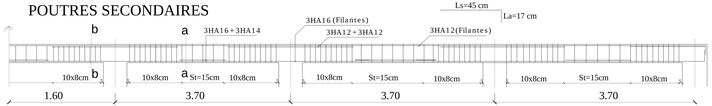


FERRAILLAGE DES POTEAUX

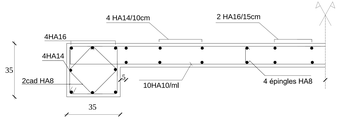
POUTRES PRINCIPALES

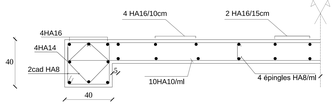


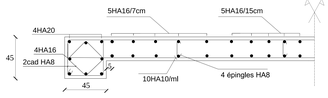
POUTRES SECONDAIRES



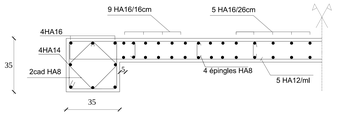
-FERRAILLAGE VOILES (SENS LONGITUDINAL)

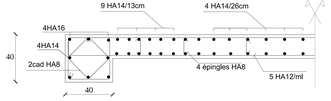


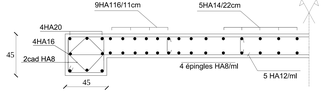


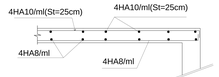


-FERRAILLAGE VOILES (SENS TRANSVERSAL)

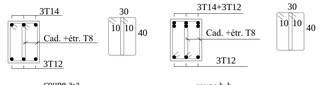


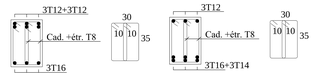






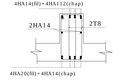
FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE



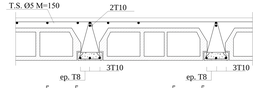


Ferraillage du radier général suivant Y-Y

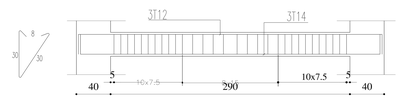
Ferraillage du radier général suivant X-X



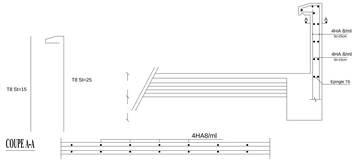
Ferraillage de la nervures



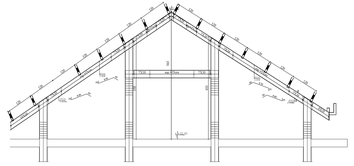
FERRAILLAGE DES PLANCHERS



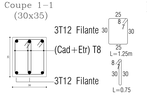
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

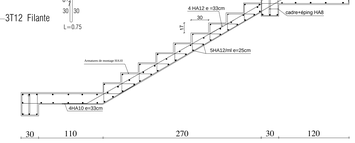


FERRAILLAGE DE L'ACROTERE



FERRAILLAGE DE LA TOITURE





FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.
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 ***ETABS*** *que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.*

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

BIBLIOGRAPHIE :

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS V7.9.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- AUTOCAD 2017

Ouvrages :

- Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé **Albert FUENTES**.
- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- Les abaques de **PIGEAUD**.
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.