REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage bureaux, commerciale et d'habitation à ossature mixte avec l'application d'ETABS

Dirigé par :
M^R : CHARCHAR M

Etudié par:
M^elle: BELARBIA Kahina
M^elle : GUEMBOUR Kamelia

Promotion 2012/2013

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à **ALLAH** le Tout Puissant qui nous à donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

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

Nos sincères remerciements aux personnels de la bibliothèque de **Génie Civil**.

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **M^{er} CHARCHAR Malek** pour la sollicitude avec laquelle il à suivi et guidé ce travail.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apportées aide et encouragement.

Qu'ils trouvent ici l'expression de nos profondes gratitudes.

Introduction

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques années, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue comme une alternative a même de tenir compte de cette nouvelle exigence.

Des lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions.

En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'infrastructure et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude du cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre du mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment contreventé par voiles à usage multiple.

Une telle étude, nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que confort pour les occupants.

I.1. INTRODUCTION:

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur total de bâtiment).
- Ses éléments constitutifs : (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

I.2. présentation et description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+9) à usage multiple (habitation, commercial et de service). Le bâtiment est considère comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2B),
Implanté à la willaya de **TIZI-OUZOU** qui est classée selon le **RPA99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
Le bâtiment est implanté dans un site meuble (S3).
Ce bâtiment comporte:

- D'un rez-de- chaussée (RDC) contenant des locaux à usage commercial.
- D'un (01) étage à usage de service.
- De huit (08) étages à usage d'habitation avec deux (02) cages d'escaliers, l'une pour l'étage de service l'autre pour les sept (07) étages a usage d'habitation
- D'une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I.2.1. Caractéristiques géomantiques de l'ouvrage :

I.2.1.1. Dimension en élévation :

Hauteur du RDC	**4,42 m**
Hauteur d'étage	**3,06 m**
Hauteur total du bâtiment	**35.56**

I.2.1.2. Dimension en plan :

Longueur total du bâtiment	**26,00 m**
Largeur total du bâtiment	**12,60 m**

I.2.2. Eléments constitutifs de l'ouvrage :

❖ **L'ossature :**

Le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux- poutres) et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

- **Voile :**
  Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part de reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.
- **Portiques :**
  Ils sont en béton armé, constitué de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales.

❖ **planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il ya deux types de plancher:

- **plancher en corps creux :**
  Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonction.
  - Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
  - Isolation thermiques et acoustiques entre les différents niveaux.

- **Dalle pleine en béton armé :**
  Des dalles pleines en béton armé sont prévues là ou il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'encenseur et les balcons.

❖ **Balcons** : ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

❖ **Maçonnerie :**

Il ya deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs :**
  Ils sont réalisés en double cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs avec une lame d'aire de 5cm.
- **Les murs d'intérieurs :**
  Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseurs.

❖ **Escalier :**

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'un paillasse, réalisé en béton armé coulé sur place.
Le coulage s'effectuera par étage.
Notre escalier comporte deux volées avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

❖ **Cage d'ascenseur :** Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.

❖ **Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage dalle de sol et seuil en marbre pour les planchers et les escaliers.
- Faïence pour les cuisines et la salle d'eaux.
- Mortier de ciment pour les murs de façade, cage d'escaliers et les locaux humide.
- Plâtre pour les **cloisons** intérieurs et les plafonds.

❖ **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est située à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par ca liaison directe avec ce dernier.
Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

❖ **Système de coffrage :**

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planchers, et un coffrage métallique pour les voiles ; de façon à limiter le temps de l'exécution.

❖ **L'acrotère** :

Elle sera réalisée en béton armé sur tout la périphérie du plancher terrasse.

I.3.caractéristiques mécaniques des matériaux:

I.3.1. Le béton : Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers…)

- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,…)

Il sera dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances a la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40 MPa mais faible a la traction ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton de ciment à un comportement fragile.

Le béton est défini du point de vu mécanique par sa :

❖ **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 :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76 + 0.83 \times j}\right) \times f_{c28} \quad \text{pour} \rightarrow f_{c28} \leq 40\,\text{MPa},$$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1.40 + 0.95 \times j}\right) \times f_{c28} \quad \text{pour} \rightarrow f_{c28} > 40\ \text{MPa}.$$

→ **(BAEL91/A.2.1,11).**

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de **f_{c28}= 25 MPa**

❖ **la résistance caractéristique a la traction :**

La résistance caractéristique du béton a la traction a j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$ → **(BAEL91/A.2.1,12).**

Dans notre cas :**f_{c28} = 25 Mpa** ⟶ **f_{t28} = 2.1 Mpa.**

Cette formule est valable pour les valeurs de fcj ≤ 60 MPa.

❖ **Module de déformation longitudinal du béton :**

- **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 ; on a Ei 28 = 32164.2 MPa

- **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, on utilise 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 :

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

Pour notre cas, fc_{28} = 25 [MPa] **$E_{v2\,8}$= 10819 [MPa].**

- **Module de déformation transversale :** Noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

G= E/2 (1+v) MPa

Avec :E : module de Young

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

Δd /d : déformation relative transversale

ΔL/L : déformation relative longitudinale

- **coefficient de poisson :** c'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $v = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$

il est pris égal à :

$v = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. **(ART A. 2.1. 3, BAEL 91).**

$v = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. **(ART A. 2.1. 3, BAEL 91).**

- **fluage du béton :** c'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

- **phénomène du retrait :** c'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment :

- au retrait avant prise : c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;
- retrait thermique : dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton ;
- retrait hydraulique : dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

❖ **dilatation thermique :** le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à $1X10^{-5}$, pour une variation de± 20^0 C on obtient **ΔL= ±2‰ x L.**

Une variation de température peut entrainer des contraintes internes de traction qui engendre une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux du à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joins de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

❖ **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).

- **les états 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 donné par :

$$\boldsymbol{fbu = \frac{0.85\ fcj}{\theta.\gamma b}}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto situation\ courante, \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto situation\ accidentelle. \end{cases}$

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 < 1h,

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

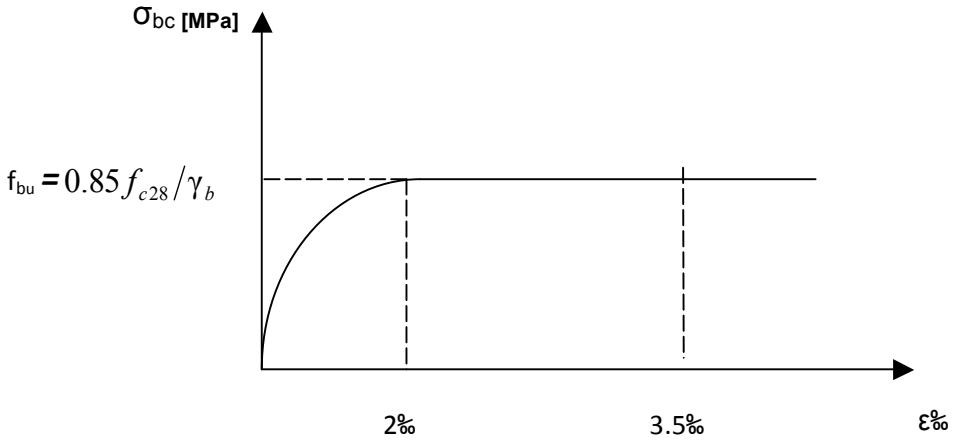


Figure I-1- diagramme des contraintes-déformation à l'ELU

- **Les états 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 a la compression est donnée par :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} MPa$ **Art (A.4.5, 2 BAEL 91)**

Pour f_{c28} = 25 MPa $\rightarrow \sigma_b$ MPa a l'ELS.

- la contrainte de cisaillement ultime :

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

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\,\text{MPa}\right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable}$$

- la masse volumique du béton est égale à 25KN/m^3

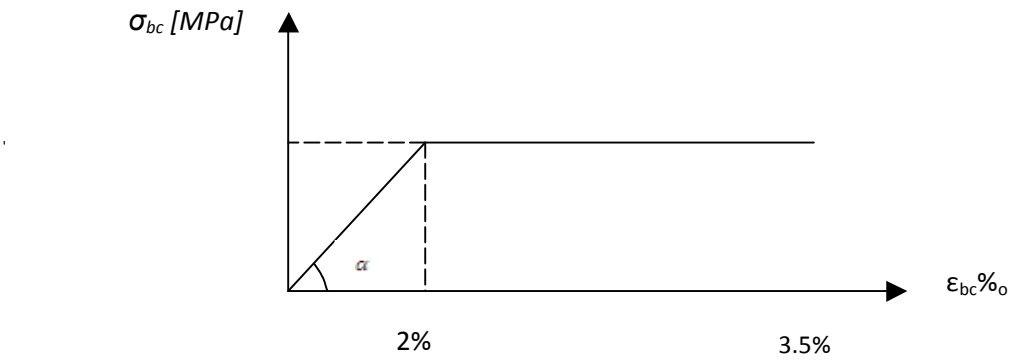


Figure I-2- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

I.3.2. 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 savoir :

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

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

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

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

- f_e : limite d'élasticité de l'acier.

On définit les aciers par:

- **Module d'élasticité longitudinale** :à l'ELS, on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :
  Es= 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

$\gamma s = 1{,}15$ pour les situations durables.
$\gamma s = 1$ pour les situations accidentelles.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400\,MPa$	$\overline{\sigma}_{st}$ = 348 Mpa	$\overline{\sigma}_{st}$ = 400 Mpa
$f_e = 520\,MPa$	$\overline{\sigma}_{st}$ = 452 Mpa	$\overline{\sigma}_{st}$ = 500 Mpa

❖ **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.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

- **fissuration peu nuisible :** dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis a 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 a des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

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

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

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

Avec:

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

η : Coefficient de fissuration

$\eta =$ { 1 pour les ronds lisses ; η =1,6 pour les HA ($\varphi \geq 6mm$) ; η =1,6 pour les HA ($\varphi < 6mm$) }

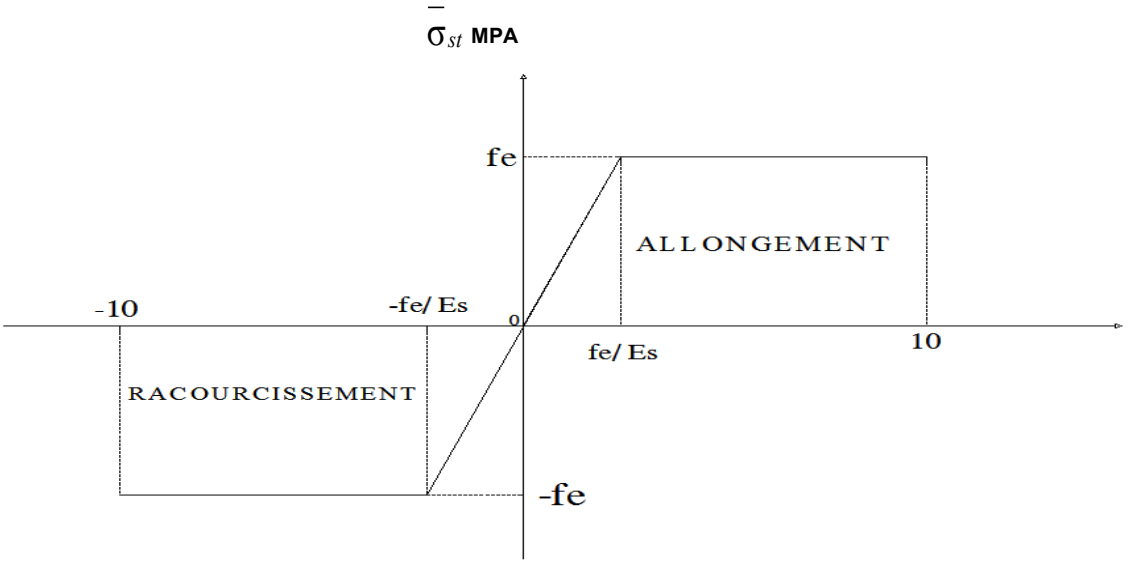


Figure I-3- Diagramme de calcul contraint – déformation de l'acier à L'E.L.S

❖ **Protection Des Armatures (Art A.4.5, 34BAEL91)** :

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

On doit 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.

II. INTRODUCTION :

Après avoir présenté l'ouvrage et la caractéristique des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet (les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles) afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

II-1 pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Ils assurent deux fonctions principales :

- **Une fonction de résistance mécanique :**
  Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitations, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique :**
  Qui peut être assure par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associé avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

II-1-1 plancher à corps creux :

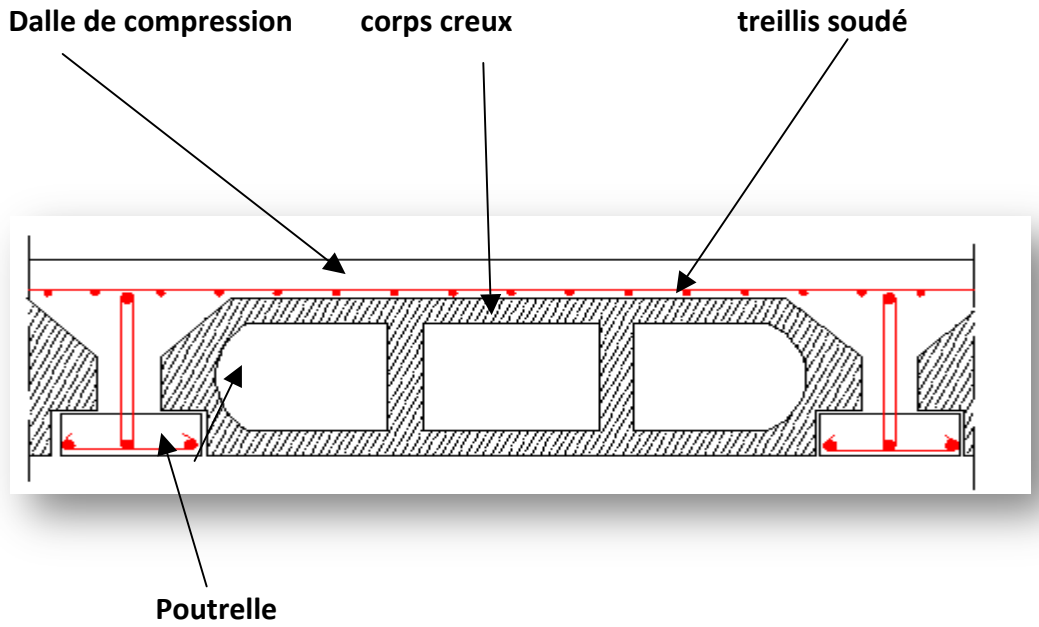


Figure II-1 : schéma descriptifs d'un plancher en corps creux

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriqués, disposées suivant la plus petite portée.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause du désordre qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et aux plancher lui-même.

La hauteur total du plancher, notée « h_t» est donnée par

$$h_t = \frac{Lmax}{22,5}$$

Avec: h_t **:** la hauteur du plancher

L_{max} : la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : L_{max} = 430 – 30 = 400cm

On aura donc : $h_t \geq \frac{400}{22,5}$ = 17,78 cm

Ainsi on optera, pour un plancher de 20cm ; soit (16+4) cm qui sera valable pour tout les étages :

- 4cm : épaisseur de la dalle de compression.
- 16cm : épaisseur du corps creux.

II-1-2 dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion ;
- L'isolation acoustique ;
- La résistance au feu.

II-1-2-1-Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre, e : épaisseur de la dalle.

$L_0 = 1.40m$

$e \geq 1.40/10 = 0.140\ m = 14\ cm$ **On adoptera une épaisseur de 15 cm.**

II.1.2.2. Résistance au feu :

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

II.1.2.3. Isolation acoustique : D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

L =13,3 log (10M) si M < 200 kg/m²

L =15 log (M) + 9 si M > 200 kg/m²

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\ cm$$

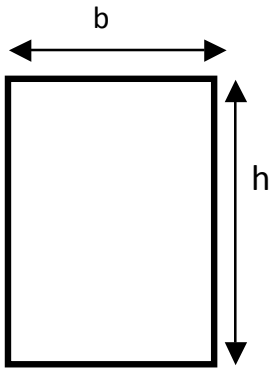
Nous prenons : **h_o = 15 cm**

II-2 pré-dimensionnement des poutres :

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

Selon le règlement **BAEL 91 modifié 99** les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le **RPA 99 version 2003. (**Art 7.5.1 RPA 99/version 2003).

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h_p \geq 30cm \\ \frac{hp}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5\ h_p + b_1 \end{cases}$$



La hauteur « h_t » de la poutre est donné :

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

L : la portée max entre appuis.

La largeur b donnée par : $0.4\ h \leq b \leq 0.7\ h$

II-2-1 pré dimensionnement des poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses, disposée perpendiculairement aux poutrelles.

- La hauteur de la poutre est, on à : L_{max} =535 – 30 = 505 cm

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.67 \leq h \leq 50.5$$

On prend h = 45cm.

- La largeur de la poutre :

$$0.4(45) \leq b \leq 0.7(45) \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$$

On prend b = 30cm.

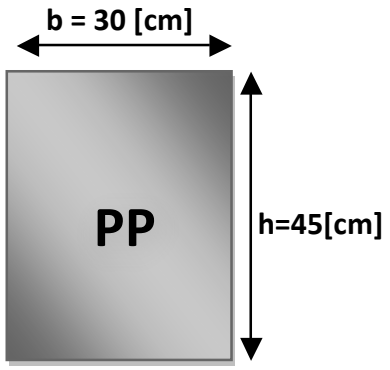


Figure II.2 dimensionnement de la poutre principale

II.2.1.1 vérification des conditions du RPA :

$b = 30 > 20cm$	**conditions vérifiées.**
$h = 45 > 30cm$	**conditions vérifiées.**
$\frac{hp}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4$	**conditions vérifiées.**
$b_{max} \leq 1,5\ (45) + 25 = 92,5$	**conditions vérifiées.**

II.2.2 pré dimensionnement des poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

- La hauteur de la poutre est, on à : L_{max} =430 – 30 = 400 cm

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \leq h \leq 40$$

On prend h = 35cm.

- La largeur de la poutre :

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend b = 30cm.

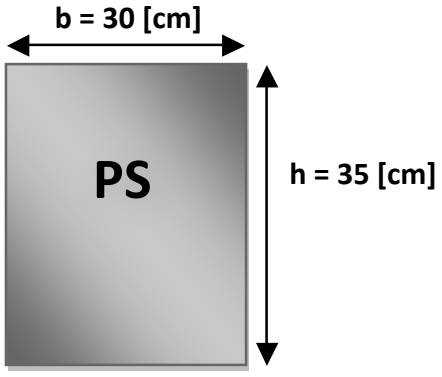


Figure II.3 dimensionnement de la poutre secondaire

II.2.1 vérification des conditions du RPA :

$b = 30 > 20cm$ → **conditions vérifiées.**

$h = 35 > 30cm$ → **conditions vérifiées.**

$\frac{hp}{b} = \frac{35}{30} = 1{,}67 \leq 4$ → **conditions vérifiées.**

$b_{max} \leq 1{,}5\ (35) + 25 = 77{,}5$ → **conditions vérifiées.**

Conclusion :

On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99** sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- **(30x45) cm² pour les poutres principales.**
- **(30x35) cm² pour les poutres secondaires.**

II.3 pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armée dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaires.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à **L'ELS** en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N,** on calculera la descente de charge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{N_s}{\overline{\sigma_{bc}}} \quad \text{Avec :} \quad (N_S = G+Q)$$

N_S : effort normal de compression.

S : section transversal du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : contrainte limite de compression du béton, donnée par :

σ_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 0,6. 25 = 15 MPa

Selon le (RPA 99 A7.4.4), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) ≥ 25 cm……..en zone **I** et IIa
- Min (b, h) ≥ 30 cm…….. en zone **III** et II_b
- Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$ ……h_e est la hauteur libre entre étage
- $\frac{1}{4}$ <$\frac{he}{20}$< 4

Remarque :

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

II.3.1 descente de charge :

II.3.1.1. surface d'influence :

Calcul de la surface de plancher revenant aux poteaux le plus sollicité.

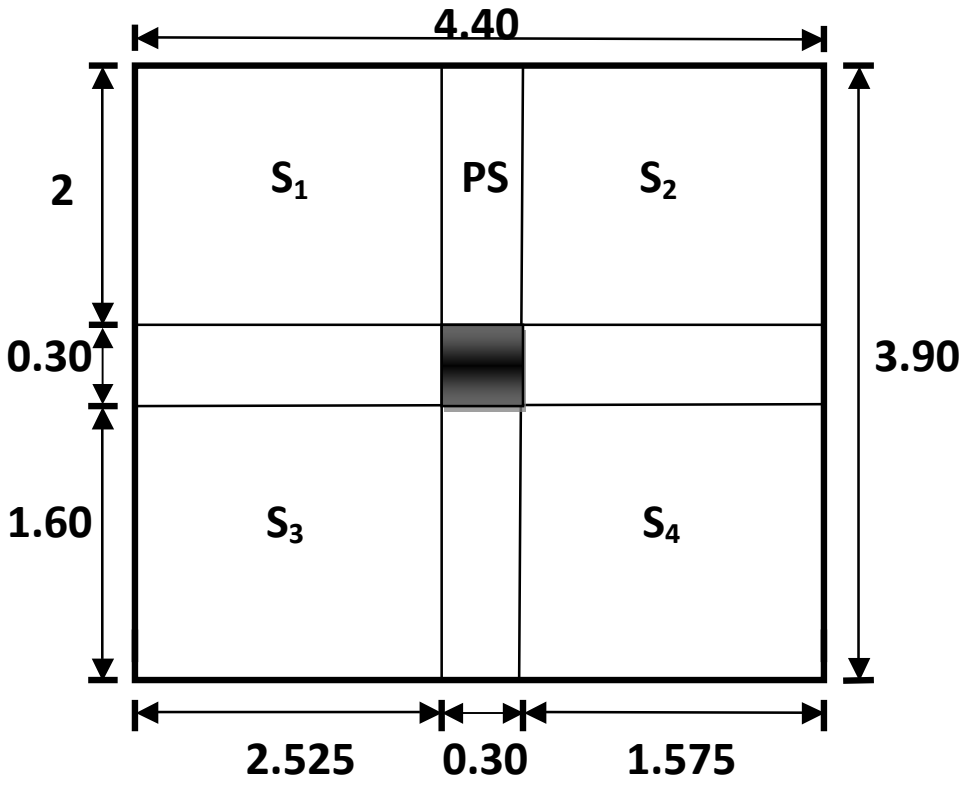


Figure II.4 surface d'influence du poteau le plus sollicité

S_{brute} = 3.90x4.40 = 17.16 m^2

S_{nette} = $S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

S_{nette} = (2.00 x 2.525) + (2.00 x 1.575) + (1.6 x 2.525) + (1.6x 1.575) = 14.76 m^2

- **Détermination des charges permanentes et surcharge d'exploitations :**
  - **les charges permanentes :**
    - **Les planchers :**

Nous possédons deux types de planchers :

- **Plancher terrasse :**

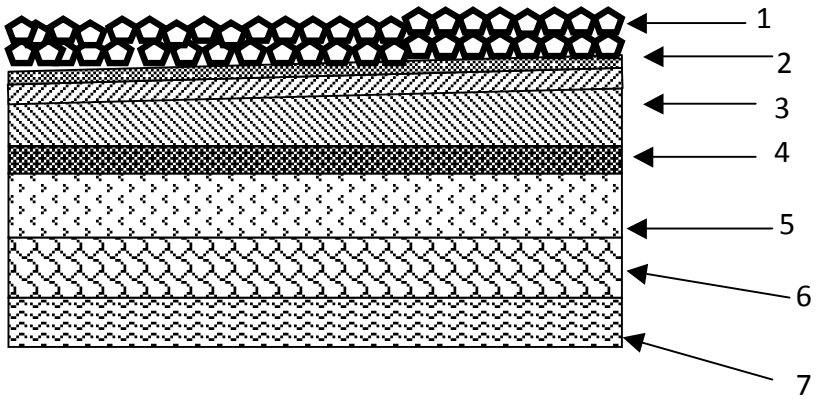


Figure II.5 coupe verticale d'un plancher terrasse

Tableau II.1 : charge permanente d'un plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique ɣ (KN/m^3)	Charge G (KN/m^2)
1	Couche de gravillon	5	20.00	1.00
2	Etanchéité multicouche	2	06.00	0.12
3	Forme en pente de béton	7	22.00	1.54
4	Feuille polyane	4	00.25	0.01
5	Isolation thermique	4	04.00	0.16
6	Plancher en corps creux 16+4)	16+4	14.00	2.80
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
		Charge permanente G_{Total}		5.83

❖ **Plancher étage :**

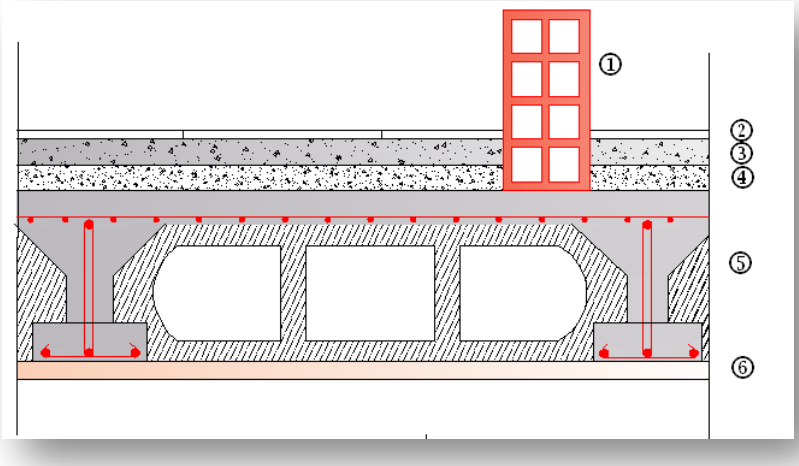


Figure II.6 coupe verticale du plancher d'étage

Tableau II.2 : charge permanente du plancher d'étage

N°1	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique γ (KN/m^3)	Charge G (KN/m^2)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Couche de sable	3	22	0.66
4	Dalle pleine en béton armé	20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse + enduit	10	09	0.90
		Charge permanente G_{Total}		**5.56**

❖ **Dalle pleine :**

N°1	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique γ (KN/m^3)	Charge G (KN/m^2)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Couche de sable	3	22	0.66
4	Enduit de ciment	2	18	0.36
5	Dalle pleine	1.5	25	3.75
		Charge permanente G_{Total}		**5.77**

❖ **Maçonnerie :**

Il ya deux types de murs, mur extérieur et mur intérieur :

➢ **Mur extérieur :**

En double cloison (avec brique creuse) d'épaisseur égale à 30 cm.

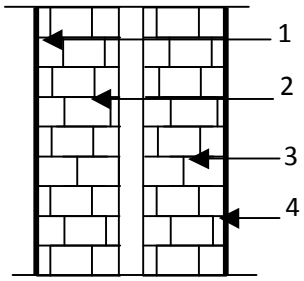


Figure II.7 coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.3 : charge permanente des murs extérieurs

N°1	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique ɣ (KN/m^3)	Charge G (KN/m^2)
1	Mortier de ciment	2	18	0.36
2	Brique creuse	10	18	1.8
3	Lame d'aire	5	00	0.00
4	Enduit de plâtre	2	10	0.20
		Charge permanente G_{Total}		**2.36**

➢ **Mur intérieur :**

Ils sont constitués de brique creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

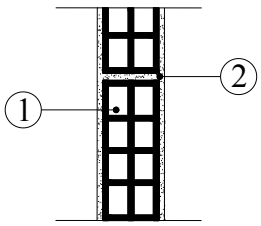


Figure II.8 coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.4 : charge permanente des murs intérieurs

N°1	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique ɣ (KN/m^3)	Charge G (KN/m^2)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.20
2	Brique creuses	10	18	1.80
		Charge permanente G_{Total}		**1.30**

- **Les charges d'exploitations :**

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les charges d'exploitations relative aux défirent éléments déjà donnés.

Tableau II.5: surcharge d'exploitations des défirent éléments :

Eléments	Surcharges Q (KN/m^2)
Planchers terrasse inaccessible	1.0
Plancher à usage d'habitation	1.5
Plancher à usage bureautique	2.5
Plancher à usage commerciale	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II.3.1.2. La descente de charge :

- **Les charges permanentes revenant à chaque plancher** :
  - **Plancher terrasse :**

    $P_{pt} = G_t \times S = 5.83 \times 14.76 = 86.05$ KN

  - **Plancher d'étage :**

    $P_{pé} = G_é \times S = 5.56 \times 14.76 = 82.065$ KN

- **Calcul du poids propres des poutres:**

Poutre principale : (30 x45)

$P_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times (2.525 + 1.575) = 13.838$ KN

Poutre secondaire : (30 x35)

P_{ps} = 0.30 x 0.35 x 25 x (1.6 + 2.00) = 9.45 KN

❖ **Calcul du poids propres des poteaux:**

- **Du 1^{ére} au 9^{éme} étage :** $P_{pé}$ = 0.3 x 0.3 x 3.06 x 25 = 6.885 KN
- **RDC :** P_{PRDC} = 0.3 x 0.3 x 4.42 x 25 = 9.945 KN

❖ **Surcharges d'exploitations:**

S_{brute} **=** 17.16 m^2

- Plancher terrasse:

$$Q_0 = 1 \times 17.16 = 17.16 \text{ KN}$$

- Plancher 2^{éme} au 9^{éme} étages :

$$Q_1 = Q_2 = \ldots\ldots\ldots Q_7 = 1.5 \times 17.16 = 25.74 \text{ KN}$$

- Plancher de 1^{éme} étages :

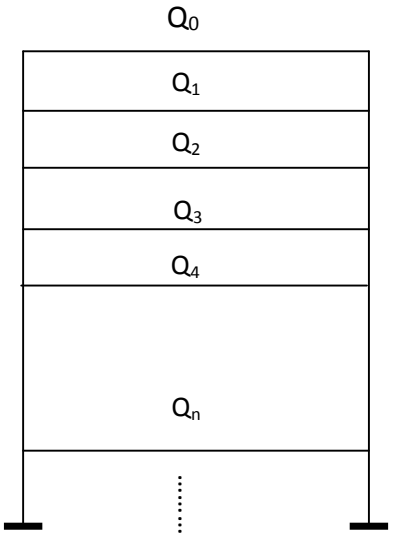
$$Q_8 = 2.5 \times 17.16 = 42.9 \text{ KN}$$

- Plancher RDC :

$$Q_9 = 3.5 \times 17.16 = 60.06 \text{ KN}$$

❖ **Loi des dégressions des charges :**

Les règles de BAEL nous imposent d'appliquer la dégression des charges d'exploitation.



$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$

$\Sigma_3 = Q_0 + 0{,}9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}.(Q1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots Q_n)$ *Pour n ≥ 5.*

Figure II.9 : loi de dégression des surcharges d'exploitation.

NIV 9 : $\Sigma_0 = Q_0 = 1 \times 17.16 = 17.16$ KN

NIV 8 : $\Sigma_1 = Q_0+Q_1 =$ 17.16+25.74= **42.9** KN

NIV 7 : $\Sigma_2 = Q_0+0,95(Q_1+Q_2) =$ 17.16+0.95 (25.74x2)= **66.066 KN**

NIV 6 : $\Sigma_3 = Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3) =$ 17.16+0.9 (25.74x3)= **86.658 KN**

NIV 5 : $\Sigma_4 = Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =$ 17.16+0.85 (25.74x4)= **104.676 KN**

NIV 4 : $\Sigma_5 = Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =$ 17.16+0.80 (25.74x5)= **120.12 KN**

NIV 3 : $\Sigma_6 = Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =$ 17.16+0.75 (25.74x6)= **132.99 KN**

NIV 2 : $\Sigma_7 = Q_0+0,71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6+Q_7) =$

17.16+0.71 (25.74x7)= **145.088 KN.**

NIV 1 : $\Sigma_8 = Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5Q_6+Q_7+Q_8) =$

17.16+0.69 (25.74x7+42.9)= **171.085 KN.**

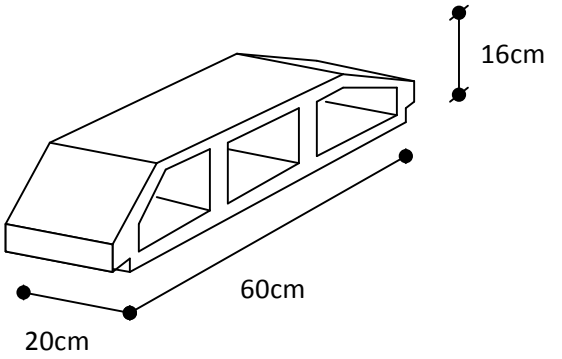
RDC : $\Sigma_9 = Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) =$
17.16+0.61 (25.74x7+42.9+60.06)= **189.875 KN.**

III. Calcul des Planchers :

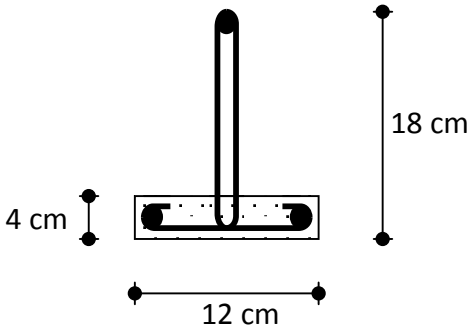
Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicitée, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axe des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux : sont utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissurations dus au retrait.
  - Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.



Corps creux



Poutrelle

III.1. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 (cm) : pour les armatures⊥aux poutrelles.
- 33 (cm) : pour les armatures // aux poutrelles.

III.2. Calcul des armatures :

❖ Les armatures perpendiculaires aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot \ell}{fe} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ℓ : Distance entre axes des poutrelles (ℓ = 65 cm).

Soit : $A_{\perp}$ = 5T4 = 0,63 cm² ; Avec un espacement : S_t = 20 cm.

❖ Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Soit : A// = 4T4/ml = 0,50 cm²/ml ; Avec un espacement : S_t = 25 cm.

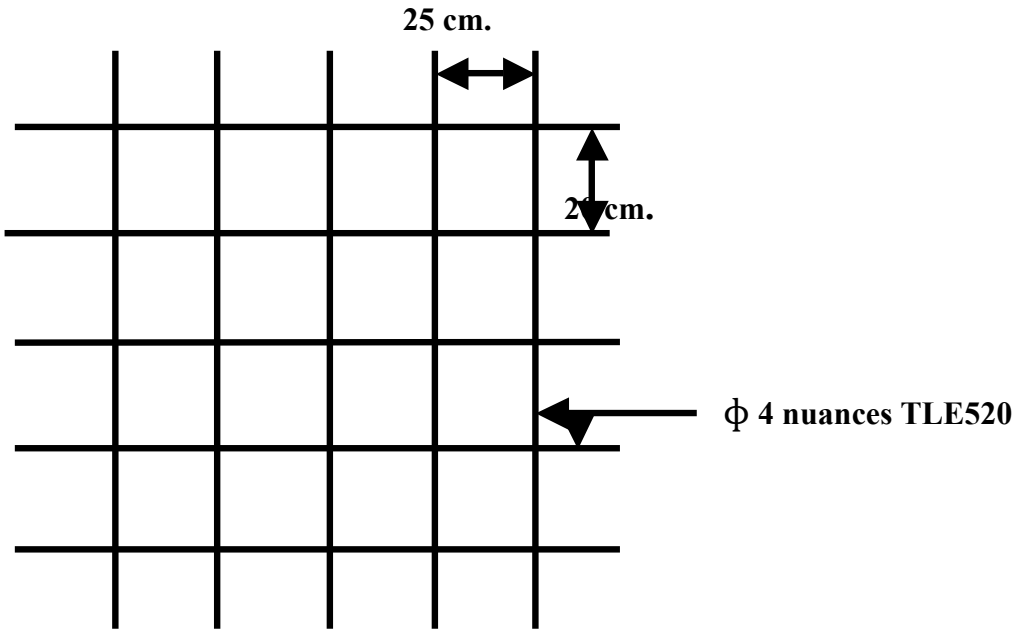


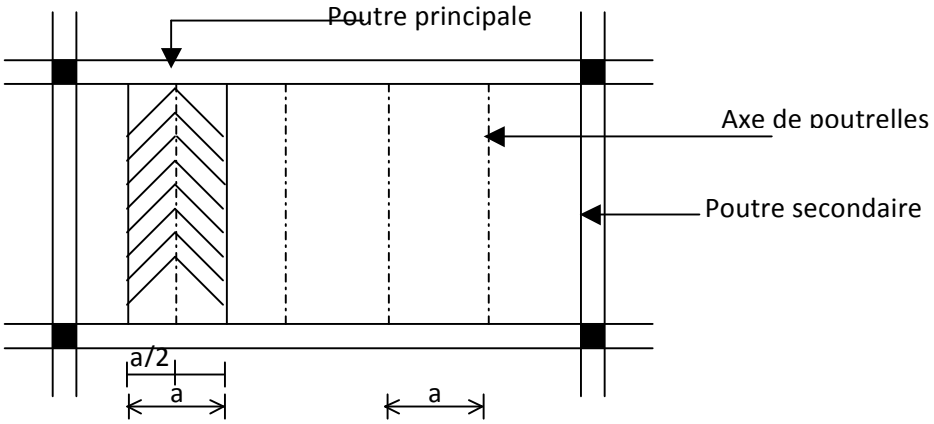
Figure III.1 : treillis soudés (200x250)

Conclusion :

On adopte Pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4 x5 x 250 x 200) mm²

III.2. Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe des deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous



Le calcul des poutrelles se fait généralement en deux étapes :

- **Avant le coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyé sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids de corps creux qui est de 0.95KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle :**

$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN/ml.

- **Poids du corps creux :**

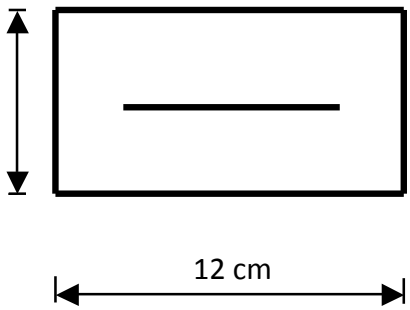
$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62$ KN/ml.

- **Poids total :**

$G_{total} = 0.12 + 0.62 = 0.74$ KN/ml.

- **Surcharge de l'ouvrier :**

Q = 1 KN



➢ **Calcul à L'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- **Combinaison de charge :**

q_u =1,35 G + 1,5Q = 1.35 x 0.74 + 1.5 x 1 = **2.5 KN/ml.**

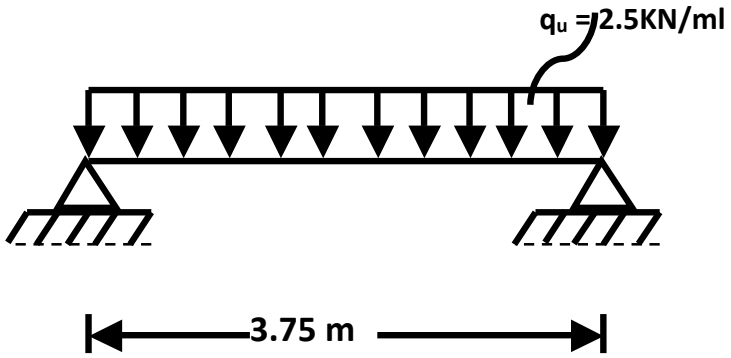


Figure III.2.1 : schéma de calcul de la poutrelle

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2.5 \times \frac{(3.75)^2}{8} = 4.49 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant sur appuis**

$$T_u = q_u \times \frac{\ell}{2} = 2.5 \times \frac{3.75}{2} = 4.69 \text{ KN}$$

Ferraillage :

b = 12 cm ; c = 2 cm ; h = 4 cm ; d = h – c = 4 – 2 = 2 cm (h: hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4.49 \times 10^6}{12 \times (2)^2 \times 14.2 \times 10^3} \rightarrow \mu_u = 6.59 >>> \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charge d'avant coulage de la dalle de compression.

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$M_L = \mu$ b $d^2 f_{bu}$ = 0.392 x 12 x $(2)^2$ x 14.2 x 10^2 = 0.267 KN.m

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une S.S.A est à :

$$L_{max} = \sqrt{\frac{8\ X\ M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8\ X\ 0.267}{2.5}} = 92.43 \text{ cm}$$

❖ **Après le coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement à ses extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées comme uniformément reparties sur l'ensemble des poutrelles :

- Charges permanentes : G = 5.56 x 0.65 = 3.614KN/ml.
- Surcharges d'exploitations : Q = 3.5 x0.65 = 2.275 KN/ml.

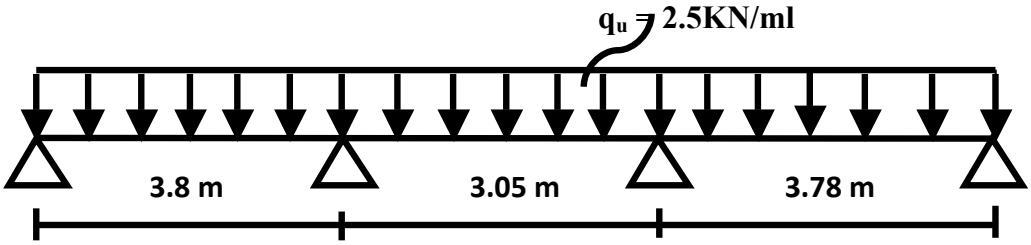


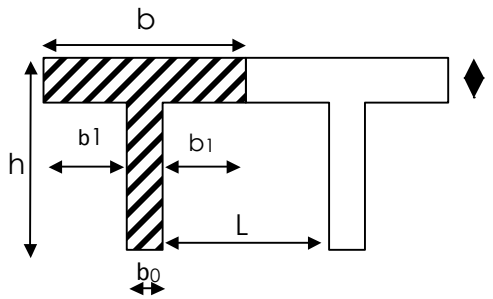
Figure III.2.2 : schéma de chargement de la poutrelle.

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

h = (16+4), hauteur de la poutrelle

h_0 = 4 cm, hauteur de la dalle de compression ;

b_0= 12cm, largeur de la nervure



$b_1 \leq \min \{ \frac{l}{10} ; \frac{l_0}{2} ; 8h_0 \}$.

Avec :

ℓ_0 : distance entre axe des poutrelles ⟶ $\ell_0 = 65 - 2 = 53$cm

ℓ : portée libre entre nus ⟶ ℓ = 378 cm.

D'où : $b_1 \leq \min \{38 ; 26.5 ; 32\}$

b_1= 26.5 cm

$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65$ cm

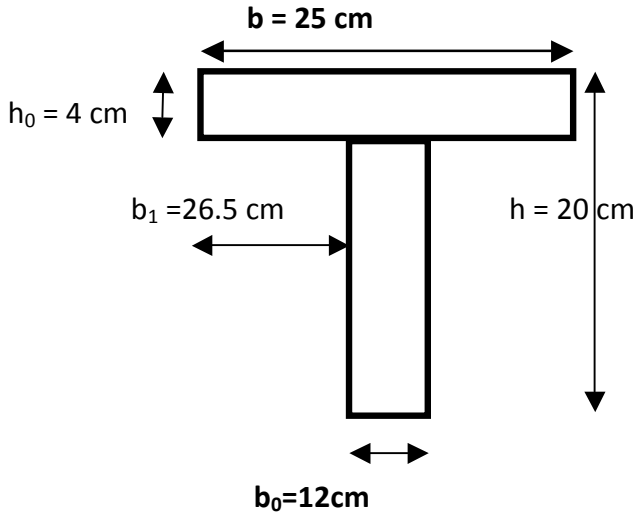


Figure III.2.3 : dimensions de la poutrelle.

III.2.1. Plancher a usage commerciale :

❖ **Charge :**

- Charges permanentes : G = 5.56 x 0.65 = 3.614KN/ml.
- Surcharges d'exploitations : Q = 3.5 x0.65 = 2.275 KN/ml.

▪ **Combination d'action:**

ELU : q_u =1,35 G + 1,5Q = 1.35 x 3.614 + 1.5 x 2.275 = **8.291 KN/ml**

ELS : q_s = G + Q = 3.614 + 2.275 = **5.889 KN/ml**

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

1. la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courtes doit respecter la condition suivante : $\mathbf{Q \leq max(2G, 5\ KN)}$

   Q =3.5 KN $\leq$ $\mathbf{max(7.228,\ 5\ KN)}$ ⟶ **condition vérifiée.**
2. le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. ⟶ **condition vérifiée.**
3. la fissuration est considérée comme non préjudiciable ⟶ **Condition vérifiée.**
4. les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25)

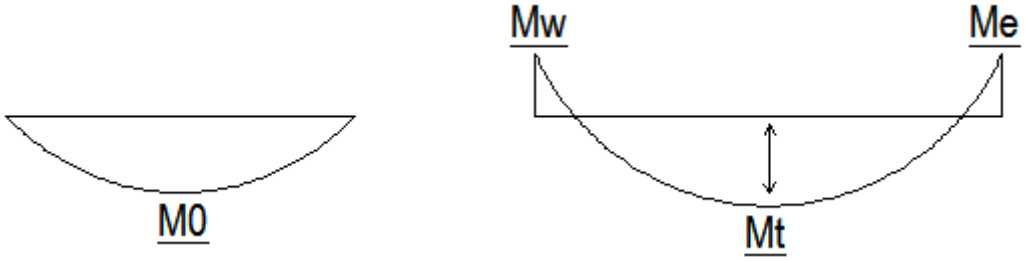
   $\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.80}{3.05} = 1.24$; $\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.05}{3.78} = 0.80$ ⟶ **condition vérifiée.**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **Principe de la méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ; celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



- **Exposé de la méthode :**

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

Avec : α = le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérées.

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_{w+}M_e}{2} + \max\{1.05\ M_0\ ; (1+0.3\ \alpha)M_0\} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive} \end{array}\right\} \Rightarrow on\ prend\ M_t^{max}$$

Avec :

- M_t : moment maximal en travée considérée ;
- Me : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;
- M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue ;
- valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_0 = \frac{q\ \ell^2}{8}$ avec: ℓ: longueur entre nus d'appuis

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas, on à une poutre sur quartes (04) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

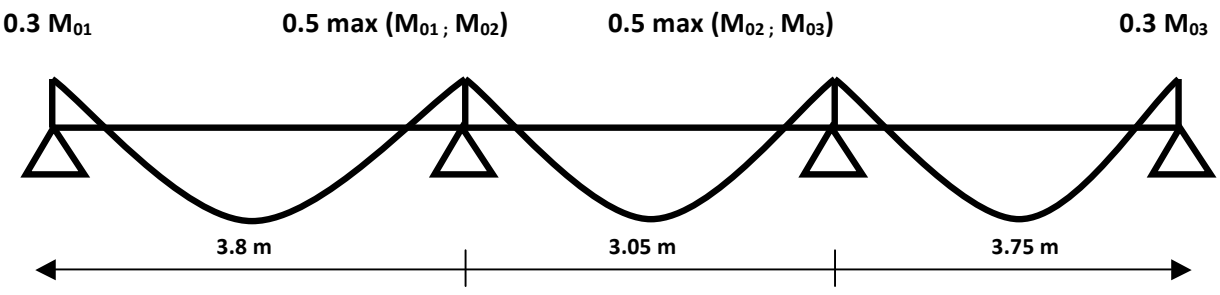


Fig : III.2.4 : Diagramme des moments d'une poutre continue

- **Application de la méthode :**
  - **À l'ELU :**
  - **Poutrelle à trois (03) travées :**

$$q_u = 1.35\ (3.614) + 1.5\ (2.275) = 8.291\ \text{KN/ml}$$

- **Calcul de rapport de charge α :**

$$1 + 0.3\ \alpha = 1.117$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.275}{2.275+3.614} = 0.39 \begin{cases} \frac{1+0.3\ \alpha}{2} = 0.558 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.658 \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**
  - **Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :**

$$M_{01} = q_u \frac{\ell^2}{8} = 8.291\ X\ \frac{(3.80)^2}{8} = 14.96\ \text{KN . m}$$

$$M_{02} = 8.291\ X\ \frac{(3.05)^2}{8} = 9.64\ \text{KN . m}$$

$$M_{03} = 8.291\ X\ \frac{(3.75)^2}{8} = 14.57\ \text{KN . m}$$

  - **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3\ M_{01} = 0.3\ x\ 14.96 = 4.49\ \text{KN . m}$$

$$M_B = 0.5\ M_{01} = 0.5\ x\ 14.96 = 7.48\ \text{KN . m}$$

$$M_C = 0.5\ M_{03} = 0.5\ x\ 14.81 = 7.28\ \text{KN . m}$$

$$M_D = 0.3\ M_{03} = 0.3\ x\ 14.81 = 4.37\ \text{KN . m}$$

  - **Calcul des moments en travées :**
    - **Travée (AB) :**

$$M_{tAB} \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05\ M_{01}\ ; (1 + 0.3\ \alpha) M_{01}\}$$

$$= -\frac{4.49+7.48}{2} \max\{15.71\ ;\ 16.71\} = 10.725\ \text{KN . m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1.2+(0.3\ X\ 0.39)}{2}\ X\ 14.96 = 9.84\ \text{KN . m}$$

Soit: M_{tAB} = 10.725 KN . m

- **Travée (BC) :**

$$M_{tBC} \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05\, M_{02}\ ; (1 + 0.3\,\alpha) M_{02}\}$$

$$= -\frac{7.48+7.28}{2} + \max\{10.122\ ;\ 10.77\} = 3.4\ \text{KN . m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1.2+(0.3\ X\ 0.39)}{2}\ \text{X}\ 9.64 = 6.34\ \text{KN . m}$$

Soit : M_{tBC} =6.34 KN . m

- **Travée (CD) :**

$$M_{tCD} \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05\, M_{03}\ ; (1 + 0.3\,\alpha) M_{03}\}$$

$$= -\frac{4.28+7.37}{2} + \max\{15.29\ ;\ 16.27\} = 10.445\ \text{KN . m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1.2+(0.3\ X\ 0.39)}{2}\ \text{X}\ 14.57 = 9.59\ \text{KN . m}$$

Soit : M_{tCD} = 10.445 KN . m

- **Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta(x = 0) = \frac{q_u\, \ell}{2}$ et $\theta(x = L) = -\frac{q_u\, \ell}{2}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = \dfrac{qu\ xL}{2} + \dfrac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\dfrac{qu\ xL}{2} + \dfrac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

T(x) : effort tranchant sur appui ;

θ(x) : effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

- **Application :**

$$\text{Travée (AB)} \Rightarrow \begin{cases} T_A = \dfrac{8.291 \text{ x } 3.80}{2} + \dfrac{7.48 - 4.49}{3.8} = 16.54 \text{ KN} \\ T_B = -\dfrac{8.291 \text{ x} 3.8}{2} + \dfrac{7.48 - 4.49}{3.8} = -14.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \Rightarrow \begin{cases} T_B = \dfrac{8.291 \text{ x } 3.05}{2} + \dfrac{7.28 - 7.48}{3.05} = 12.58 \text{ KN} \\ T_C = -\dfrac{8.291 \text{ x } 3.05}{2} + \dfrac{-7.28 - 7.48}{4} = -12.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \Rightarrow \begin{cases} T_C = \dfrac{8.291 \text{ x } 3.75}{2} + \dfrac{4.37 - 7.24}{3.75} = 14.77 \text{ KN} \\ T_D = -\dfrac{8.291 \text{ x } 3.75}{2} + \dfrac{4.37 - 7.28}{3.75} = -16.32 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Tableau récapitulatif des résultats obtenus :**

travées	L (m)	q_U (KN.ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(A - B)	3.80	8.291	-4.49	-7.48	10.725	16.54	-14.96
(B – C)	3.05	8.291	-7.48	-7.28	6.34	12.58	-12.71
(C - D)	3.75	8.291	-7.28	-4.37	10.445	14.77	-16.32

Tableau III.1

- **Diagrammes des efforts internes :**

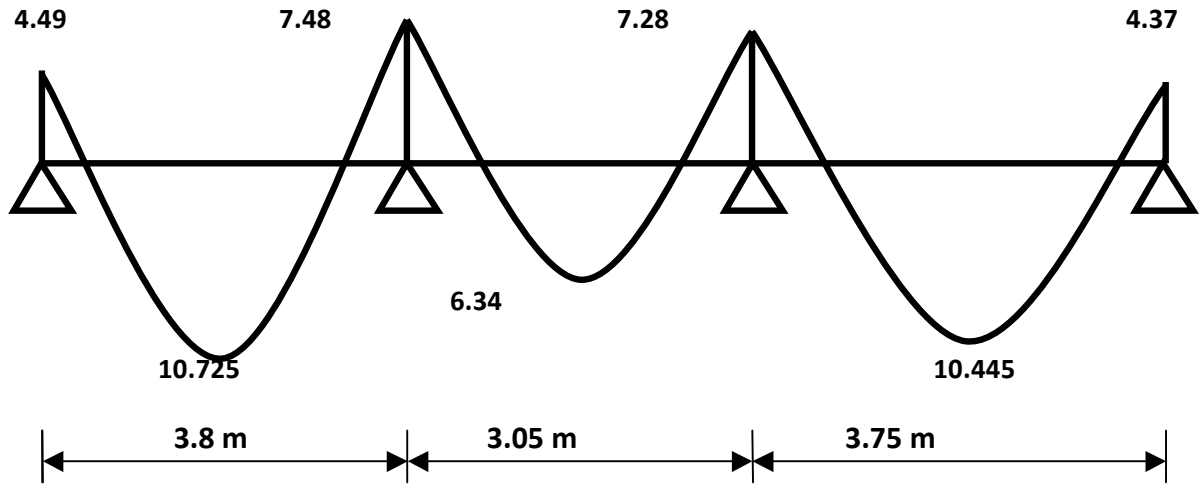


Fig.III.2.2. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN .m

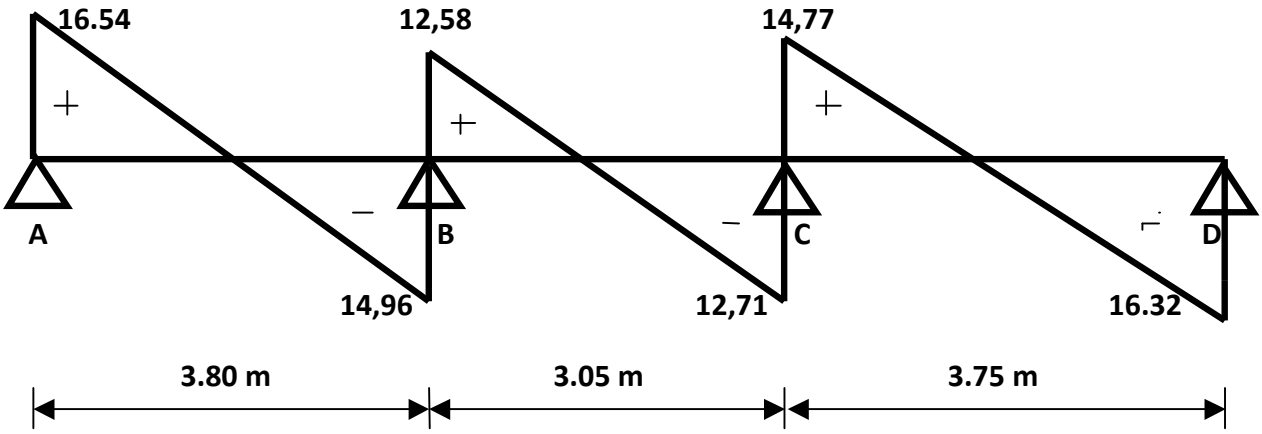


Fig.III.2.3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.

- **Poutrelle à deux (02) travées :**

- **Charge :**

  - G = 5.56 x 0.65 = 3.614KN/ml.
  - Q =3.5 x0.65 = 2.275 KN/ml.

- **Combinaison d'action:**

  ELU : q_u =1,35 G + 1,5Q = 1.35 x 3.614 + 1.5 x 2.275 = **8.291 KN/ml**

  ELS : q_s = G + Q = 3.614 + 2.275 = **5.889 KN/ml**

  - **Calcul de rapport de charge α :**

$$1 + 0.3\,\alpha = 1.117$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.275}{2.275+3.614} = 0.39 \quad \begin{cases} \frac{1+0.3\,\alpha}{2} = 0.558 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.658 \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- **Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :**

$$M_{01} = q_u \frac{\ell^2}{8} = 8.291 \text{ X } \frac{(3.80)^2}{8} = 14.96 \text{ KN . m}$$

$$M_{02} = 8.291 \text{ X } \frac{(3.05)^2}{8} = 9.64 \text{ KN . m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3\, M_{01} = 0.3 \text{ x } 14.96 = 4.49 \text{ KN . m}$$

$M_B = 0.6\ M_{01} = 0.6 \times 14.96 = 8.976\ KN.m$

$M_C = 0.3\ M_{02} = 0.3 \times 9.64 = 2.89\ KN.m$

- **Calcul des moments en travées :**
  - **Travée (AB) :**

$$M_{tAB} \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05\ M_{01}\ ; (1 + 0.3\ \alpha) M_{01}\}$$

$$= -\frac{4.49 + 8.976}{2} + \max\{15.708\ ;\ 16.71\} = 9.98\ KN.m$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1.2 + (0.3\ X\ 0.39)}{2} \times 14.96 = 9.84\ KN.m$$

Soit : M_{tAB} = 9.98 KN . m

  - **Travée (BC) :**

$$M_{tBC} \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05\ M_{02}\ ; (1 + 0.3\ \alpha) M_{02}\}$$

$$= -\frac{8.976 + 2.89}{2} + \max\{10.122\ ;\ 10.78\} = 4.84\ KN.m$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1.2 + (0.3\ X\ 0.39)}{2} \times 9.64 = 6.34\ KN.m$$

Soit : M_{tBC} = 6.34 KN .

- **Calcul des efforts tranchants :**
  - **Application :**

$$\text{Travée (AB)} \Rightarrow \begin{cases} T_A = \dfrac{8.291 \times 3.80}{2} + \dfrac{8.976 - 4.49}{3.80} = 16.93\ KN \\ T_B = -\dfrac{8.291 \times 3.80}{2} + \dfrac{8.976 - 4.49}{3.80} = -14.58\ KN \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \Rightarrow \begin{cases} T_B = \dfrac{8.291 \times 3.05}{2} + \dfrac{2.89 - 8.976}{3.05} = 10.65\ KN \\ T_C = -\dfrac{8.291 \times 3.05}{2} + \dfrac{2.89 - 8.976}{3.05} = -14.64\ KN \end{cases}$$

- **Tableau récapitulatif des résultats obtenus :**

travées	L (m)	q_U (KN.ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(A - B)	3.80	8.291	-4.49	-8.97	9.98	-16.93	-14.58
(B – C)	3.05	8.291	-8.97	-2.89	6.34	10.65	-14.64

Tableau III.2

- **Diagrammes des efforts internes :**

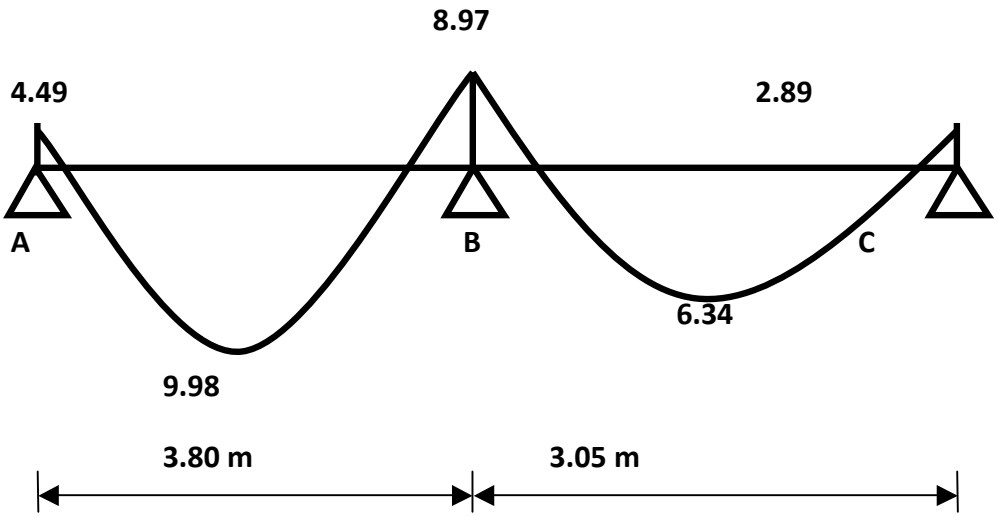


Fig.III.2.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN .m

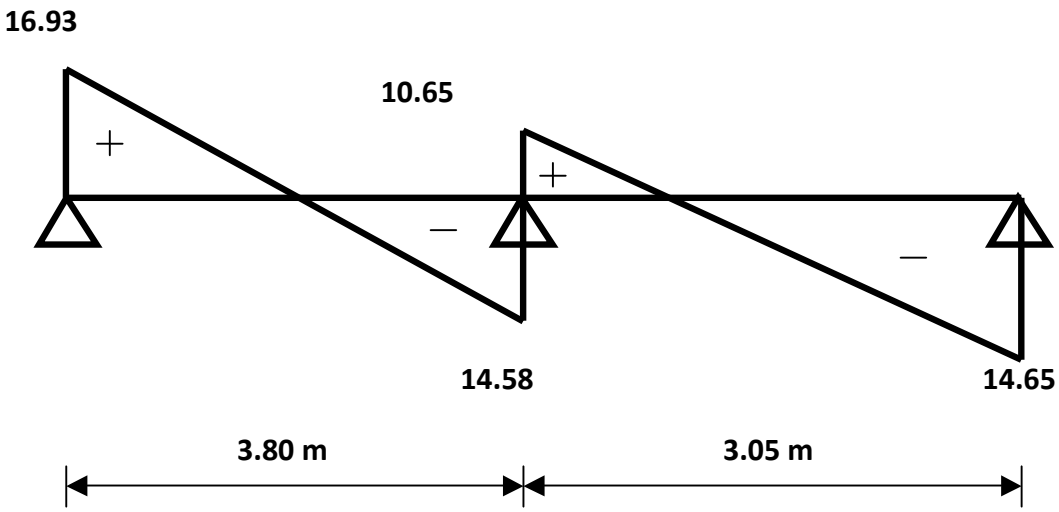


Fig.III.2.5. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.

III.3. Calcul des armatures à L'ELU :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage va se faire avec les moments à L'ELU

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

b= 65 cm; b_0 = 12cm; h= 20 cm; h_0 = 4 cm; d= 18 cm

- **En travée:**

  - **Position de l'axe neutre**:

Si $M_t > M_0$ ⟶ l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_t < M_0$ ⟶ l'axe neutre est dans la table de compression.

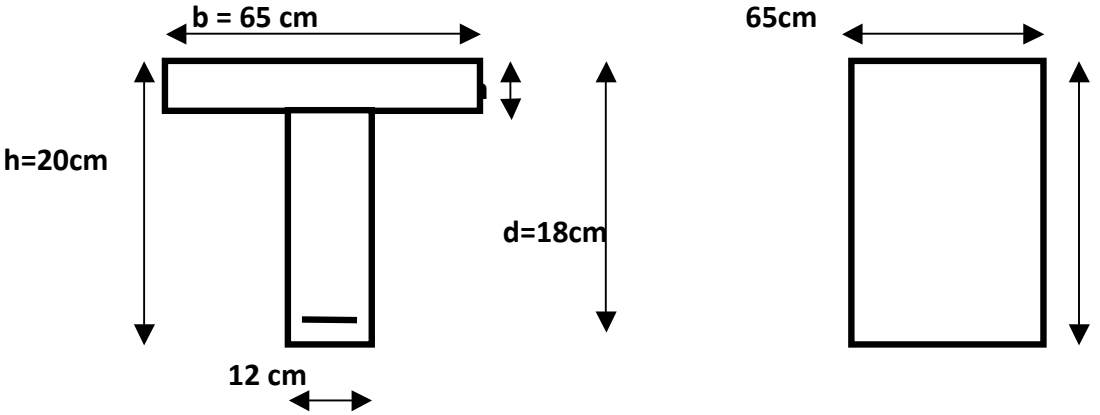
M_0 : le moment qui peut être repris par la table de compression.

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

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

$M_t^{max} < M_0$ ⟶ L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimensions :

(b x h)= (65 x20) cm.



- **Exemple de calcul:** travée (A-B)

Avec Mt = 10.725 KN.m

  - **Calcul de μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.725 \text{x } 10^5}{65 \text{ x } 18^2 \text{ x } 14.2 \text{ x } 10^2} = 0.036 \implies \beta = 0.982$$

$\mu_u = 0.036 < \mu_{i=}0.392 \Rightarrow$ **la section est simplement armée**

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{10.725 \text{x} 10^5}{0.982 \text{ x } 18 \text{ x } 348 \text{ x } 10^2} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Soit :A_{st} = 4 HA 8cm² = 2.01 cm²

- **Aux appuis :**

  Les appuis intermédiaires seront ferraillés avec $Ma_{int.}$

  Les appuis de rives seront ferraillés avec $Ma_{rive.}$

  Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

  Pour nos calculs, il suffit de renverser la section pour des moments positifs.

  - **Exemple de calcul : (appui A)**

  Avec M_a = 4.49 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4.49x10^5}{12 \text{ x } 18^2 \text{ x } 14.2 \text{ x } 10^2} = 0.08 \implies \beta = 0.958$$

$\mu_u = 0.08 < \mu_{i=}0.392 \Rightarrow$ **la section est simplement armée**

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{4.49x10^5}{0.958 \text{ x } 18 \text{ x } 348 \text{ x } 10^2} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Soit :A_{st} = 1 HA 10cm² = 0.78 cm²

- **Résumé des résultats :** Les résultats des ferraillages en travées et aux appuis sont résumés comme suit :
  - **poutrelle à trois (03) travées :**

zones	Travées	L (m)	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
En travées	(A - B)	3.80	10.725	0.036	0.982	1.74	4HA8=2.01
	(B – C)	3.05	6.34	0.022	0.989	1.023	2HA10=1.57
	(C - D)	3.75	10.62	0.036	0.982	1.73	4HA8=2.01

Tableau III.3

zones	Appuis	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
Aux appuis	A	4.49	0.08	0.958	0.75	1HA10=0.78
	B	7.48	0.135	0.927	1.29	2HA10=1.57
	C	7.28	0.132	0.929	1.25	2HA10=1.57
	D	4.37	0.08	0.958	0.75	1HA10=0.78

Tableau III.4

➢ **poutrelle à deux travées :**

zones	Appuis	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
Aux appuis	A	4.49	0.08	0.958	0.75	1HA10=0.78
	B	8.97	0.16	0.992	1.44	4HA8=2.01
	C	2.89	0.052	0.973	0.47	2HA8=1.00

Tableau III.5

zones	Travées	L (m)	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
En travées	(A - B)	3.80	9.98	0.034	0.983	1.62	4HA8=2.01
	(B – C)	3.05	6.34	0.022	0.989	1.023	2HA10=1.57

Tableau III.6

III.2.2. Plancher à usage bureau :

- **Charge :**
  - **Charge permanente :** G = 5.56 x 0.65 = 3.614 KN/ml
  - **Surcharge d'exploitation :** Q = 2.5 x 0.65 = 1.625 KN/ml
- **Combinaison d'actions :**
  - **ELU :** $q_{u=}$ 1.35 G + 1.5 Q = 7.3164 KN/ml
  - **ELS :** q_s = G + Q = 5.239 KN/ml
- **Calcul à l'ELU :**

➢ **poutrelle à trois travées**

zones	travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A	$A_{adopté}$
En travées	(A - B)	-3.96	-6.605	9.15	14.6	-13.21	1.48	4HA8=2.01
	(B – C)	-6.605	-6.43	5.49	15.42	-11.21	0.88	1HA12=1.13
	(C - D)	-6.43	-3.86	8.91	15.86	-11.57	1.44	4HA8=2.01

Tableau III.7

zones	appuis	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
Aux appuis	A	-3.96	0.07	0.964	0.65	1HA10=0.78
	B	-6.605	0.119	0.936	0.126	1HA14=1.54
	C	-6.43	0.116	0.938	1.09	1HA14=1.54
	D	-3.86	0.069	0.964	0.64	1HA10=0.78

Tableau III.8

➢ **Poutrelle à deux travées :**

zones	travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A	$A_{adopté}$
En travées	(A - B)	-3.96	-7.93	8.53	14.94	-12.86	1.38	4HA8=2.01
	(B – C)	-7.93	-2.55	5.49	9.39	-12.92	0.88	1HA12=1.13

Tableau III.9

zones	appuis	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
Aux appuis	A	-3.96	0.07	0.964	0.65	1HA10=0.78
	B	-7.93	0.014	0.993	0.88	1HA12=1.13
	C	-2.55	0.046	0.976	0.42	1HA8=0.50

Tableau III.10

III.2.3. Plancher à usage d'habitation :

- **Charge :**
  - **Charge permanente :** G = 5.56 x 0.65 = 3.614 KN/ml
  - **Surcharge d'exploitation :** Q = 1.5 x 0.65 = 0.975 KN/ml
- **Combinaison d'actions :**
  - **ELU :** $q_{u=}$ 1.35 G + 1.5 Q = 6.34 KN/ml
  - **ELS :** q_s = G + Q = 4.59 KN/ml

- **Calcul à l'ELU :**

➢ **poutrelle à trois travées**

zones	travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A	$A_{adopté}$
En travées	(A - B)	-3.432	-5.72	7.584	12.65	-11.44	1.22	2HA10=1.57
	(B – C)	-5.72	-5.875	4.65	9.72	-9.62	0.75	2HA8=1.00
	(C - D)	-5.875	-3.525	7.79	11.59	-12.81	1.26	2HA10=1.57

Tableau III.11

zones	appuis	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
Aux appuis	A	-3.432	0.062	0.968	0.57	1HA10=0.78
	B	-5.72	0.104	0.945	0.97	1HA12=1.13
	C	-5.875	0.106	0.944	0.99	1HA12=1.13
	D	-3.525	0.064	0.967	0.58	1HA10=0.78

Tableau III.12

➢ **poutrelle à deux travées :**

zones	travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A	$A_{adopté}$
En travées	(A - B)	-3.432	-6.864	7.22	12.95	-11.42	1.17	2HA10=1.57
	(B – C)	-6.864	-2.21	4.65	8.14	-11.19	0.75	1HA12=1.13

Tableau III.13

zones	appuis	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
Aux appuis	A	-3.432	0.062	0.968	0.57	1HA10=0.78
	B	-6.864	0.12	0.936	1.17	1HA14=1.54
	C	-2.21	0.04	0.980	0.36	1HA10=0.78

Tableau III.14

III.2.4. Plancher terrasse :

- **Charge :**
  - **Charge permanente :** G = 5.83 x 0.65 = 3.79 KN/ml
  - **Surcharge d'exploitation :** Q = 1x 0.65 = 0.65 KN/ml
- **Combinaison d'actions :**
  - **ELU :** q_u=1.35 G + 1.5 Q = 6.34 KN/ml
  - **ELS :** q_s = G + Q = 4.59 KN/ml
- **Calcul à l'ELU :**

➢ **poutrelle à trois travées**

zones	travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A	$A_{adopté}$
En travées	(A - B)	-3.3	-5.5	7.15	12.15	-11.00	1.16	2HA10=1.57
	(B – C)	-5.5	-5.645	4.41	9.34	-9.24	0.71	1HA10=0.78
	(C - D)	-5.645	-3.387	7.334	11.14	-12.31	1.19	2HA10=1.57

Tableau III.15

zones	appuis	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
Aux appuis	A	-3.3	0.060	0.969	0.54	1HA10=0.78
	B	-5.5	0.100	0.947	0.93	1HA12=1.13
	C	-5.645	0.102	0.946	0.95	1HA12=1.13
	D	-3.387	0.062	0.968	0.56	1HA10=0.78

Tableau III.16

➢ **poutrelle à deux travées :**

zones	travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A	$A_{adopté}$
En travées	(A - B)	-3.3	-6.6	6.842	12.44	-10.71	1.10	1HA12=1.13
	(B – C)	-6.6	-2.125	4.41	7.82	-10.76	0.71	1HA10=0.78

Tableau III.17

zones	appuis	M_u (KN.ml)	μ	β	A	$A_{adopté}$
Aux appuis	A	-3.3	0.060	0.969	0.54	1HA10=0.78
	B	-6.6	0.12	0.936	1.13	1HA12=1.13
	C	-2.125	0.038	0.981	0.35	1HA10=0.78

Tableau III.18

III.3. Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton** (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié 99).

$$A_S \geq A_{min} = 0.23\ b_0\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Aux appuis :**

A_{min} = 0.23 x 12 x 18 x $\frac{2.1}{400}$ = 0.26 cm^2

A_s = 1.57 $cm^2 > A_{min}$ = 0.26 cm^2 ⟶ **condition vérifiée.**

- **En travée :**

A_{min} = 0.23 x 65 x 18 x $\frac{2.1}{400}$ = 1.41 cm^2

A_s = 2.01 $cm^2 > A_{min}$ = 1.41 cm^2 ⟶ **condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant** (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{16.93 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.7838 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0.2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\right\} MPa \Leftrightarrow \min\left\{0.2\ \frac{25}{1.5}\ ; 5\right\} MPa \Leftrightarrow \min\{3.33\ ; 5\} MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$V_{max} \leq 0.4\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ a\ b_0$ avec: a = 0.9 d

$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9\ d\ b_0$

- **Appuis de rive :**

$V_u \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times 10^3 = 129.6$ KN

$V_{max} = 16.54$ KN $< V_u = 129.6$ KN ⟶ **condition vérifiée.**

- **Appuis intermédiaire :**

$V_{max} = 14.87$ KN $< V_u = 129.6$ KN ⟶ **condition vérifiée.**

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$; avec: μ_i le périmétre des barrees

$\mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 6.28$ cm

$$\tau_{se} = \frac{16.54 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 6.28 \times 10^2} = 1.626 \text{ MPa}$$

avec $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

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

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Longueur de scellement droit :**

$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau_{se}}}$ avec : $\overline{\tau_{se}} = 0.6 (\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84$ MPa

$L_S = \frac{1\ x\ 400}{4\ x\ 3.15} = 31.75$ cm

On prend : $L_S = 35$ cm

L_c : longueur de

$L_c = 0.4\ L_S = 0.4 \times 35 = 14$ cm ; **soit : $L_c = 15$ cm**

- **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaire :**

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{V_{max}}{a\, b_0} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \frac{25}{1.5} = 21.66$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{16.54\ X\ 10^3}{120\ X\ 0.9\ X\ 180} = 0.850$ MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Calcul des armatures transversales :**
- **Diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35};\ \phi_l;\ \frac{b_0}{10}\right\} \Longrightarrow \phi_t \leq \min\left\{\frac{20}{35}; 1.2;\ \frac{12}{10}\right\} \Longrightarrow \phi_t \leq \min\{0.57; 1.2;\ 1.2\}$$

$$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : ϕ_t= 8mm □ A_{st}**= 2HA8 = 1 cm²**.

- **Espacement des armatures** (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99).

L'espacement des armatures transversales est au plus égal au plus bas des espacements suivants :

$$S_t \leq \min\{0.9\ d\ ;\ 40\ cm\} = \min\{0.9 \times 18\ ;\ 40\ cm\} = 16.2\ cm$$

$$S_t \leq \min\{16.2\ cm; 46.67\ cm\} = 16.2\ cm$$

Soit : S_t = 15 cm

III.4. Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- état limite de résistance de béton à la compression ;
- état limite de déformation ;
- état limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport : $\frac{q_s}{q_u}$

➢ **Calcul des moments à trois (03) travées :**

La charge étant la même dans toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à L'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u), il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par (q_s) et deviser sur (q_u) pour obtenir les valeurs à L'ELS, c'est-à-dire par le coefficient: **I** = $\frac{q_s}{q_u}$

❖ **Pour le plancher à usage commercial :**

I = $\frac{q_s}{q_u}$ = $\frac{5.889}{8.291}$ = **0.7103**

➢ **Table au récapitulatif pour la poutre à trois travées à l'ELS :**

	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	-3.19	-5.31	7.62	11.75	-10.63
B	-5.31	-5.17	4.50	8.93	-9.03
C	-5.17	-3.10	7.42	10.49	-11.59

Tableau III.19

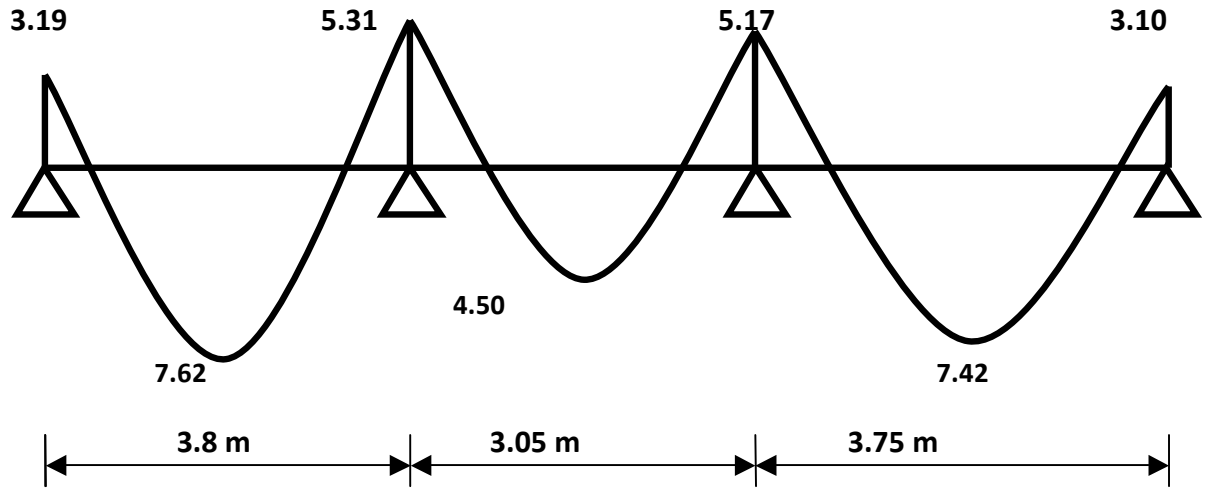


Fig.III.3.1. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN .m

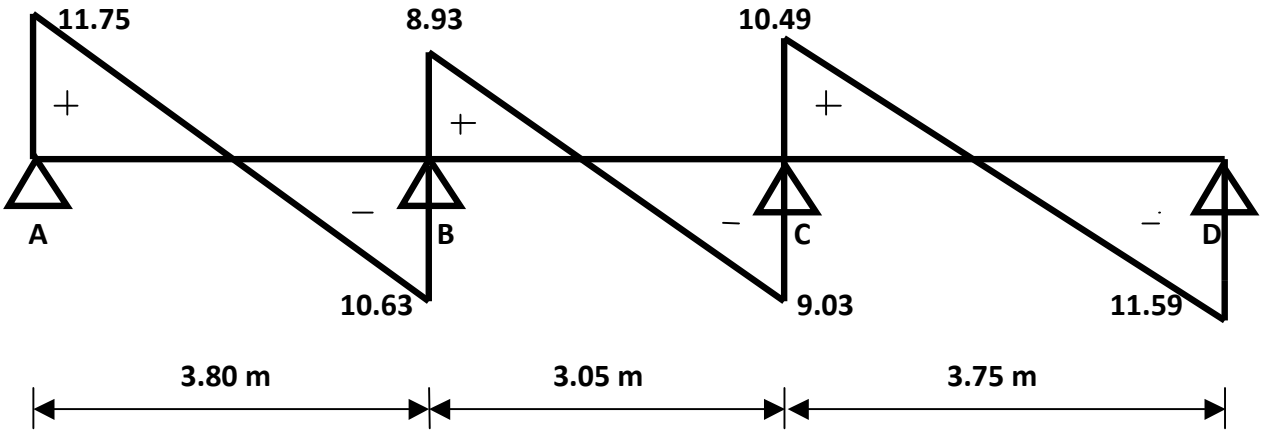


Fig.III.3.2. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- **Poutrelle à 2travées :**

	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	-3.19	-6.37	7.09	12.02	-10.35
B	-6.37	-2.052	4.50	7.56	-10.40

Tableau III.20

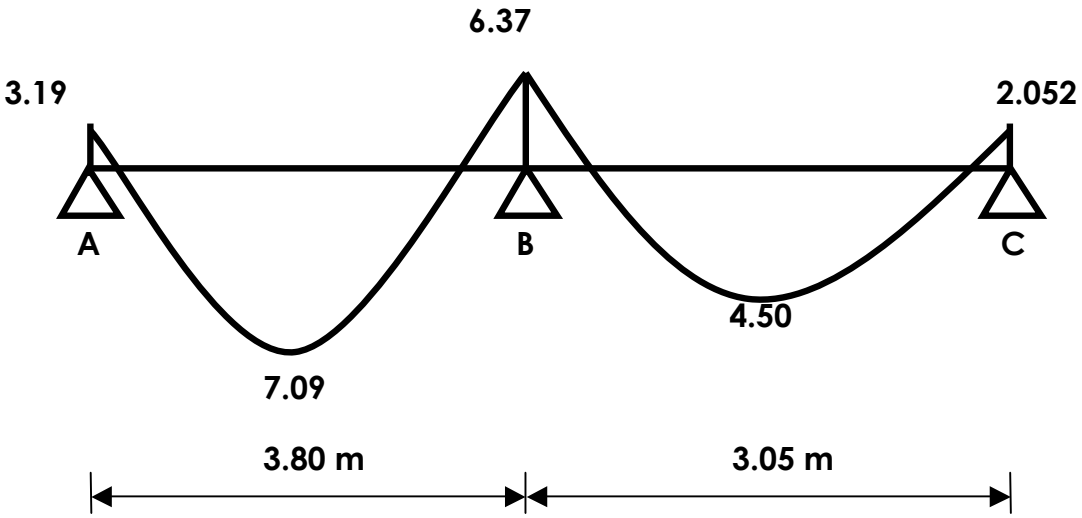


Fig.III.3.3. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN .m

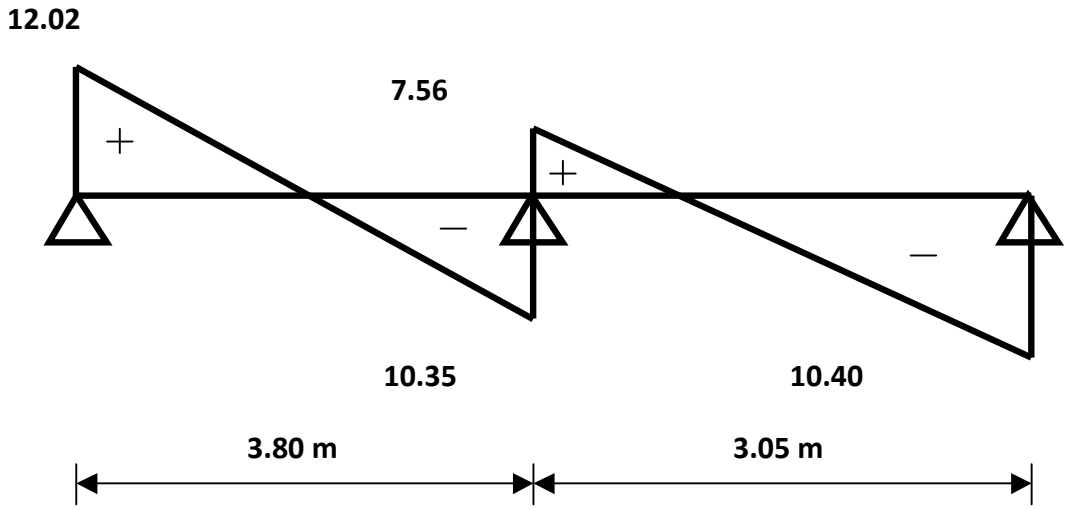


Fig.III.3.4. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- **Pour le Plancher bureau**: I =0.7161

- **Poutrelle à 3 travées :**

	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	-2.84	-4.73	6.55	10.45	-9.45
B	-4.73	-4.60	3.93	11.04	-8.03
C	-4.60	-2.76	6.38	11.36	-8.28

Tableau III.21

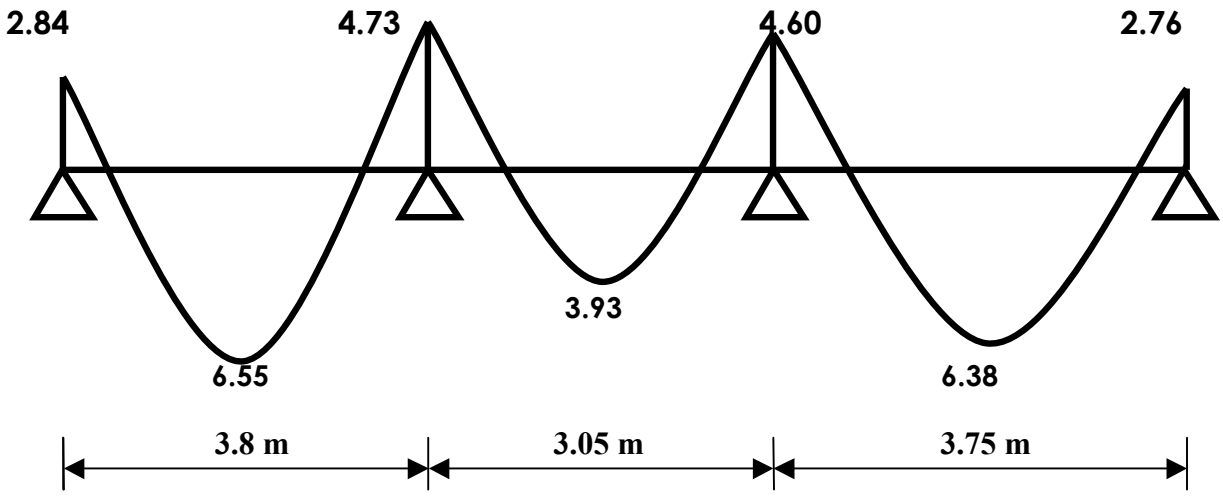


Fig.III.3.5. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN .m

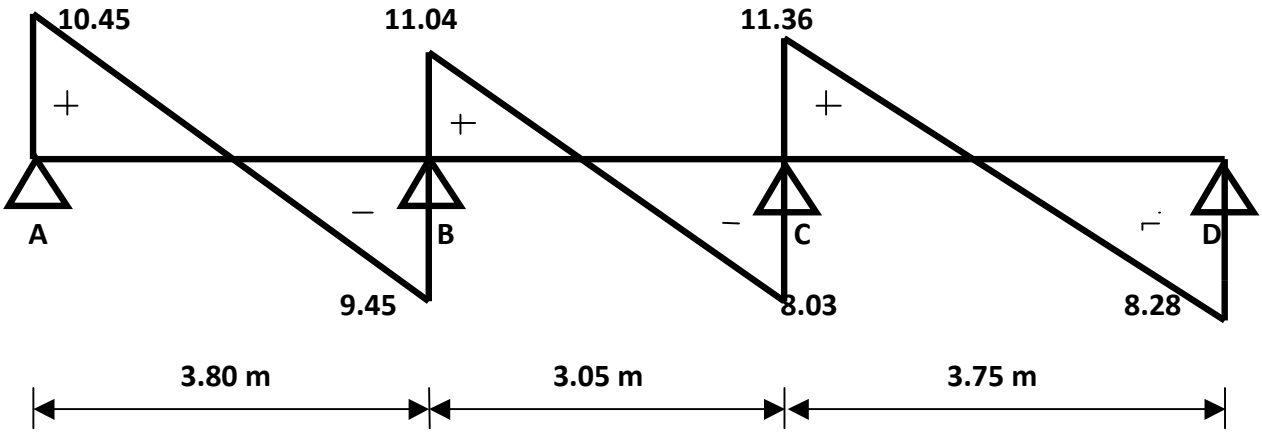


Fig.III.3.6. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- **Poutrelle à 2 travées :**

	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	-2.84	-5.68	6.11	10.70	-9.21
B	-5.68	-1.83	3.93	6.72	-9.25

Tableau III.22

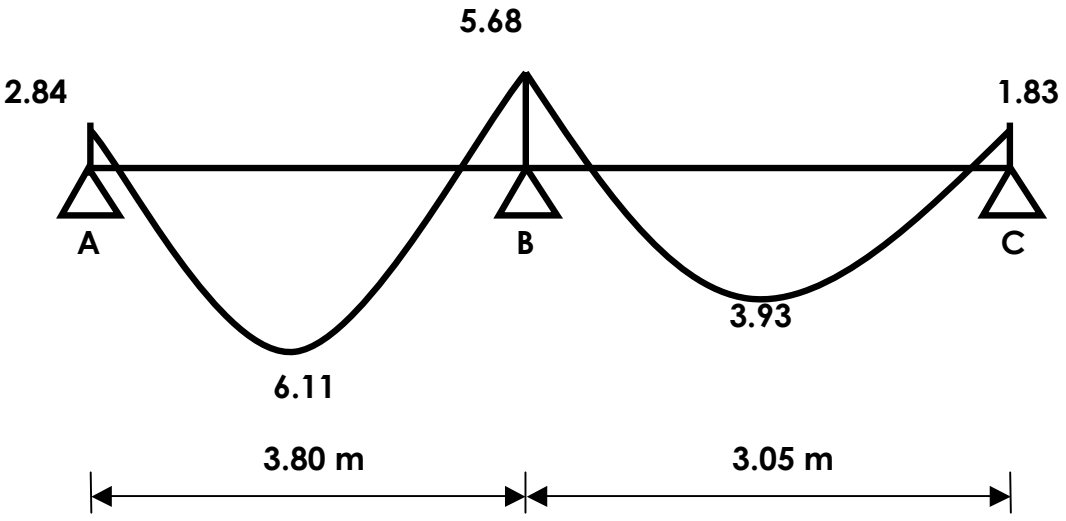


Fig.III.3.7. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN .m

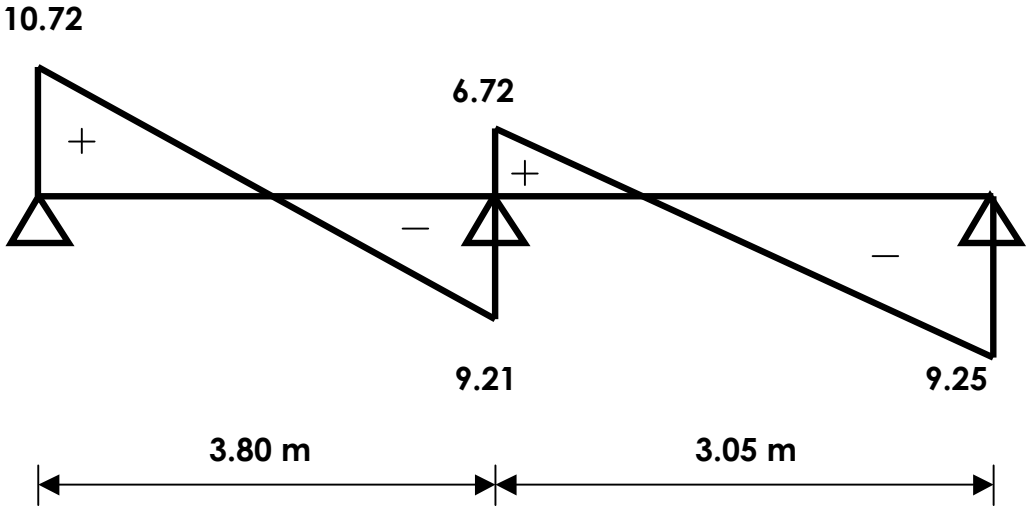


Fig.III.3.8. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

❖ **Pour le Plancher habitation**: I =0.7239

- **Poutrelle à 3 travées :**

	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	-2.484	-4.141	5.49	9.16	-8.28
B	-4.141	-4.253	3.37	6.96	-6.96
C	-4.253	-2.552	5.64	8.39	-9.27

Tableau III.23

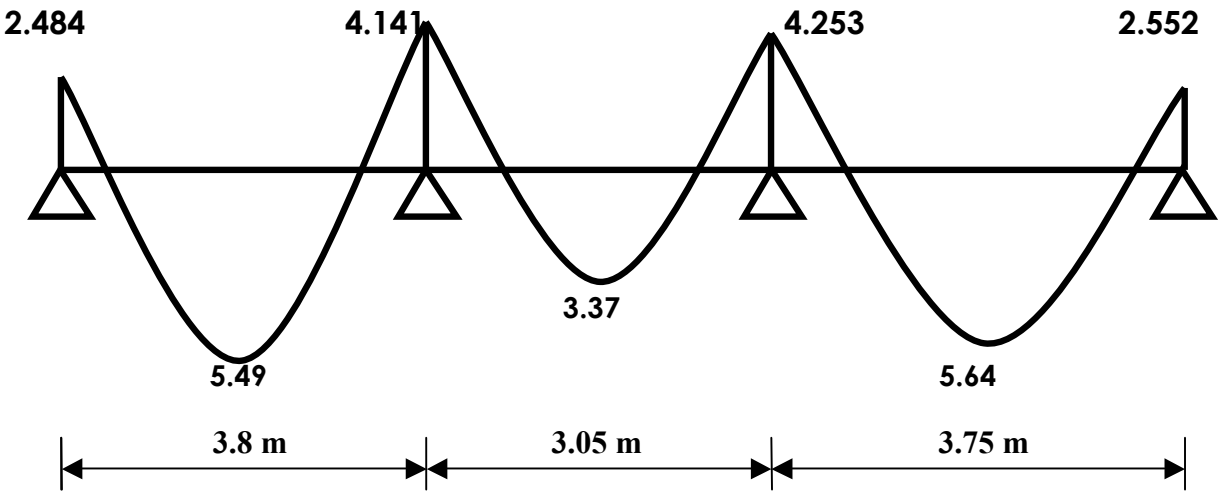


Fig.III.3.9. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN .m

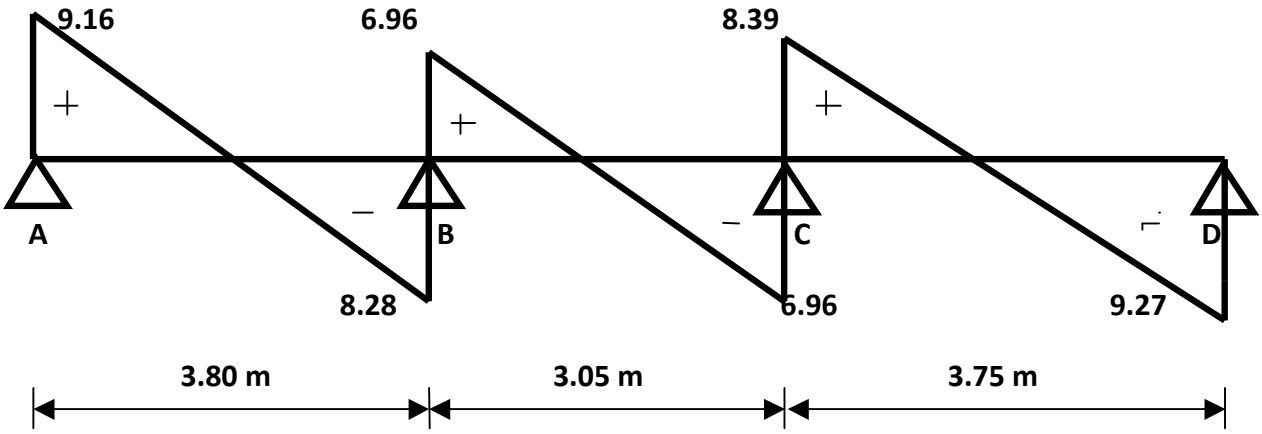


Fig.III.3.10. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- **Poutrelle à 2 travées :**

	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	-2.48	-4.97	5.23	9.37	-8.27
B	-4.97	-1.60	3.37	5.89	-8.10

Tableau III.24

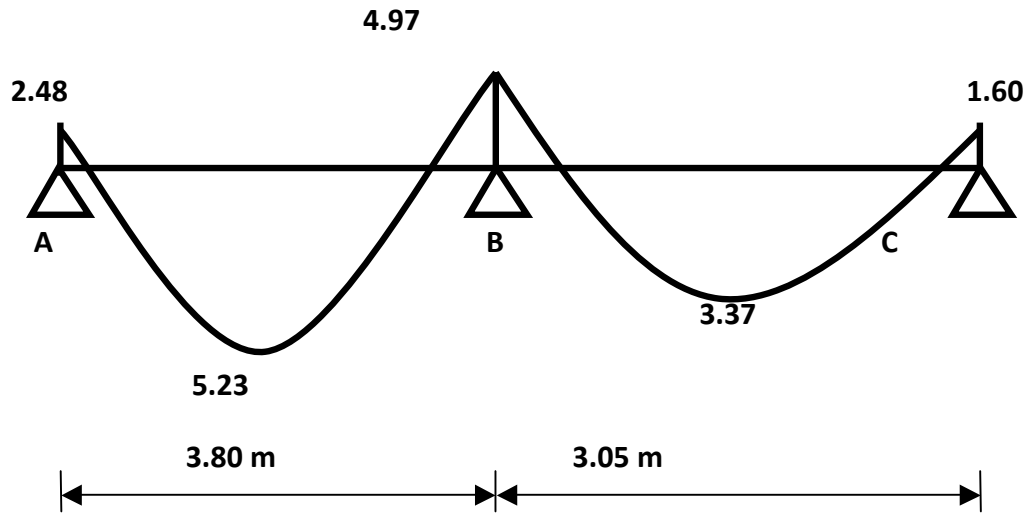


Fig.III.3.11. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN .m

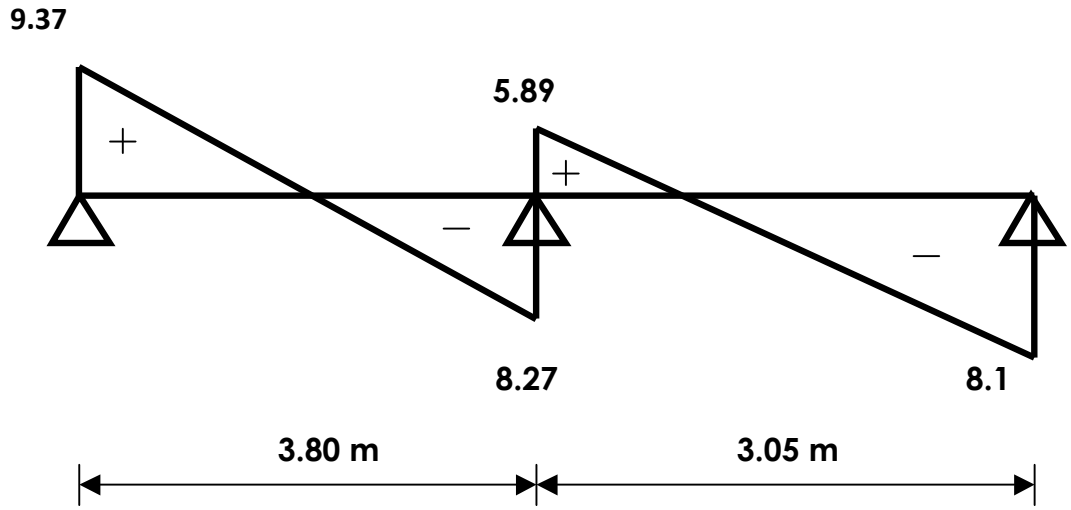


Fig.III.3.12. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- **Pour le Plancher terrasse**: I =0.7288

- **Poutrelle à 3 travées :**

	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	-2.41	-4.00	5.21	8.85	-8.02
B	-4.00	-4.11	3.21	6.81	-6.73
C	-4.11	-2.47	5.34	8.12	-8.97

Tableau III.25

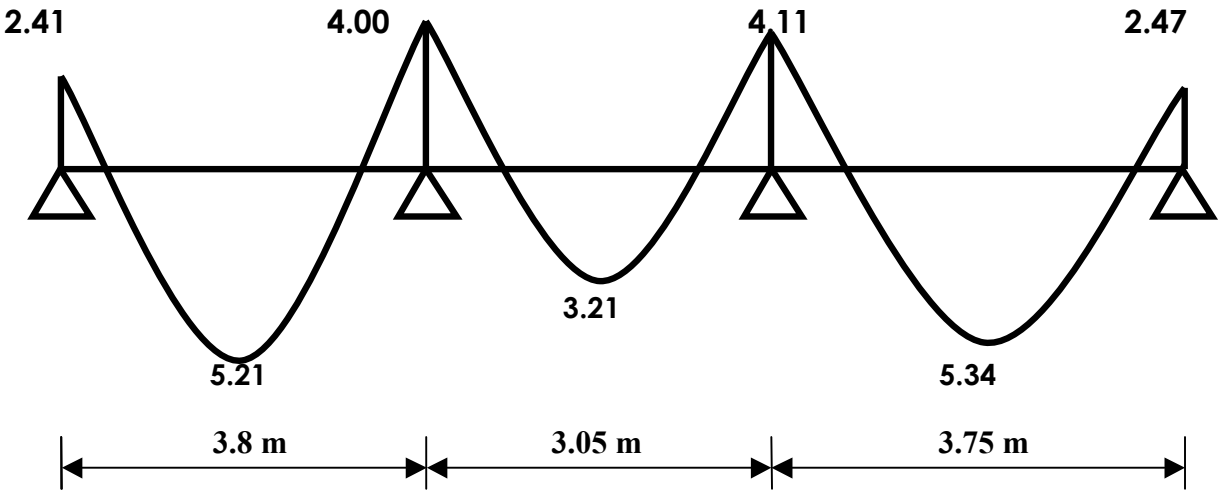


Fig.III.2.13. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN .m

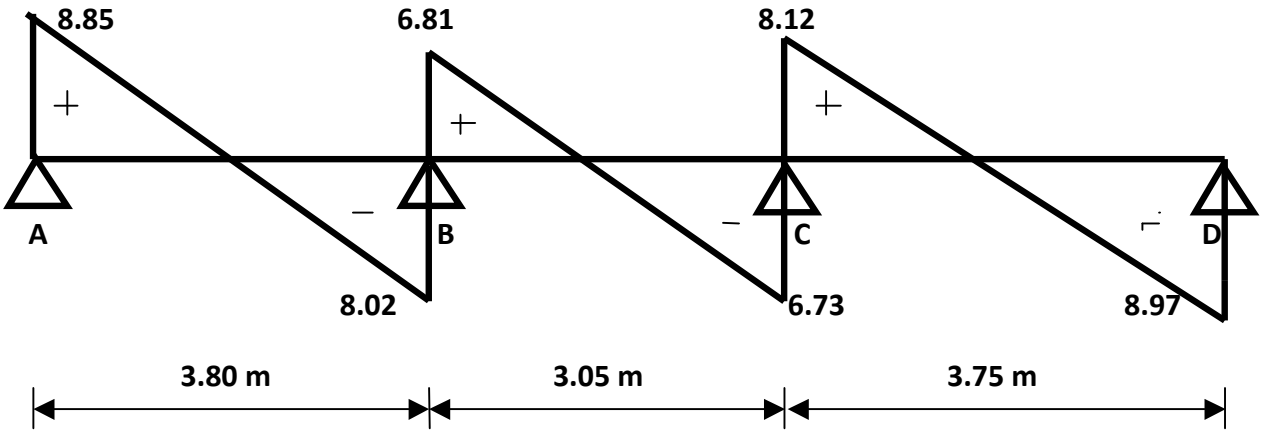


Fig.III.3.14. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- **Poutrelle à 2 travées :**

	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	-2.41	-4.81	4.98	9.07	-7.80
B	-4.81	-1.55	3.21	5.70	-7.84

Tableau III.26

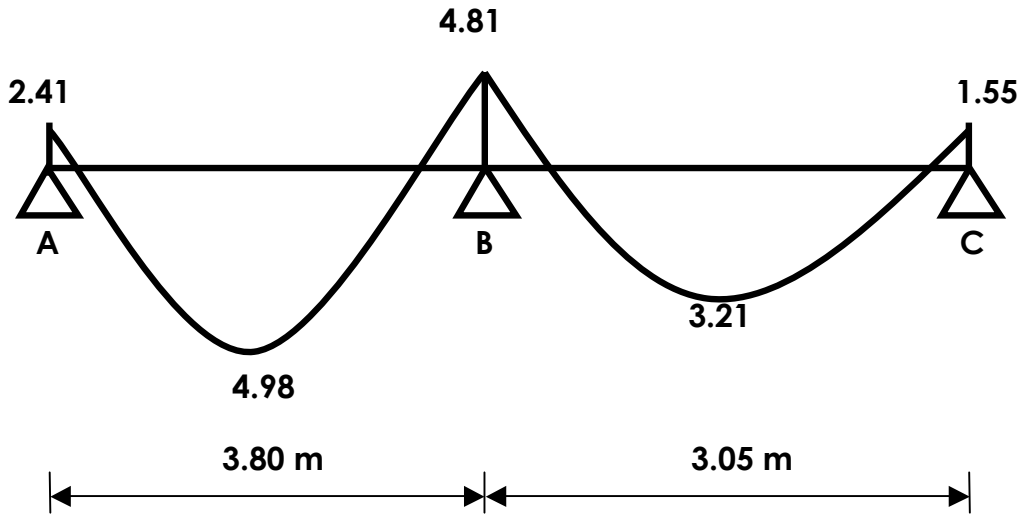


Fig.III.3.15. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN .m

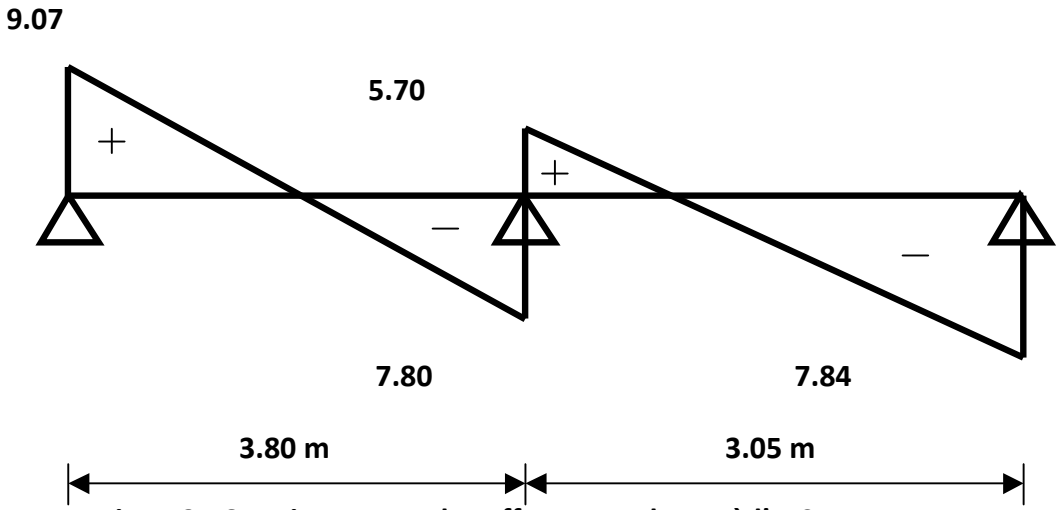


Fig.III.3.16. : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

❖ **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

Il ya lieu de vérifier si : $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}}$

$$\rho = \frac{100\ A_s}{b_0 d} = \frac{100 \text{ x } 1.57}{12 \text{ x } 18} = 0.726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.876 \\ K_1 = 25.32 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta\ dA_s} = \frac{6.37 \text{ x} 10^3}{0.876 \text{ x } 18 \text{ x } 1.57} = 257.31 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 257.31$ MPa $\leq \overline{\sigma_{st}} = 348$ MPa ⟶ **condition vérifiée.**

- **Contrainte dans le béton :**

Il ya lieu de vérifier si : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{257.31}{25.32} = 10.16 \text{ MPa}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 10.16 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ ⟶ **condition vérifiée.**

❖ **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :**

Il ya lieu de vérifier si : $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}}$

$$\rho = \frac{100\ A_s}{b_0 d} = \frac{100 \text{ x } 2.01}{12 \text{ x } 18} = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.72 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta\ dA_s} = \frac{7.62 \text{ x} 10^3}{0.856 \text{ x } 18 \text{ x } 2.35} = 210.45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 210.45$ MPa $\leq \overline{\sigma_{st}}$ = 348 MPa ⟶ **condition vérifiée.**

- **Contrainte dans le béton :**

Il ya lieu de vérifier si : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{210.45}{19.72} = 10.67 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 10.67 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow \textbf{condition vérifiée.}$$

III.6. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} \text{ et } \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15\, M_0}$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.053 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04$ ⟶ **condition vérifiée.**

$\frac{15}{1.80} = 0.833 \geq \frac{11.26}{20\ X\ 13.26} = 0.042$ ⟶ **condition vérifiée.**

$\frac{3.39}{100 \text{ x } 13} = 0.003 \geq \frac{2}{400} = 0.005$ ⟶ **condition vérifiée**

Les conditions sont vérifiées donc on se disperse du calcul de la flèche

Conclusion :

Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes.

III.2 Calcul d'escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est composé de marches et de paliers de repos. Pour éviter la fatigue des usagers, la distance à parcourir avant d'atteindre un palier de repos ne doit pas dépasser les 25 m.

L'escalier peut être réalisé avec différents matériaux : béton, béton armé (coulés sur place ou préfabriqués), en aciers, en bois, ils peuvent êtres mixtes (métalliques + béton, bois+ béton...)

Dans notre ouvrage les escaliers sont en béton armé.

On a deux types d'escaliers, le premier type à deux volées pour étages courants, le deuxième type à trois volées pour RDC et 1erétage.

- **Terminologie :**

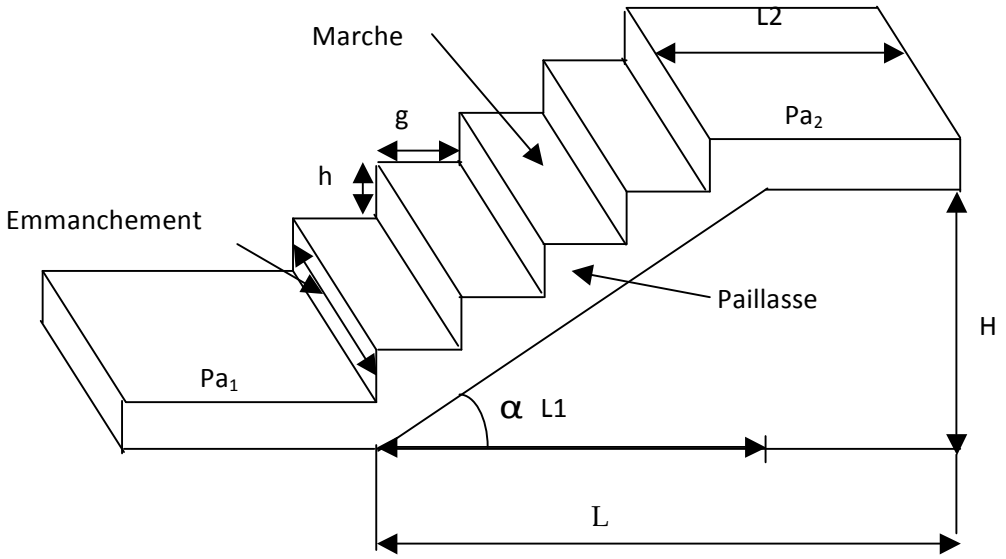


Fig. III.2.1 terminologie de l'escalier

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches.
- **Hauteur de contre marche :** est la différence de niveaux entre deux marches successives, valeurs courante varie entre 13 à 17 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivé.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en générale à 0.65 m de collet, si E ≥ 1 m.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.2.1 Escalier étage courant :

III.2.1.1 Présentation schématique :

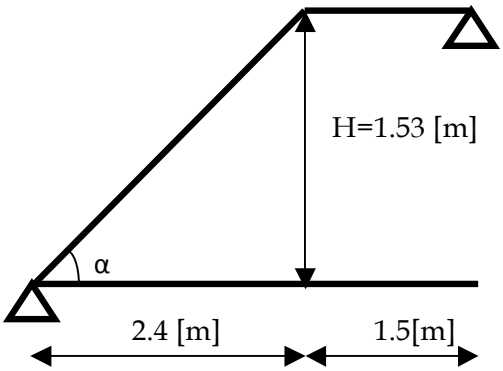


Fig. III.2.2 schéma statique d'escalier

III.2.1.2 Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

Avec une hauteur d'étage de 3.06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

13 cm ≤ h ≤ 17 cm. et 28 cm ≤ g ≤ 36 cm.

On prend la hauteur des marches**: h = 17 cm.**

Le nombre des contres marche: $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ n = 9 contres marche.

Le nombre des c marches : m = **n -1 = 9-1 = 8 marches.**

- **La relation de BLONDEL**

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou on se déplace de façon confortable.

59 cm ≤ g+2.h ≤ 64 cm.

Pour h= 17 cm, on aura : 25 cm ≤ g ≤ 30cm.

Donc on prend : g = 30 cm

- **Raideur « r » :**

On appelle raideur d'escalier « $r = \frac{g}{h}$ » qui doit être inférieur à (1).

$r = \frac{17}{30} = 0.567 < 1$ ⟶ **condition vérifiée.**

- **Calcul de longueur de la ligne de foulée :**

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

L = 240 m.

III.2.1.3 Dimensionnements de la paillasse:

$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$ avec $L_0 = L_2 + L'$

$tg(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240}$ $tg(\alpha) = 0.637$ $\alpha = 32.5°$

$\cos(\alpha) = \frac{L_1}{L'}$ $L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos(32.5)} = 284.6cm$

L' = 284.6 cm

La longueur réelle de la paillasse : $L_0 = 24 + 284 = 434.6$ cm

$\frac{434,6}{30} \leq e_p \leq \frac{434,6}{20}$ $14,84\ cm \leq e_p \leq 21,73\ cm$

On prend: $e_p = 20$ cm

III.2.1.4 Détermination des charges et surcharges :

❖ **Charge permanente :**

- **Palier :**
  - Poids propre de la dalle : 25 x 0,2 x 1 = **5 KN/ml.**
  - Poids du revêtement :

    (Mortier + carrelage + lit de sable)

    (0,60 + 0,40 + 0,66) x 1 = 1,66 KN/ml.

    G_{palier} = 6,66 KN/ml.
  - Poids du mur : 1,3 x 1 = 1,3 KN/ml.
- **Volée :**
  - Poids de la paillasse :

$G_p = \frac{e_p}{\cos \alpha} \times \rho = 25 \times \frac{0,2}{0,843} \times 1 =$ **5, 93 KN/ml.**

- Poids des marches :

$G_m = \frac{h}{2} \times \rho \times 1 = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 =$ **2.125 KN/ml.**

- revêtement carrelage: 20 x 0.02 x 1 = **0.40 KN/ml.**
- Mortier de pose : 20 x 0.02 x 1 = 0.40 KN/ml.
- Lit de sable : 22 x 0.02 x 1 = **0.44 KN/ml.**
- Poids du garde corps : 0.2 x 1 = **0.2 KN/ml.**

G_{total} = 9.5 KN/ml.

❖ **Surcharge d'exploitation:**

La Surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par le DTR B.C.2.2 est :

Q = 2,5 x 1 = **2,5 KN/ml.**

❖ **Combinaison des charges et surcharges :**

- **Etat limite ultime ELU :**
  - **Volée :** q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35x9,5 + 1,5x2,5 = 16,58 KN/ml.
  - **Palier :** q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35x6,66 + 1,5x2,5 = 12,74 KN/ml.
  - **Mur :** q_u = 1,35 x 1,3 = 1,75 KN/ml.

- **Etat limite de service ELS :**
  - **Volée :** q_s = G + Q = 9,5 +2,5 = 12 KN/ml.
  - **Palier :** q_s = G + Q =6,66 +2,5 = 9,16 KN/ml.
  - **Mur :** q_s = 1,3 x 1 = 1,3 KN/ml.

III.2.1.5 Calcul des efforts interne à L'ELU :

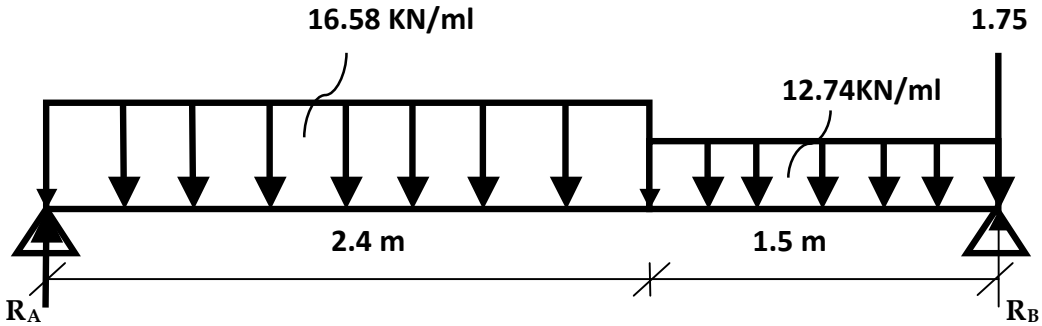


Fig. III.2.3 schéma statique de calcul.

❖ **Réaction d'appuis :**

$\sum F = 0$.

$\sum M/A = 0$ ⟶ $R_A + R_B = (12{,}74 \times 1{,}5) + (16{,}58 \times 2{,}4) + 1{,}75 = 0$

$R_A + R_B = 60{,}65$ KN

$3{,}9\ R_B - 60{,}2 - 47{,}75 - 6{,}82 = 0$

$3{,}9\ R_B = 114{,}77$

Donc: **R_A =31,22 KN**

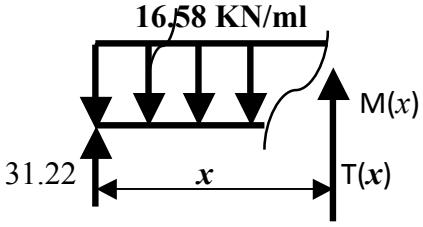
R_B = 29,43 KN

❖ **Effort tranchant et moments fléchissant :**

- **Effort tranchant :**
  - **1^{ér} tronçon : $0 \leq x \leq 2{,}4$ m**

$T(x) + 31.22 - 16.58\ x$

$T(x) = 16.58\ x - 31.22$ { pour $x = 0$ $T(0) = -31{,}22$ KN ; pour $x = 2{,}4$ $T(2{,}4) = 8{,}57$ KN

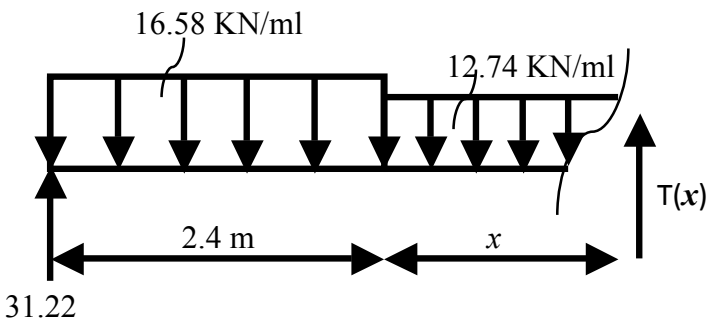


$T(x) = 0$ $16.58\ x - 31.22 = 0$ ⟹ **$x = 1{,}88$ m**

  - **2eme tronçon : 2,4 m $\leq x \leq$ 3,9 m**

$T(x) + 31.22 - 16.58\ (2{,}4) - 12{,}74\ (x - 2{,}4) = 0$

$T(x) = 16.58\ (2{,}4) + 12{,}74\ (x - 2{,}4) - 31.22$ { pour $x = 2{,}4$ $T(2{,}4) = 8{,}57$ KN ; pour $x = 3{,}9$ $T(3{,}9) = 27{,}68$ KN



- **Le moment fléchissant :**
  - **1^{ér} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$ m**

$M(x) - 31,22x - 16,58\, x \frac{x}{2} = 0$

$M(x) = -8,29x^2 + 31,22\, x$ $\begin{cases} \text{pour } x = 0 & M(\mathbf{0}) = 0 \\ \text{pour } x = 2,4 & M(\mathbf{2,4}) = 27,18 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(1,88) = -8,29(1,88)^2 + 31,22(1,88)$; $M^{max} = 29,39$ KN.m

  - **2eme tronçon : $2,4$ m $\leq x \leq 3,9$ m**

$M(x) - 31,22x + 16,58(2,4)\,(x - \frac{2,4}{2}) + \frac{12,74}{2}(x - 2,4)^2 = 0$

$M(x) = 31,22x - 16,58(2,4)\,(x - \frac{2,4}{2}) - \frac{12,74}{2}(x - 2,4)^2$

$\begin{cases} \text{pour } x = 2,4 & M(2,4) = 27,18 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 3,9 & M(\mathbf{3,9}) = 0 \end{cases}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment.

$M_{ua} = -0.3\, M_u^{max} = -0.3 \times 29.39 = -8.82$ KN.m

$M_{ut} = 0.85\, M_u^{max} = 0.85 \times 29.39 = 24.98$ KN.m

$M_{ua} = -0.3\, M_u^{max} = -0.3 \times 29.39 = -8.82$ KN.m

III.2.1.6 Diagramme des efforts interne à L'ELU :

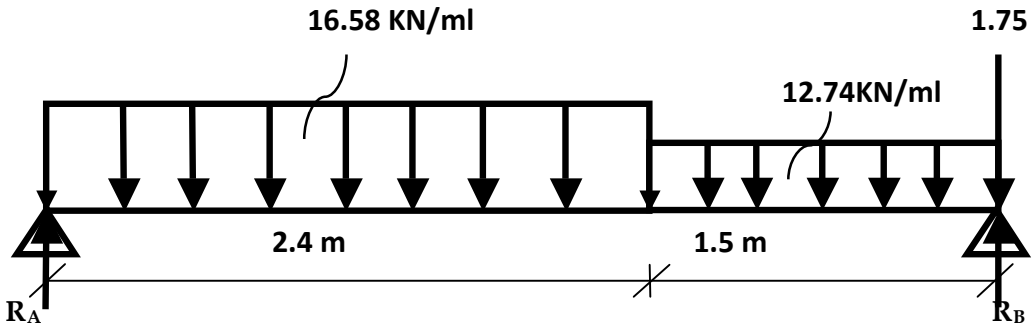


Diagramme des efforts tranchant :

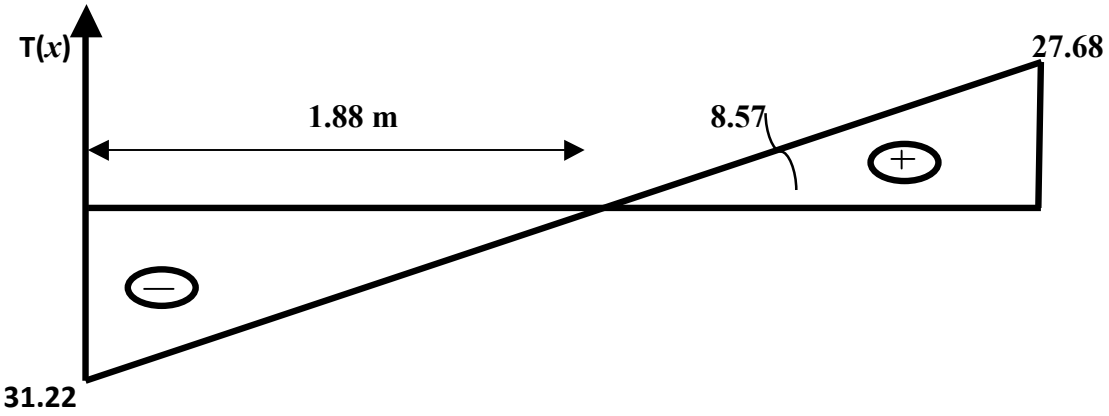


Diagramme des moments fléchissant :

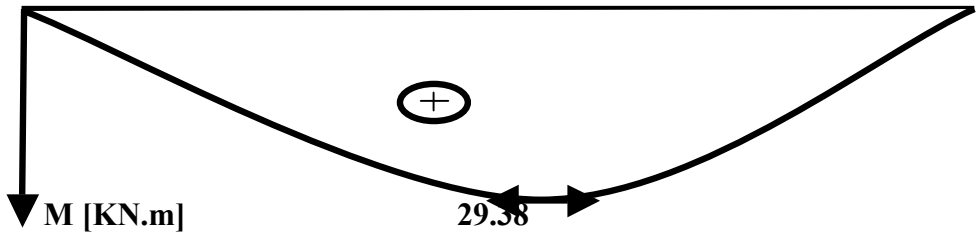


Diagramme corrigée des moments fléchissant :

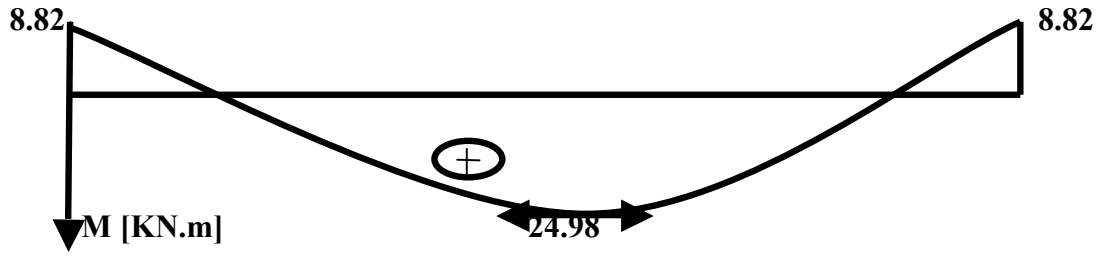
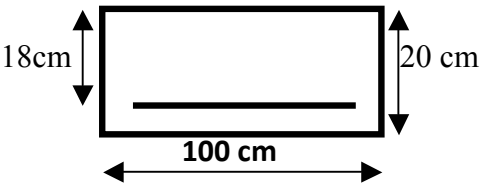


Fig. III.2.4 Diagramme des efforts interne à l'ELU

III.2.1.7 Ferraillage :

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

b= 100 cm; h= 20 cm; c = 2 cm d= 18 cm



❖ **Armatures longitudinales**

➢ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.82 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.02 \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A^a{}_{st} = \frac{M^a}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{8.82 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a{}_{st}$ = 4HA10 = 3,14 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

➢ **En travée :**

$$\mu = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.98 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.054 \longrightarrow \beta = 0.972$$

$$A^t{}_{st} = \frac{M^t}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{24.98 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^t{}_{st}$ = 4HA12 = 4,52 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

❖ **Armatures de répartitions :**

➢ **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A^a_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

➢ **en travée :**

$$A_r = \frac{A^t_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

III.2.1.8 Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton** (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié 99).

$$A_S \geq A_{min} = 0.23\ b_0\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Aux appuis :**

A_{min} = 0.23 x 100 x 18 x $\frac{2.1}{400}$ = 2.17 cm^2

A_s = 3.14 $cm^2 > A_{min}$ = 2.17 cm^2 ⟶ **condition vérifiée.**

- **En travée :**

A_{min} = 0.23 x 12 x 18 x $\frac{2.1}{400}$ = 2.17 cm^2

A_s = 4.52 $cm^2 > A_{min}$ = 0.201 cm^2 ⟶ **condition vérifiée.**

❖ **Vérification de l'effort tranchant** (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{31.22x\ 10^3}{100\ x\ 18} = 0.173\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0.2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\right\} MPa \Leftrightarrow \min\left\{0.2\ \frac{25}{1.5}\ ; 5\right\} MPa \Leftrightarrow \min\{3.33\ ; 5\} MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s\ x\ f_{t28}$$

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9\ x\ d\ x \sum \mu_i}$; avec: μ_i le périmétre des barrees

μ_i = n x π x Ø = 10 x 3.14 x 4 = 125.6

$$\tau_{se} = \frac{31.22\ x\ 10^3}{0.9\ x\ 180\ x\ 125.6} = 1.53\ MPa$$

avec $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$\overline{\tau_{se}} = 1.5x2.1 = 3.15\ MPa$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

❖ **Longueur de scellement droit :**

$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau_{se}}}$ avec : $\overline{\tau_{se}} = 0.6 (\Psi_s)^2 x f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84$ MPa

$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25$ cm

On prend : $L_S = 43$ cm

$L_c = 0.4 L_S = 0.4 \times 43 = 14$ cm ; **soit : $L_c = 18$ cm**

❖ **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

St = 25 cm ≤ min ($3h_t$; 33 cm) = 33 cm ⟶ **condition vérifiée.**

✓ **Armatures de répartition :**

St = 25 cm ≤ min ($4h_t$; 45 cm) = 45 cm ⟶ **condition vérifiée.**

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$T_u \leq 0.4 b a \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$ Avec : a = 0.9d =0.9×18 = 16.2[cm].

$T_u = 31.22 \leq 0.4 \times 100 \times 16.2 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1080$ KN

$T_u = 31.22$ [KN] < 1080 [KN] ⟶ **Condition vérifiée.**

❖ **Influence sur les armatures inférieurs : (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$$A_S \geq (Tu + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.15}{fe} \Rightarrow 3.14 \geq \left(31.22 + 10^3 \times \frac{8.82}{0.9 \times 0.18}\right) \times \frac{1.15}{400} = 2.46[\text{cm}^2]$$

$A_S = 3.14$ cm² ≥ 2.46 cm² ⟶ Condition vérifiée.

III.2.1.9 Calcul des efforts internes à L'ELS :

Les mêmes étapes de calcul à L'ELU pour déterminer les efforts internes à L'ELS,

On aura :

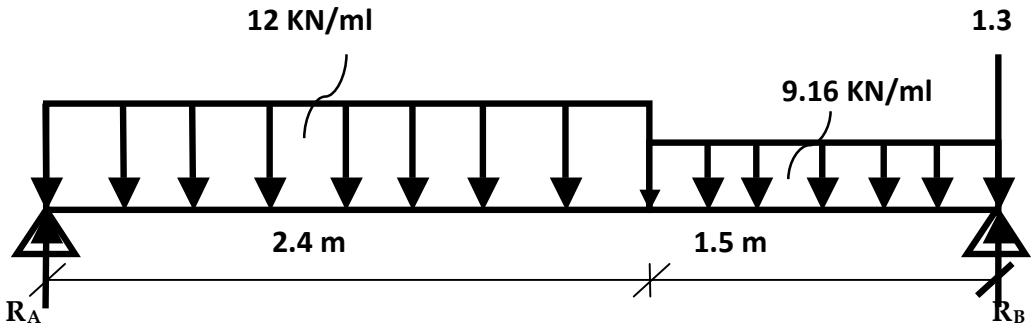


Fig. III.2.5 schéma statique de calcul.

❖ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$\sum M / A = 0$$

$R_A + R_B = (12 \times 2,4) + (9,16 \times 1,5) + 1,30 = 0$

$R_A + R_B = 43,84$ KN

$3,9\ R_B = 52.335$

Donc: **R_A =22,58 KN.**

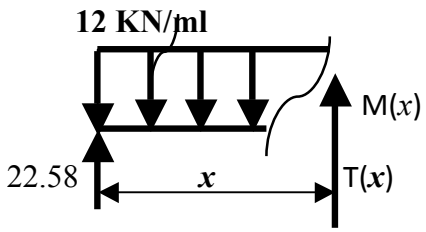
R_B = 21,26 KN.

❖ **Effort tranchant et moments fléchissant :**

- **Effort tranchant :**
  - **1^{ér} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$ m**

$T(x) + 22,58 - 12\,x = 0$

$T(x) = 12\,x - 22.58$ { pour $x = 0$ $T(0) = -22,58$ KN ; pour $x = 2,4$ $T(2,4) = 6,22$ KN



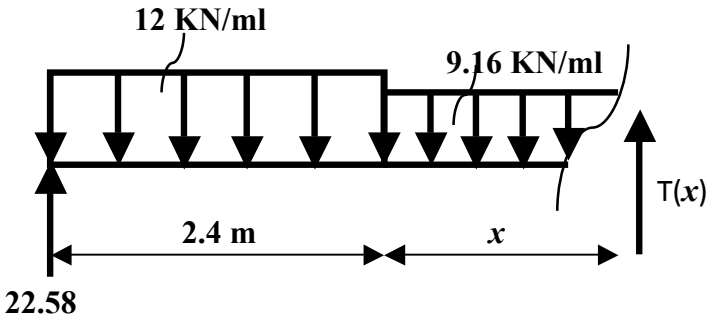
$T(x) = 0$ $12x - 22,58 = 0$ **$x = 1,88$ m**

  - **2eme tronçon : 2,4 m $\leq x \leq$ 3,9 m**

$T(x) + 22,58 - 12\,(2,4) - 9,16\,(x - 2,4) = 0$

$T(x) = 12\,(2,4) + 9,16\,(x - 2,4) - 22,58$

$\begin{cases} \text{pour } x = 2,4 & T(2,4) = 6,22 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 3,9 & T(3,9) = 19,96 \text{ KN} \end{cases}$



- **Le moment fléchissant :**
  - **1^{ér} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$ m**

$M(x) - 22,58x + 12\,x\,\frac{x}{2} = 0$

$M(x) = -6x^2 + 22,58\,x$

$\begin{cases} \text{pour } x = 0 & M(\mathbf{0}) = 0 \\ \text{pour } x = 2,4 & M(\mathbf{2,4}) = 19,63 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(1,88) = -6(1,88)^2 + 22,58(1,88)$; $M^{max} = 21,24$ KN.m

  - **2eme tronçon : $2,4$ m $\leq x \leq 3,9$ m**

$M(x) - 22,58x + 12\,(2,4)\,(x - \frac{2,4}{2}) + \frac{9,16}{2}(x - 2,4)^2 = 0$

$M(x) = 22,58x - 12\,(2,4)\,(x - \frac{2,4}{2}) - \frac{9,16}{2}(x - 2,4)^2$

$\begin{cases} \text{pour } x = 2,4 & M(2,4) = 19,63 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 3,9 & M(\mathbf{3,9}) = 0 \end{cases}$

$M_{ua} = -0.3\,M_u^{max} = -0.3 \times 21.24 = -6.37$ KN.m

$M_{ut} = 0.85\,M_u^{max} = 0.85 \times 21.24 = 18.05$ KN.m

$M_{ua} = -0.3\,M_u^{max} = -0.3 \times 21.24 = -6.37$ KN.m

III.2.1.10 Diagramme des efforts internes à l'ELS :

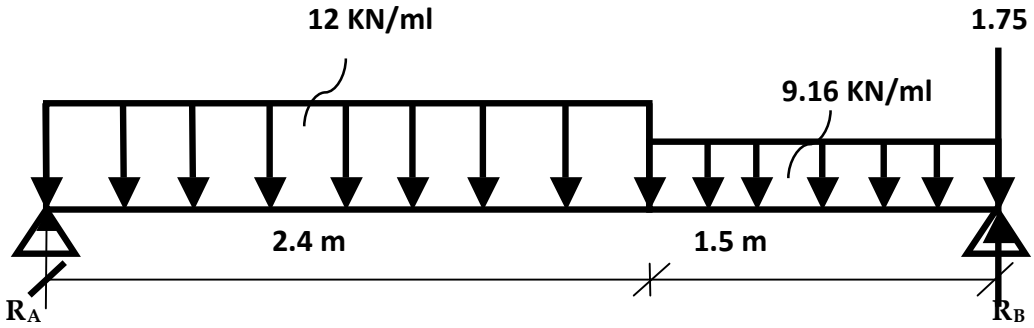


Diagramme des efforts tranchant :

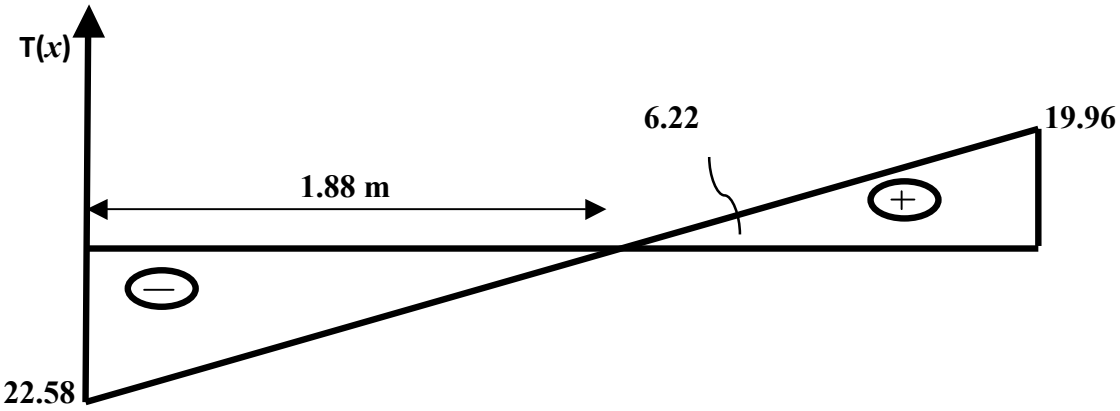


Diagramme des moments fléchissant :

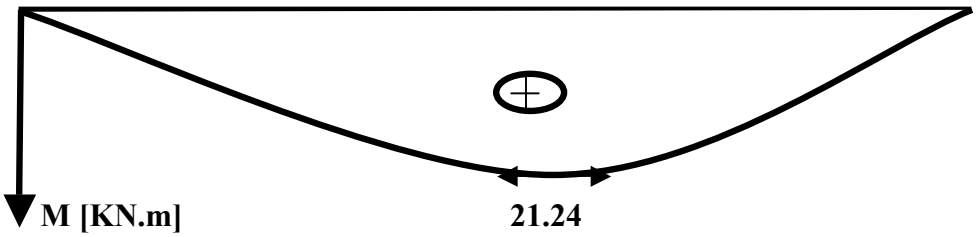


Diagramme corrigée des moments fléchissant :

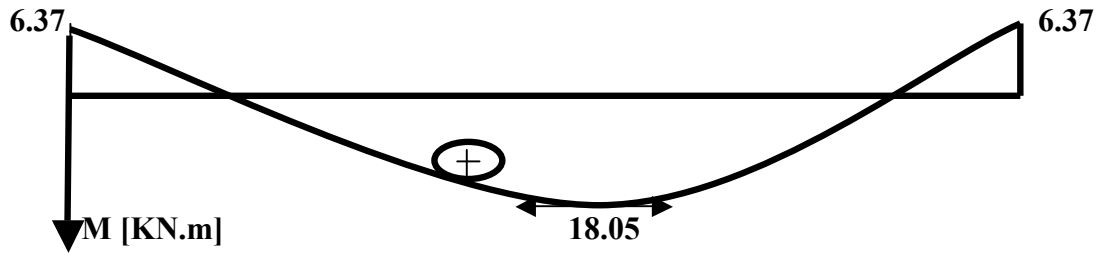


Fig. III.2.6 Diagramme des efforts interne à l'ELS

III.2.1.11 Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

- **Contrainte dans le béton :**

Il ya lieu de vérifier si : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100\ A_s}{bd} = \frac{100 \text{ x } 3.14}{100 \text{ x } 18} = 0.174 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta\ dA_s} = \frac{6.37 \text{ x} 10^3}{0.932 \text{ x } 18 \text{ x } 3.14} = 120.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{120.93}{58.53} = 2.066 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.066$ MPa $\leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ⟶ **condition vérifiée.**

- **En travées :**

$$\rho = \frac{100\ A_s}{bd} = \frac{100 \text{ x } 4.52}{100 \text{ x } 18} = 0.251 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.920 \\ K_1 = 47.50 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta\ dA_s} = \frac{18.05 \text{ x} 10^3}{0.920 \text{ x } 18 \text{ x } 4.52} = 241.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{241.14}{47.50} = 5.08 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.08$MPa $\leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ⟶ **condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la flèche dans la paillasse :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \text{et} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{M_0} \quad ; \frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.051 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée donc, on doit calculer la flèche.

$$\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.78\ cm$$

$$f = \frac{M_t . l^2}{10 . E_V . I_{fv}} \leq \overline{f}$$

Avec :

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

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé =10819Mpa (voir chapitre1)

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

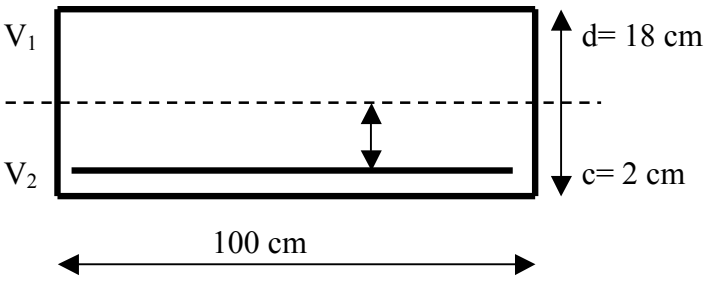
V_1 : position de l'axe neutre

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B_o : aire de la section homogène.

Sxx : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

At : section d'armatures tendues



$$S_{xx'} = \frac{100x20^2}{2} + 15\,x\,4.52\,x\,18 = 21220.4\,cm^3$$

$$V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26\,cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74cm$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2 = \frac{100}{3}(10.26^3 + 9.74^3) + 15x4.52(9.74-2)^2 = 31880.39cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100\times 18} = 0{,}0025$$

$$\lambda v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0{,}02\times 2{,}1}{0{,}25\times((2+3))} = 0.0336$$

$$\square = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4 \square\square_s + f_{t28}} = 0.985$$

$$I_{f_v} = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1{,}1 \times 31880.39}{1 + 0.0336 \text{ x} 0.985} = 33944.98 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{18.05 \times (3.9)^2 \text{x} 10_5}{10\text{x}\, 10818.86 \times 33944.98 \text{x} 100} = 7.47\text{mm}$$

$f \prec \bar{f}$ …… condition vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.2.2. La poutre palière :

La poutre palière est considérée encastrée à ces deux extrémités dans les poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire.

III.2.2.1. Pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

$\mathbf{L_{max}}$: longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$\mathbf{h_t}$: hauteur de la poutre.

L_{max} =5.00 [m] $\Rightarrow$ $\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10}$ *donc* : $33.33\,cm \leq h_t \leq 50cm$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $\mathbf{h_t}$ **=45 cm**

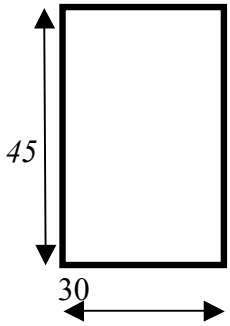
- **Largeur**

La largeur de la poutre palière, est donnée par: $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

D'où : $18\,cm \leq b \leq 31.5cm$

D'après les exigences du RPA, on prend **b =30 cm**

Donc la poutre palière à pour dimensions : (bxh) = (30x45) cm^2



- **Vérification relative à l'exigence du RPA : (Art 7.5.1 du RPA 99/version 2003)**
- $b \geq 20$……..$30 \geq 20$ → **condition vérifiée.**
- $h_t \geq 30$……..$45 \geq 20$ → **condition vérifiée.**
- $\frac{ht}{b} < 4$ …….. $1.5 < 4$ → **condition vérifiée.**

III.2.2.2. Détermination des charges et surcharge :

Poids propre de la poutre : G= 25 x 0.3 x 0.45 = 3.375 KN/ml

Effort tranchant à l'appui : ELU $R_B = 27{,}68[KN]$.

ELS $R_B = 19{,}96$[KN].

❖ **Combinaison de charges**

- **ELU :** $q_u = 1.35G + R_B = 1.35 \times 3.375 + 27.68 = 32.24[KN/ml]$

$q_u = 32.24$ [KN/ml]

- **ELS:** $q_s = G + R_B = 3.375 + 19.96 = 23.34[KN/ml]$

$q_s = 23.34$ [KN/ml]

III.2.2.3. Calcul des efforts interne à l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 32.24\frac{5^2}{8} = 100.75\,KN.m$$

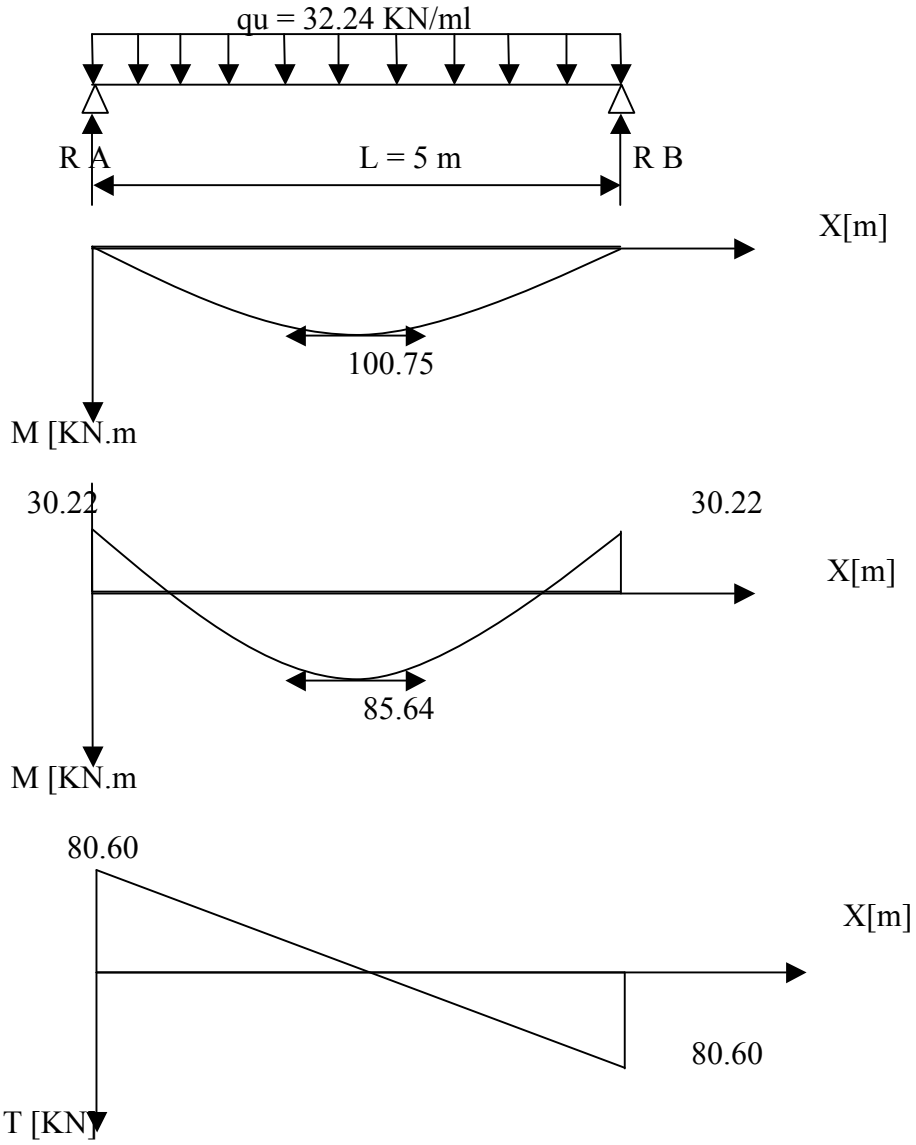
- **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{32.24 \times 5}{2} = 80.6KN$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_a = -0.3 \times M_u^{max} = -0.3 \times 100.75 = -30.22[KN.m]$
- **En travée :** $M_t = 0.85 \times M_u^{max} = 0.85 \times 100.75 = 85.64[KN.m]$

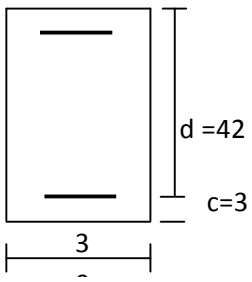
Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



III.2.7.Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

III.2.2.4. Calcul des armatures:

- **En travée :**



$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{85.64 \times 10^6}{300 \times 43^2 \times 14.2} = 0.108$$

$\mu_b = 0.105 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\longrightarrow \quad \beta = 0.942$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{85.64\times10^3}{0.942\times43\times348} = 6.08cm^2$$ On opte pour : 4HA14 = 6.15cm^2

- **Sur appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{30.22\times10^3}{30\times43^2\times14.2} = 0.038$$

$\mu_b = 0.038 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\longrightarrow \beta = 0.981$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{30.22\times10^3}{0.981\times43\times348} = 2.06cm^2 \Rightarrow$$ On opte pour 4 HA12 = 4.52 cm^2.

III.2.2.5. Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BAEL91.Art.A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23\times30\times43\times\frac{2.1}{400} = 1.56cm^2.$$

$$\left.\begin{array}{l} A_a = 4.52cm^2 \rangle A_{\min} = 1.52cm^2 \\ A_t = 6.15cm^2 \rangle A_{\min} = 1.52cm^2 \end{array}\right\} \longrightarrow$$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

$T_u^{\max} = 20.15\ KN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{20.15\times10}{30\times43} = 0.149\ MPa$$

$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}\ ;\ 5MPa\} = 3.25MPa$

$\tau_u = 0.149MPa \langle \bar{\tau}_u = 3.25MPa \longrightarrow$ **Condition est vérifiée**

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s .f_{t28} = 1.5\times2.1 = 3.15MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d.\sum u_i}$$ avec : $\sum u_i = n.\pi.\phi$

$$\tau_{se} = \frac{30.22\times10^3}{0.9\times430\times4\times3.14\times12} = 1.30MPa$$

$\tau_{se} = 1.30\ MPa \langle \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa \Rightarrow$ Condition est vérifiée

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**
  - **Influence sur le béton :**

$$(V_U = 80.60[KN]) \leq (0.4b(0.9d)\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4\times30\times0.9\times43\times\frac{25}{1.5}\times100 = 774[KN])$$

⇒Condition est vérifiée.

  - **Influence sur les armatures :**

$$A^a_{adt} = 4.52[cm^2] \geq \left\{\frac{1.15}{f_e}\left(V_U + \frac{M_a}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400\times10^2}\left(80.60\times10^3 + \frac{-30.22\times10^5}{0.9\times43}\right) = 0.072[cm^2]\right\}$$

⇒Condition est vérifiée.

  - **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_l \;;\; \frac{h}{35} \;;\; \frac{b}{10}\right\} = \min\{12.85\;;\;30\;;\;14\} = 8[mm]$$

On choisit un diamètre : $\emptyset 8$

Donc on adopte 4 HA8= 2.01cm^2. ⇒ (1 cadre +1 étrier)$_{\emptyset 8}$

$$S_t \leq \min\{0.9d\;;\;40cm\} = \min\{37.8\;;\;40cm\} = 37.8[cm]$$

Soit S_t =25[cm].

  - **Espacement des barres :**

D'après le règlement ***(RPA99, Art 7.5.2.2)***

- **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0.003\times b} = \frac{2.01}{0.003\times30} = 22.33cm$$
$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\;;12\phi, b\right\} = \min\{11.25cm\;;12\;cm, 30cm\} = 11.25cm$$

Soit : S_t = 10 cm

- **En zone courante (travée) :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5cm$, soit S_t=20 cm.

III.2.2.6. Vérifications à l'ELS

q_s= 23.34 [KN/ml].

- **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{23.34 \times 5^2}{8} = 72.94\left[KN.m\right]$$

- **2) Effort tranchant**

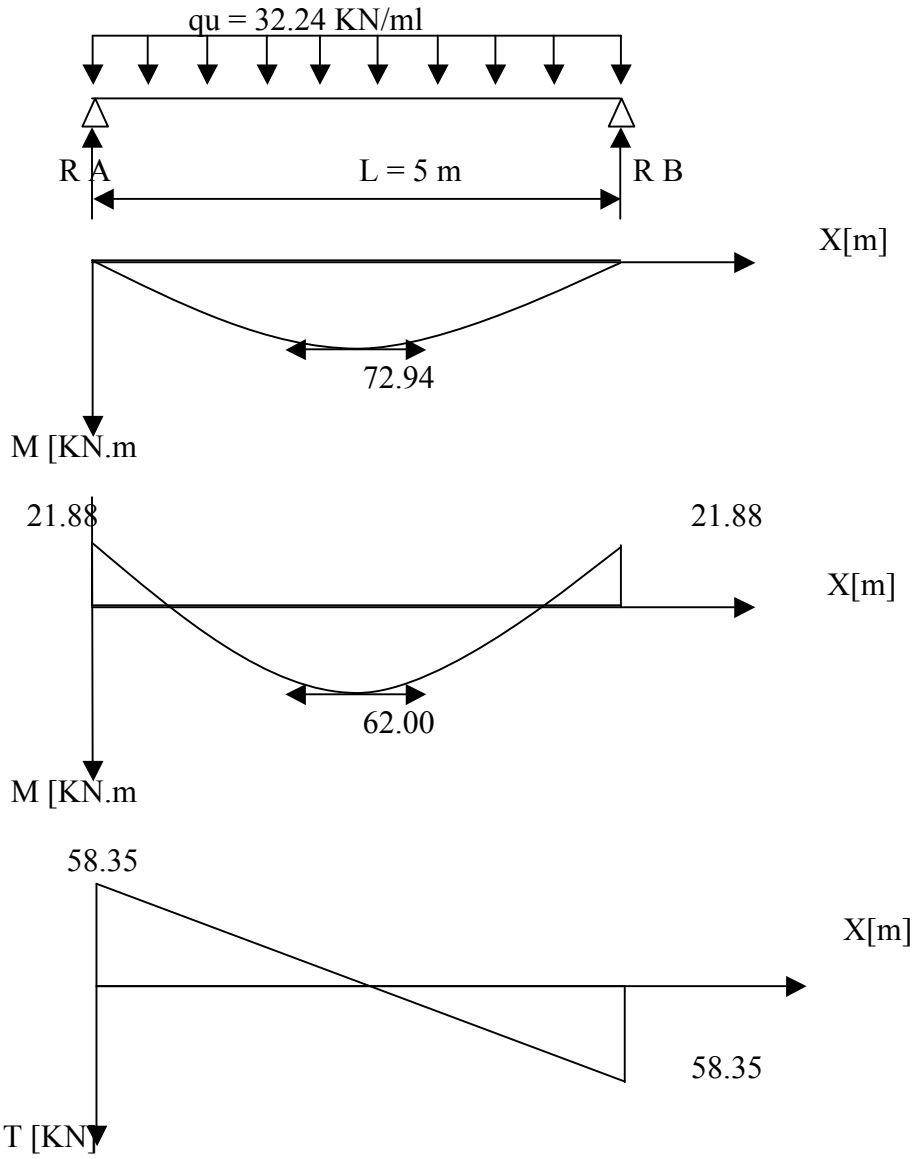
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{23.34 \times 5}{2} = 58.35\left[KN\right]$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_{sa} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 72.94 = -21.88\left[KN.m\right]$

En travée : $M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 72.94 = 62.00\left[KN.m\right]$

III.2.2.7. Diagrammes des efforts internes :



III.2.8. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

III.2.2.8. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

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

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K.\sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{30 \times 43} = 0.35$$

$\beta_1 = 0.907$ **Avec K = 1 / k_1** K =0.025

$K_1 = 38.76$

Donc : $\sigma_s = \dfrac{M_{sa}}{\beta_1 . A_S . d} = \dfrac{20.14 \times 10^3}{0.907 \times 4.52 \times 42} = 116.96\, MPa$

$\left.\begin{array}{l} \sigma_{bc} = K.\sigma_s = 0.025 \times 116.96 = 3.017\ MPa. \\ \sigma_{bc} = 3.017 MPa \langle\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\, MPa \end{array}\right\} \rightarrow$ **Condition est vérifiée.**

- **En travée**

$\rho_1 = \dfrac{100 A_a}{b.d} = \dfrac{100 \times 6.15}{30 \times 42} = 0.488$

$\beta_1 = 0.8945$

$K_1 = 32.4$ **K = 1 / k_1** **K =0.03**

Donc : $\sigma_s = \dfrac{M_{as}}{\beta_1 . A_S . d} = \dfrac{57.07 \times 10^3}{0.8945 \times 6.15 \times 42} = 247.MPa$

$\left.\begin{array}{l} \sigma_{bc} = K.\sigma_s = 0.03 \times 247 = 7.41 MPa.. \\ \sigma_{bc} = 7.41 MPa \ \langle\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \end{array}\right\} \rightarrow$ Condition est vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

- **vérification de la flèche**

$\dfrac{h}{L} = \dfrac{45}{500} = 0.09 \rangle\ \dfrac{1}{16} = 0.0625$ **Condition vérifiée.**

$\dfrac{h}{L} = 0.09 \geq \dfrac{M_{tr}}{10 M_0} = \dfrac{57.07}{10 \times 67.15} = 0.08$ **Condition vérifiée.**

$\dfrac{A_t}{b.d} = \dfrac{6.15}{30 \times 42} = 4.88 \times 10^{-3} \leq \dfrac{4.2}{f_e} = 0.0105$ **Condition vérifiée.**

On se disperse du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

III.2.3. Escalier de RDC : constitué de (3) trois travées

III.2.3.1. Présentation schématique :

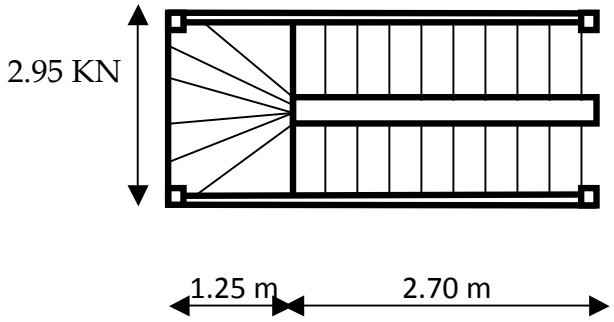


Schéma statique d'escalier

III.2.3.2. Pré dimensionnement de RDC :

Avec une hauteur d'étage de 4.42 m, pour un bâtiment à usage commerciale, la hauteur des marches est :

13 cm ≤ h ≤ 17 cm. et 28 cm ≤ g ≤ 36 cm.

On prend la hauteur des marches**: h = 17 cm.**

Le nombre des contres marche: $n = \frac{H}{h} = \frac{442}{17} = 26$ n = 26 contres marche.

Les 26 contres marche seront répartie de la manière suivante :

Volée 1 et 3 : n = 10 ; m = **n -1 = 10 -1 = 9 marches.**

Volée 2 : n = 6 ; m = **n -1 = 6 -1 =5 marches.**

- **La relation de BLONDEL**

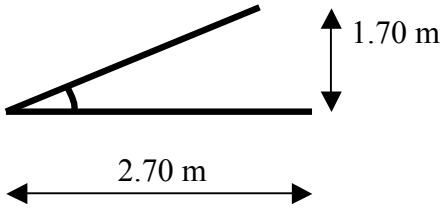
C'est une relation empirique qui lie h et g.

59 cm ≤ g+2.h ≤ 64 cm.

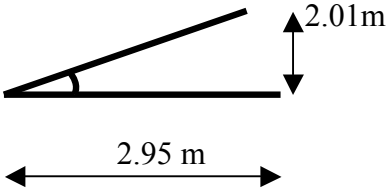
Pour h= 17 cm, on aura : 25 cm ≤ g ≤ 30cm.

Donc on prend : g = 30 cm

Paillasse 1 et 3



paillasse 2



III.2.3.3. Pré dimensionnements de la paillasse:

❖ **Paillasse 1 et 3 :**

$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$ avec L_0 : longueur de la paillasse.

$L_0 = g \times m = 30 \times 9 = 270$ cm

$H = h \times 10 = 17 \times 10 = 170$ cm

$tg(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{170}{270}$ $tg(\alpha) = 0.629$ $\alpha = 32.2°$

$\cos(\alpha) = \frac{L}{L'}$ $L' = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{270}{\cos(32.2)} = 319.07$cm

$L' = 319.07$ cm

$\frac{319,07}{30} \leq e_p \leq \frac{319,07}{20}$ 10,63 cm $\leq e_p \leq$ 15,95 cm

On prend: $e_p = 15$ cm

❖ **Paillasse 2 :**

$H = h \times 6 = 17 \times 6 = 102$ cm

$tg(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{102}{295}$ $tg(\alpha) = 0.346$ $\alpha = 19.07°$

$\cos(\alpha) = \frac{L}{L'}$ $L' = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{295}{\cos(19.07)} = 312.13$cm

$L' = 312.13$ cm

$\frac{312.13}{30} \leq e_p \leq \frac{312.13}{20}$ 10,40 cm $\leq e_p \leq$ 15,60 cm

On prend: $e_p = 15$ cm

Nous adaptera $e_p = 15$ cm pour tous les voles.

III.2.3.4. Détermination des charges et surcharges :

❖ **Charge permanente :**

$G_{volée} = G_{paillasse} + G_{marche} + G_{(revêtement + enduit)}$

- Poids de la paillasse :

$G_p = \frac{e_p}{\cos \alpha} \times \rho = 25 \times \frac{0,15}{0,846} \times 1 =$ **4.432 KN/ml.**

- Poids des marches :

$G_m = \frac{h}{2} \times \rho \times 1 = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 =$ **2.125 KN/ml.**

Poids des revetments:

- revêtement carrelage: 20 x 0.02 x 1 = **0.40 KN/ml.**
- Mortier de pose : 22 x 0.02 x 1 = **0.44 KN/ml.**
- Lit de sable : 18 x 0.03 x 1 = **0.54 KN/ml.**
- Poids du garde corps : 0.2 x 1 = **0.2 KN/ml.**
- Enduit plâtre : 10 x 0.02 = **0.20 KN/ml.**

G_{total} = 1.78 KN/ml.

$G_{volée}$ = 4.432 + 2.125 + 1.78 = **8.337 KN/ml.**

❖ **Surcharge d'exploitation:**

La Surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par le DTR B.C.2.2 est :

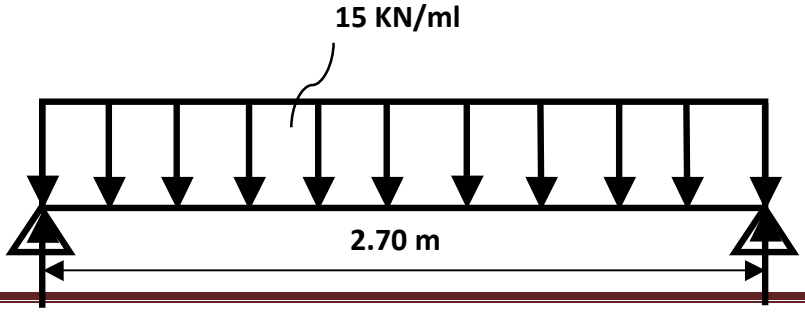
Q = 2,5 x 1 = **2,5 KN/ml.**

❖ **Combinaison des charges et surcharges :**

- **Etat limite ultime ELU :** q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35x8.337+ 1,5x2.5 = 15 KN/ml.
- **Etat limite de service ELS :** q_s = G + Q = 8.337 +2.5 = 10.837 KN/ml.

III.2.3.1.5. Calcul des efforts interne à L'ELU :

➢ **Paillasse 1 et 3 :**



R_A **R_B**

Fig. III.2.9 schéma statique de calcul.

❖ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

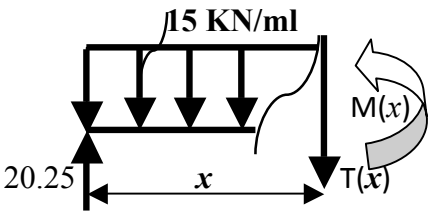
$$R_A = R_B = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{15\ X\ 2.70}{2}$$

$$R_A = R_B = 20.25 \text{ KN}$$

❖ **Effort tranchant et moments fléchissant :**

- **Effort tranchant : $0 \leq x \leq 2{,}7$ m**

$$T(x) - 20.25 + 15\,x = 0$$



$$T(x) = 20.25 - 15\,x \quad \begin{cases} \text{pour } x = 0 & T(\mathbf{0}) = 20{,}25 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 2{,}7 & T(\mathbf{2{,}7}) = -20{,}25 \text{ KN} \end{cases}$$

$T(x) = 0 \quad 20.25 - 15\,x = 0 \Longrightarrow \quad \mathbf{x = 1{,}35\ m}$

- **Le moment fléchissant :**

$$M(x) - 20{,}25\,x + 15\,x\,\frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = -7{,}5\,x^2 + 20{,}25\,x \quad \begin{cases} \text{pour } x = 0 & M(\mathbf{0}) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 2{,}7 & M(\mathbf{2{,}7}) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M(1{,}35) = -7{,}5\,(1{,}35)^2 + 20{,}25\,(1{,}35)$; $M^{max} = 13{,}67$ KN.m

$M_{ua} = -0.3\ M_u^{max} = -0.3 \times 13{,}67 = -4.10$ KN.m

$M_{ut} = 0.85\ M_u^{max} = 0.85 \times 13{,}67 = 11.62$ KN.m

III.2.3.6. Diagramme des efforts interne à L'ELU :

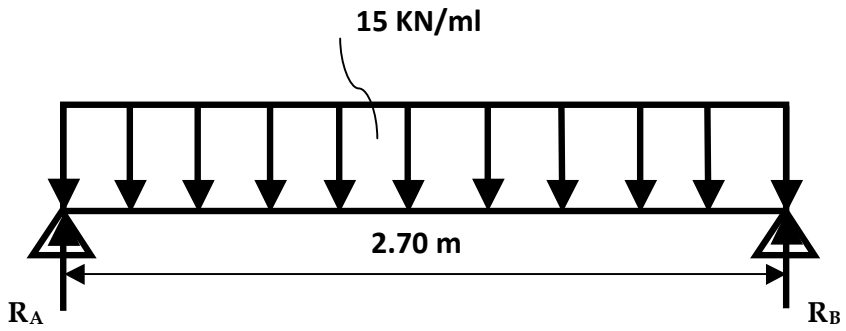


Diagramme des efforts tranchant :

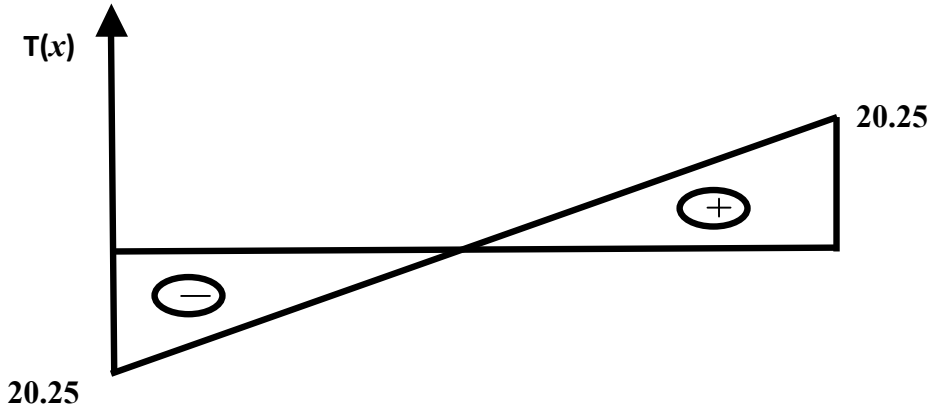


Diagramme des moments fléchissant :

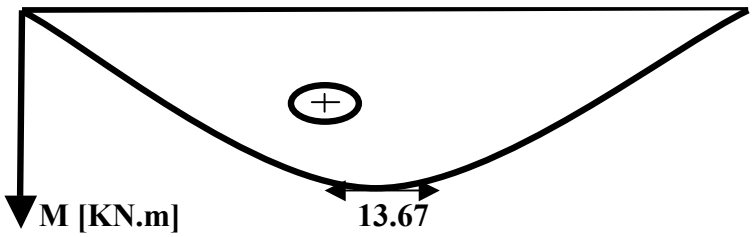


Diagramme corrigée des moments fléchissant :

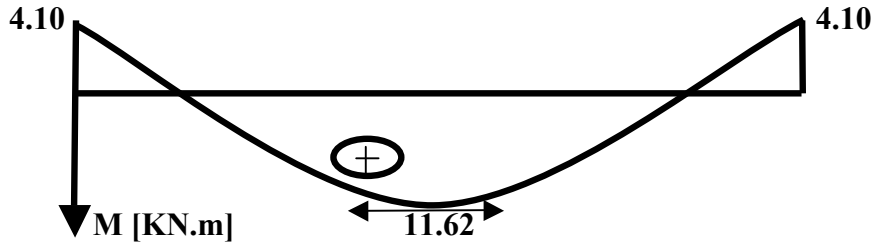


Fig. III.2.10 Diagramme des efforts interne à l'ELU

- **Paillasse 2:**

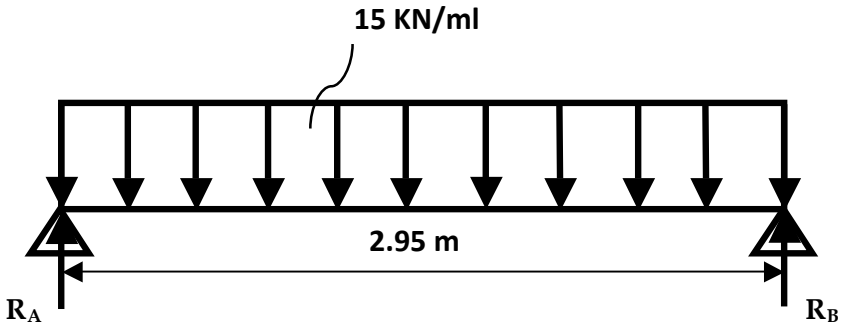


Fig. III.2.11. Schéma statique de calcul.

- **Réactions d'appuis :**

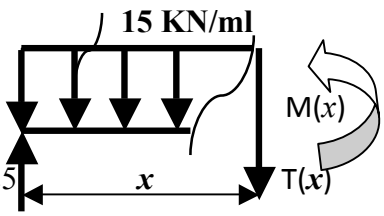
$$\sum F = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{15\ X\ 2.95}{2}$$

$$R_A = R_B = 22.125 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant et moments fléchissant :**
  - **Effort tranchant : $0 \leq x \leq 2{,}95$ m**

$$T(x) + 22.125 - 15\,x$$



$$T(x) = 15\,x - 22.125 \begin{cases} \text{pour } x = 0 & T(0) = -22{,}125 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2{,}95 & T(2{,}95) = 22{,}125 \text{ KN} \end{cases}$$

22.125

$$T(x) = 0 \qquad 15\,x - 22.125 = 0 \quad \Longrightarrow \quad x = 1{,}475 \text{ m}$$

  - **Le moment fléchissant :**

$M(x) - 22{,}125x - 15\,x\,\frac{x}{2} = 0$

$M(x) = -7{,}5x^2 + 22{,}125\,x$ $\begin{cases} \text{pour } x = 0 & M(\mathbf{0}) = 0 \\ \text{pour } x = 2{,}95 & M(\mathbf{2{,}95}) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(1{,}35) = -7{,}5\,(1{,}475)^2 + 22{,}125\,(1{,}475)$; $M^{max} = 16{,}32$ KN.m

$M_{ua} = -0.3\,M_u^{max} = -0.3 \times 16{,}32 = -4.9$ KN.m

$M_{ut} = 0.85\,M_u^{max} = 0.85 \times 16{,}32 = 13.87$ KN.m

III.2.3.7. Diagramme des efforts interne à L'ELU :

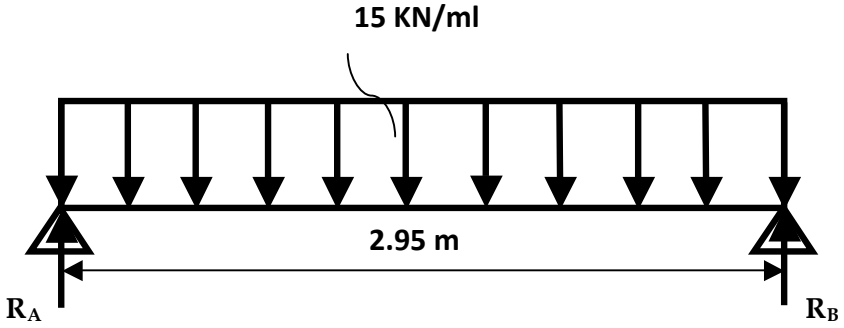


Diagramme des efforts tranchant :

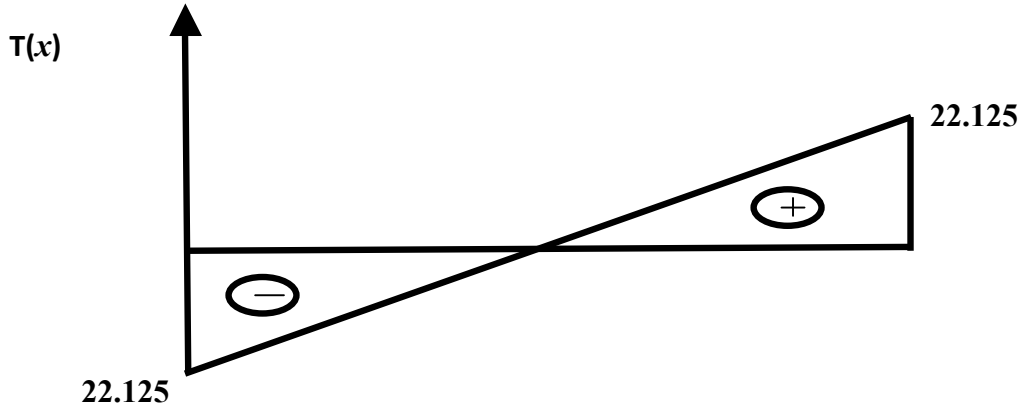


Diagramme des moments fléchissant :

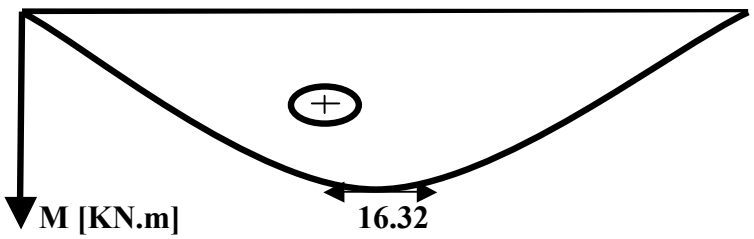


Diagramme corrigée des moments fléchissant :

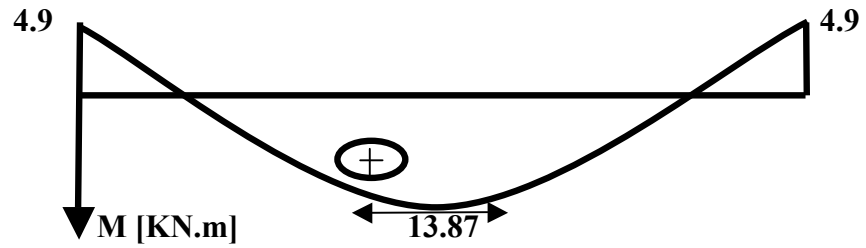
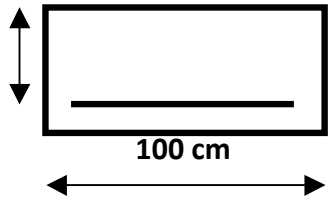


Fig. III.2.12. Diagramme des efforts interne à l'ELU

III.2.3.8. Ferraillage :

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

b= 100 cm; h= 20 cm; c = 3 cm d= 12 cm



- **Paillasse 1 et 3:**

❖ **Armatures longitudinales :**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.10 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.02 \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A^a{}_{st} = \frac{M^a}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{4.10 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a{}_{st}$ = 4HA10 = 3,14 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.62 \times 10^3}{100 \times 2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.056 \longrightarrow \beta = 0.971$$

$$A^t{}_{st} = \frac{M^t}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{11.62 \times 10^3}{0.971 \times 12 \times 348} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Soit : A^t_{st} = 4HA10 = 3,14 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

❖ **Armatures de répartitions :**

➢ **Aux appuis :**

$A_r = \frac{A^a_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785\ cm^2$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

➢ **Aux travées :**

$A_r = \frac{A^t_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\ cm^2$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

➢ **Paillasse 2 :**

❖ **Armatures longitudinales :**

➢ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.9 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$$

$$A^a_{st} = \frac{M^a}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{4.9 \times 10^3}{0.988 \times 12 \times 348} = 1.188\ cm^2$$

Soit : A^a_{st} = 4HA8 = 2,01 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

❖ **Armatures de répartitions :**

$A_r = \frac{A^t_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503\ cm^2$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

➢ **En travée :**

$$\mu = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.87 \times 10^3}{100 \times 2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.068 \longrightarrow \beta = 0.965$$

$$A^t{}_{st} = \frac{M^t}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{13.87 \times 10^3}{0.965 \times 12 \times 348} = 3.44\ cm^2$$

Soit : $A^t{}_{st}$ = 4HA12 = 4,52 cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

❖ **Armatures de répartitions :**

$A_r = \frac{A^t_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$

Soit : $A^t{}_{st}$ = 4HA10 = 3.14cm² Avec un espacement : St = 25 cm.

III.2.3.9. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton** (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié 99).

$$A_S \geq A_{min} = 0.23\, b_0\, d\, \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449\ cm^2$

➢ **Paillasse 1 et 3:**

- **Aux appuis :**

$A_a = 3.14\ cm^2 > A_{min} = 1.449 cm^2$ ⟶ **condition vérifiée.**

- **En travée :**

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449\ cm^2$

$A_t = 3.14\ cm^2 > A_{min} = 1.449\ cm^2$ ⟶ **condition vérifiée.**

➢ **Paillasse 2 :**

- **Aux appuis :**

$A_a = 2.01\ cm^2 > A_{min} = 1.449 cm^2$ ⟶ **condition vérifiée.**

- **En travée :**

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449\ cm^2$

$A_t = 4.52\ cm^2 > A_{min} = 1.449\ cm^2$ ⟶ **condition vérifiée.**

❖ **Vérification de l'effort tranchant** (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{20.25x\ 10^3}{100\ x\ 12} = 0.169\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0.2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\right\} MPa \Leftrightarrow \min\left\{0.2\ \frac{25}{1.5}\ ; 5\right\} MPa \Leftrightarrow \min\{3.33\ ; 5\} MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s\ x\ f_{t28}}$$

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9\ x\ d\ x \sum \mu_i}$; avec: μ_i le périmétre des barrees

➢ **Paillasse 1 et 3:**

μ_i = n x π x Ø = 10 x 3.14 x 4 = 125.6

$$\tau_{se} = \frac{20.25\ x\ 10^3}{0.9\ x\ 120\ x\ 125.6} = 1.49\ MPa$$

avec $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$\overline{\tau_{se}} = 1.5x2.1 = 3.15\ MPa$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

➢ **Paillasse 2 :**

μ_i = n x π x Ø = 8 x 3.14 x 4 = 100.48

$$\tau_{se} = \frac{22.125\ x\ 10^3}{0.9\ x\ 120\ x\ 100.48} = 2.038\ MPa$$

avec $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

Pas risque d'entrainement des barres.

❖ **Ancrage des barres aux appuis :**

$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\,\overline{\tau_{se}}}$ avec : $\overline{\tau_{se}} = 0.6\,(\Psi_s)^2 x\, f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84$ MPa

$L_S = \frac{1.2\ x\ 400}{4\ x\ 2.84} = 42.25$ cm

On prend : $L_S = 45$ cm

$L_a = 0.4\ L_S = 0.4 \times 45 = 18$cm ; **soit : $L_a = 18$ cm**

- **Espacement des barres :**
- ✓ **Armatures principales :**

$St = 25\ cm \leq \min(3h_t ; 33\ cm) = 33\ cm$ ⟶ **condition vérifiée.**

- ✓ **Armatures de répartition :**

$St = 25\ cm \leq \min(4h_t ; 45\ cm) = 45\ cm$ ⟶ **condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$T_u \leq 0.4 b\, a \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 0.9 \times 12 = 10.8$[cm].

$T_u = 31.22 \leq 0.4 \times 100 \times 10.8 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 720$ KN

$T_u = 22.125$ [KN] < 720 [KN] ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Influence sur les armatures inférieurs : (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$$A_S \geq (Tu + \frac{M_{app}}{0.9d})\frac{1.15}{fe} \Rightarrow 4.52 \geq \left(22.125 + 10^3 \times \frac{-4.9}{0.9 \times 0.12}\right) \times \frac{1.15}{400} = -130.37[\text{cm}^2]$$

$A_S = 3.14\ cm^2 \geq -130.37\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

III.2.3.10. Calcul des efforts internes à L'ELS :

Les mêmes étapes de calcul à L'ELU pour déterminer les efforts internes à L'ELS,

On aura :

- **Paillasse 1 et 3:**

10.837KN/ml

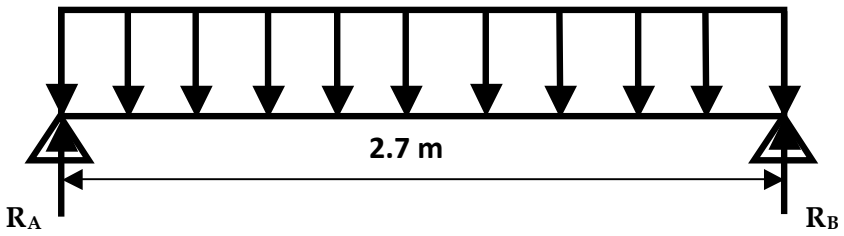


Fig. III.2.13 schéma statique de calcul.

- **Réactions d'appuis :**

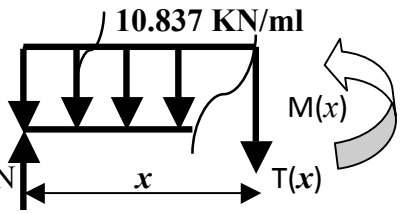
$$\sum F = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{10.837\ X\ 2.70}{2}$$

$$R_A = R_B = 14.63 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant et moments fléchissant :**
  - **Effort tranchant : $0 \leq x \leq 2{,}70$ m**

$$T(x) + 14.63 - 10.837\ x$$



$$T(x) = 10.837\ x - 14.63 \begin{cases} \text{pour } x = 0 & T(0) = -14{,}63 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 2{,}7 & T(2{,}7) = 14{,}63 \text{ KN} \end{cases}$$

$T(x) = 0 \quad 10.837\ x - 14.63 = 0 \Longrightarrow \quad x = 1{,}35$ m

  - **Le moment fléchissant :**

$$M(x) - 14{,}63x - 10.837\ x\ \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = -5{,}42x^2 + 14{,}63\ x \begin{cases} \text{pour } x = 0 & M(0) = 0 \\ \text{pour } x = 2{,}7 & M(2{,}7) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M(1{,}35) = -5{,}42\ (1{,}35)^2 + 14{,}63\ (1{,}35)$; $M^{max} = 9{,}87$ KN.m

$M_{ua} = -0.3\ M_u^{max} = -0.3 \text{ x } 9.87 = -2.96$ KN.m

$M_{ut} = 0.85\ M_u^{max} = 0.85 \text{ x } 9.87 = 8.39$ KN.m

III.2.3.11. Diagramme des efforts interne à L'ELS :

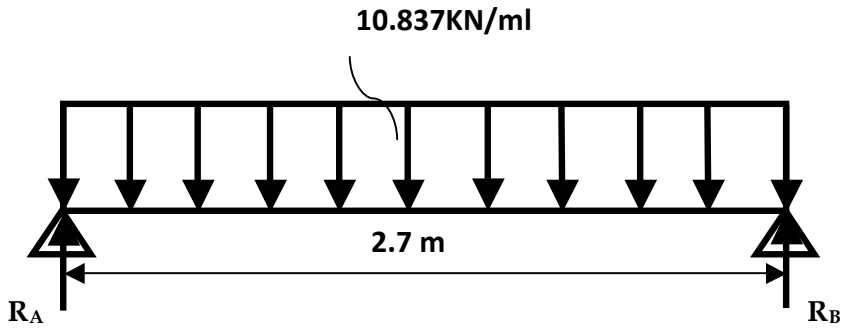


Diagramme des efforts tranchant :

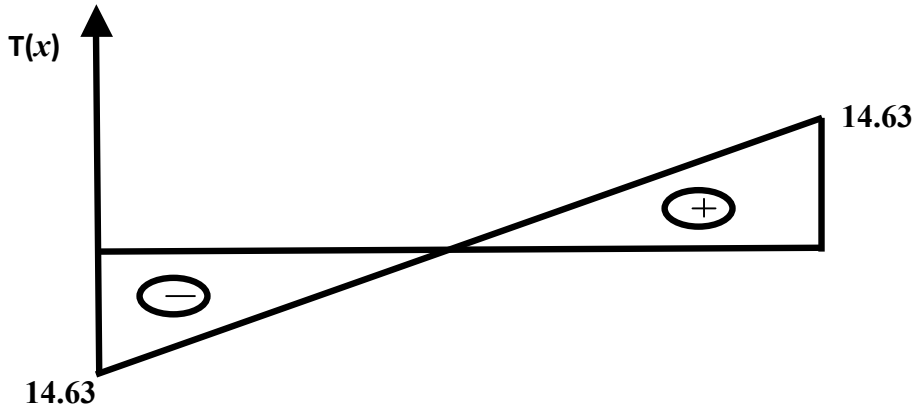


Diagramme des moments fléchissant :

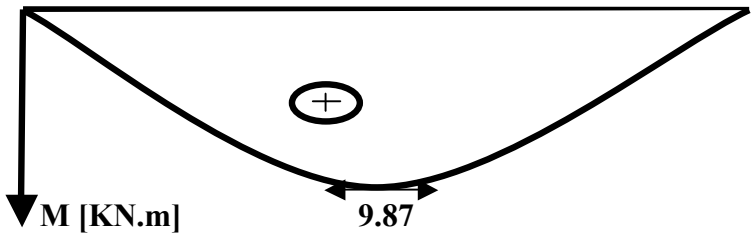


Diagramme corrigée des moments fléchissant :

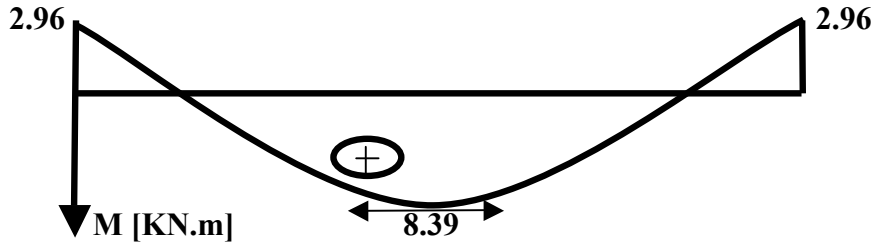


Fig. III.2.14 Diagramme des efforts interne à l'ELS.

- **Paillasse 2:**

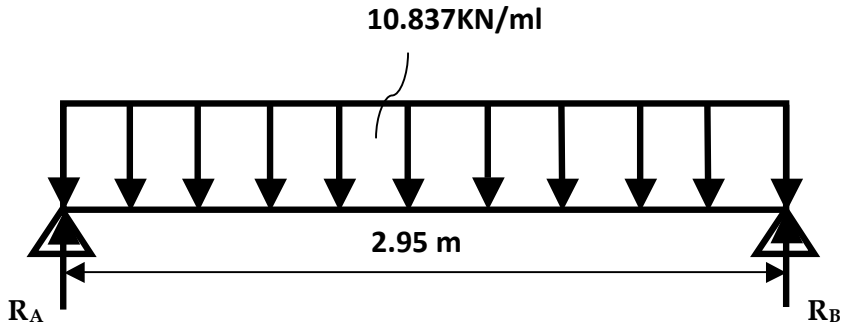


Fig. III.2.15. schéma statique de calcul.

- **Réactions d'appuis :**

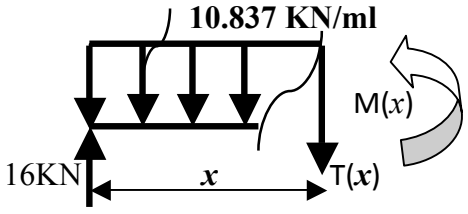
$$\sum F = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{10.837\ X\ 2.95}{2}$$

$$R_A = R_B = 16\ KN$$

- **Effort tranchant et moments fléchissant :**
  - **Effort tranchant : $0 \leq x \leq 2{,}95$ m**

$$T(x) + 16 - 10.837\ x$$



$$T(x) = 10.837\ x - 16 \begin{cases} \text{pour } x = 0 & T(0) = -16\ KN \\ \text{pour } x = 2{,}95 & T(2{,}95) = 16\ KN \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad 10.837\ x - 16 = 0 \Longrightarrow x = 1{,}48\ m$$

  - **Le moment fléchissant :**

$M(x) - 14{,}63x - 10.837\, x \frac{x}{2} = 0$

$M(x) = -5{,}42x^2 + 16\, x$ $\begin{cases} \text{pour } x = 0 & M(\mathbf{0}) = 0 \\ \text{pour } x = 2{,}95 & M(\mathbf{2{,}95}) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M(1{,}48) = -5{,}42\ (1{,}48)^2 + 16\ (1{,}48)$; $M^{max} = 11{,}81$ KN.m

$M_{ua} = -0.3\ M_u^{max} = -0.3 \text{ x } 11.81 = -3.54$ KN.m

$M_{ut} = 0.85\ M_u^{max} = 0.85 \text{ x } 11.81 = 10.04$ KN.m

III.2.3.12. Diagramme des efforts interne à L'ELS :

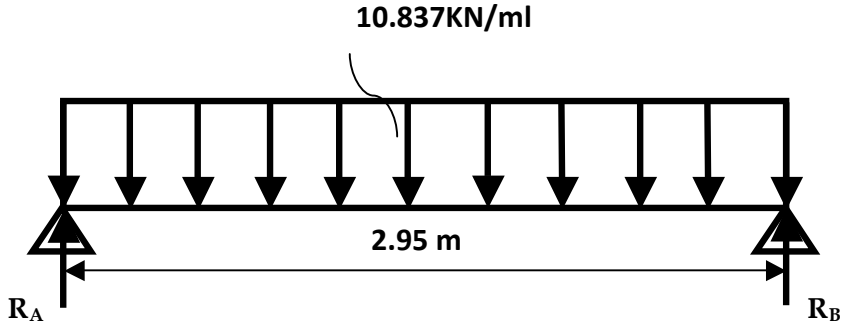


Diagramme des efforts tranchant :

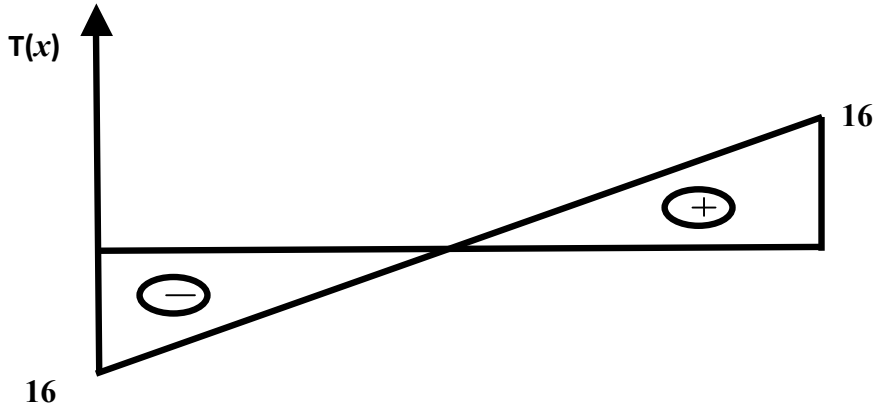


Diagramme des moments fléchissant :

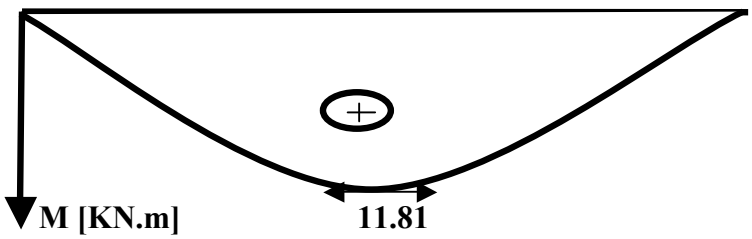


Diagramme corrigée des moments fléchissant :

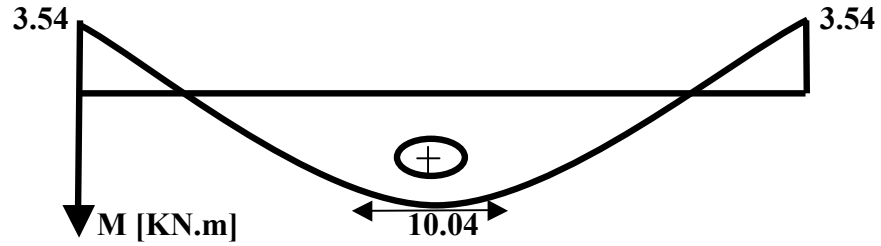


Fig. III.2.16. Diagramme des efforts interne à l'ELS

III.2.3.13. Vérification à l'ELS :

h = 17 cm ; L = 2.70cm ; A_{utr} = 4.52 cm ²

M_{str} = 8.39 KN.m ; fe = 400 MPa

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{270} = 0.062 \leq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.062 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11.15}{10 \times 13.122} = 0.084 \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_S L^2}{10 E_v I f_v} \leq \bar{f}$$ *(BAEL 91/ Art B.6.5.2)*

Avec : ***M_s :*** Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

Ev : Module de déformation longitudinal déférée.

$$Ev = 3700\sqrt[3]{fc_{28}} = 10818.86 \text{MPa}$$

If_v : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n = 15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

$\bar{f}$ ***:*** Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. ***(BAEL. Art.6.5.3)***

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0.54[cm]$$

❖ **Calcul du moment d'inertie I_0**

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$ Avec S_{xx} : Moment statique.

B_0 : Section homogène.

$$B_0 = b \times h + nA_{utr} = 100 \times 17 + 15 \times 5.65 = 1784.75[cm^2]$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12 = 15467[cm^2]$$

D'où:

$$V_1 = \frac{15467}{1784.75} = 8.67[cm]$$

$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.67 = 8.33$ [cm]

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15Autr(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100(8.67^3 + 8.33^3)}{3} + 15 \times 5.65 \times (8.33 - 3)^2 = 43398.45 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8.058 \times 10^6 \times 2700^2}{10818{,}86 \times 10^1 \times 43387.87 \times 10^4} = 1.25mm = 0.125cm$$

Donc : $f_v = 0.125[cm] < \bar{f} = 0.54[cm] \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.3. Calcul des balcons :

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Soumis à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur L = 1.40 m ;
- longueur l = 3.30 m ;
- un garde de corps de hauteur h =1m en brique pleine de 10 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferraillage se fera pour une bonde de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

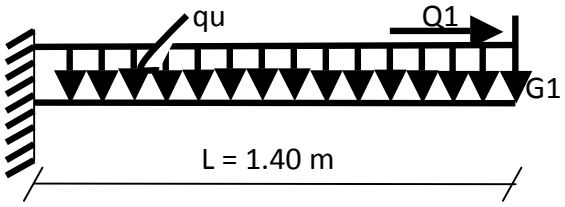


Fig III.3.1 :Schéma statique du balcon

G_1 : charge due à l'effort du pods du mur.

Q_1 : poussé due à la main suivante.

q_u : charge et surchrge du balcon.

III.3.1. Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$e \geq \frac{L}{10}$; avec L : largeur du balcon

$$e \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \qquad \text{on pend: } \mathbf{e = 15\ cm}$$

III.3.1.2. Détermination Des Sollicitations :

- **charges permanentes :**

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ^{3})	Epaisseur(m)	Poids(KN)
Revêtements en carrelage	20	0,02	0.40
Mortier de pose	20	0.03	0.60
Couche de sable	22	0.03	0.66
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		Poids total	**G=5.77**

Tableau III-3-1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

- **charge concentrée du garde corps :**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
		Poids total	**G1= 1,62**

Tableau III-3-2 :.Les charges concentrées revenant au balcon

- **surcharge d'exploitation:**

Q= 3.5 KN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharges du balcon) ;

- **Combinaisons de charges :**

❖ **à l'ELU :**

$$q_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$$

Dalle: $q_u = (1.35 \text{ x } 5.77 + 1.5 \text{ x} 3.5) = 13.04$ KN/ ml

Garde de corps: $p_u = 1.35 \text{ x } 1.62 = 2.187$ KN/ml

❖ **à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

Dalle: $q_s = (5.77 + 3.5) = 9.27$ KN/ ml

Garde de corps: $p_s = 1.62 = 1.62$ KN/ml

III.3.1.3. calcul des moments fléchissant :

➢ **A L'ELU :**

- **le moment provoqué par la charge q_u est :**

$$M_{qu} = \frac{-q_u}{2} l^2 = \frac{-13.04 \times 1.4^2}{2} = -12.78 KNm$$

- **le moment provoqué par la charge p_u est :**

$$M_{pu} = -p_u x l = 2.187 x 1.4 = -3.062 KNm$$

⇨ **le moment total est :** $M_u = M_{qu} + M_{pu} = -12.78 - 3.062 = -15.84 KNm$

➢ **A L'ELS :**

- **le moment provoqué par la charge q_s est :**

$$M_{qs} = \frac{-q_s}{2} l^2 = \frac{-9.27 \times 1.4^2}{2} = -9.085 KNm$$

- **le moment provoqué par la charge p_s est :**

$$M_{ps} = -p_s x l = -1.62 x 1.4 = -2.268 KNm$$

⇨ **le moment total est :** $M_s = M_{qs} + M_{ps} = -9.085 - 2.268 = -11.35 KNm$

III.3.1.4. FERRAILLAGE :

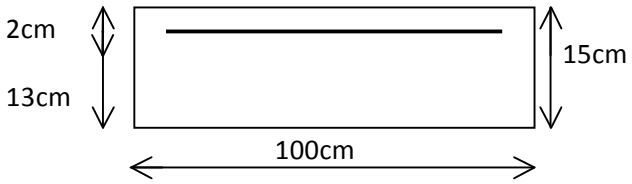
- **armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.84x\,10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2} = 0.066 < \mu_I = 0.392$$

$\Rightarrow$ ***la section est simplement armée*** **(SSA)**

$\mu = 0.066 \Rightarrow \beta = 0.966$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \text{ d x} \sigma_{st}} = \frac{15.84 \text{ x} 10^3}{0.966 \text{ x } 13x \text{ } 348} = 3.62 \text{ cm}^2$$



Soit : **4HA12 = 4.52 cm²** avec : **St = 25cm**

- **armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec : **S_t = 25cm**

III.3.1.5. Vérification à l'ELU :

❖ **vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 cm^2$$

$A_{min} = 1.57\,cm^2 < A_{adoptée} = 4.52\,cm^2$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de l'entrainement des barres (Art6.13/BAEL 91) :**

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s ft_{28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3.15\,MPa$$
$$\Sigma u_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072cm$$

➢ **Calcul de l'effort tranchant :**

$V_u = q_u l + p_u = 13.04 \times 1.40 + 2,187 = 20.44KN.$

D'où ;

$$\tau_{se} = \frac{20.44 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.16MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa$$

⇨ **Condition vérifiée.**

❖ **vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

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

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec : $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\} = 2.5$ MPa (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{20.44.10^3}{1000 \times 130} = 0.16MPa < \bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$$

⇨ **Condition vérifié.**

Pas de risque de cisaillement ⇨ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales : S_t = 20 cm < min (3h ; 33cm) = 33 cm.

⇨ **Condition vérifié.**

Armatures secondaires: St = 25 cm < min (4h ; 45cm) = 45 cm.

⇨ **Condition vérifié.**

➢ **Encrage des barres aux appuis :**

$t_{se} = 0.6\ \psi^2 f_{t28}$ = 2.835 MPa

$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.2*400}{4*2.835}$ = 42.33 cm on prend l_s = 45 cm

Donc on prévoit des crochets

Pour des raisons pratiques, on opte pour un crochet normal.
La longueur de recouvrement d'après le **BAEL91/Art. A.6.1.253** est fixée pour les aciers HA :
$l_r = 0.4\ l_s = 0.4x40 = 18$ cm

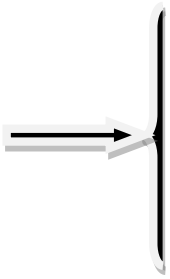
III.3.1.6. Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :



-La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire b =100 cm ; e =15cm, armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{15.84}{11.35} = 1.39$$

$$\mu = 0.066 \Rightarrow \alpha = 0.0854 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right\} = \min\{266,66.201,63\} = 201,63MPa$$

σ_{st}=Ms /□1.d.As

Valeur de β_1 :

On a $\rho=\frac{100.A_S}{b.d}$ => $\rho=\frac{100\times4.52}{100\times13}$ = 0.348 => β_1= 0,908

Alors :

$\sigma_{st}=\frac{11.35*10^6}{0,908.130.4.52.10^2}$ = 212.73 MPa.

$\sigma_{st}<\overline{\sigma_{st}}$ => La section est non vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

III.3.1.7. Calcul des armatures à l'ELS :

- **armatures principales :**

La section des armatures tendues est donnée par :

$$A_s=\frac{M_s}{\beta_1\, d\, \sigma_{st}}$$

β_1 est tiré du tableau 7 (annexes) BAEL 83 qui est fonction de μ_1

on a σ_{st} = 201.63 MPa (la fissuration est préjudiciable)

$$\mu_1=\frac{M_s}{bd^2\,\overline{\sigma_{st}}}=\frac{11.35x\,10^3}{100\ x\ 13^2\ x\ 201.63\ x\ 10^2}=0.0033$$

$$\mu_1=0.0033\Longrightarrow\beta_1=0.906$$

$$A_s=\frac{M_s}{\beta_1\, d\,\overline{\sigma_{st}}}=\frac{11.35\ x10^5}{0.906\ x\ 13x\ 201.63\ x\ 10^2}=4.78\ cm^2$$

Soit : **6HA12= 6.78 cm²** avec : **St =17 cm**

- **armatures de répartition :**

$$A_r=\frac{A_s}{4}=\frac{6.78}{4}=1.19\ cm^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec : **S_t = 25 cm**

❖ **Vérification de la flèche :**

Afin de s'abstenir du calcul de la flèche, il suffit de vérifier les conditions suivantes :

1) $\frac{h}{l}\geq\frac{1}{16}$ =>$\frac{15}{100}=0,15>0,0625$..... **condition vérifié.**

2) $\frac{h}{L}\geq\frac{Ms}{10M_0}$ =>$\frac{15}{100}=0,15>\frac{11.35}{10\times11.35}=0,1$ ..... .**condition vérifié.**

3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} => \frac{6.78}{100\times13} = 0,0052 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$.....**condition vérifié.**

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

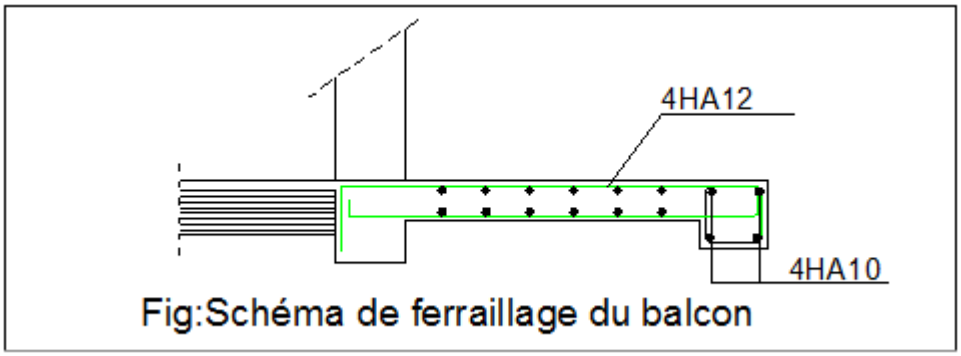


Figure III-3-2 : Ferraillage du balcon reposant sur deux appuis

III-3- 2-Etude de la poutre de chainage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur

III-3- 2-1-Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

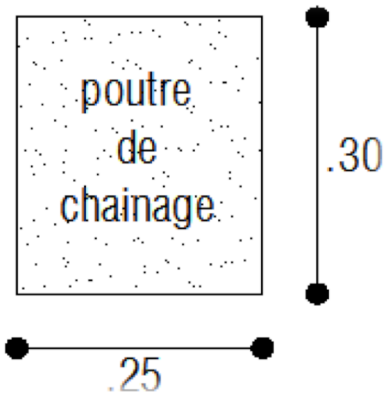
$La\ hauteur: \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$La\ largeur: 0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L : la longueur libre dans le sens considéré

$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Longrightarrow 22.00 \leq h \leq 33.00 \Longrightarrow$ on opte pour une hauteur de $h = 30$ cm

$0.4\ x30 \leq b \leq 0.7\ x30 \Longrightarrow 12 \leq b \leq 21 \Longrightarrow$ on opte pour une largeur de $b = 25$ cm



III-3- 2-2-Détermination Des Sollicitations :

- **Charges permanentes :**

- poids propre de la poutre : 0.25 x 0.30 x 25 = 1.875 KN/ml
- poids du mur (double cloison) :(3.30 - 0.3) 2.36 = 7.08 KN/ml
- poids du plancher : 5.56 x 0.65/2 = 1.807 KN/ml

G_t = 10.76 KN/ml

- **Surcharge d'exploitation:**

Q= 3.5 x 0.65/2 = **1.14 KN/ml**

- **Combinaisons de charges :**

❖ **à l'ELU :**

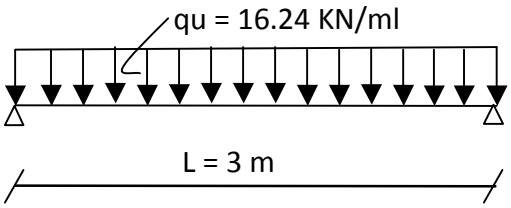
$$q_u = 1.35\,G + 1.5\,Q \implies q_u = 16.24\ KN/ml$$

❖ **à l'ELS :**

$$q_s = G + Q \implies q_s = 11.9\ KN/ml$$

III-3-2-3-calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée



- **calcul des moments :**

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastrés ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

- **en travées :** $M_t = 0.85x\frac{16.24x3^2}{8} = 15.53KNm$
- **aux appuis :** $M_a = 0.3x\frac{16.24x3^2}{8} = 4.48KNm$

- **les réactions d'appuis :** $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = 16.24x\frac{3}{2} = 24.36$ KN

III-3-2-4-ferraillage :

- **en travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.53x\,10^5}{25x28^2x\,14.2x10^2} = 0.0558 < \mu_l = 0392.$$

$\implies$ la section est simplement armée

$\mu = 0.0558 \implies \beta = 0.971$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta\, d\, x\sigma_{st}} = \frac{15.53x10^5}{0.971\ x\ 28x\ 348x10^2} = 1.64\ cm^2$$

Soit **: 3HA12= 3.39 cm²**

- **aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.48x\ 10^5}{25x\ 28^2\ x\ 14.2x10^2} = 0.02 < \mu_I = 0.392$$

$\Longrightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0.02 \Longrightarrow \beta = 0.990$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{5.48x10^5}{0.990\ x\ 28x\ 348x10^2} = 0.57\ cm^2$$

Soit : **3HA10** = **2.35 cm²**

III-3-2-5-vérification à l'ELU :

❖ **vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{fe} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.84cm^2$$

$$A_{min} = 0.84\,cm^2 < A_t = 3.39\,cm^2$$
$$A_{min} = 0.84cm^2 \prec A_a = 2.35cm^2$$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la condition de l'adhérence des barres:**

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s ft_{28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3.15\,MPa \\ \Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30cm^2 \end{cases}$$

➢ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$\tau_{se} = \frac{39.46 \times 10}{0.9 \times 27 \times 11.30} = 1.44MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa$$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\} = 2.5\ MPa$ (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{24.36.10}{25 \times 28} = 0.348 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifié.**

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Dans le béton :** *(BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)*

$$\frac{2\,T_u}{b\ x\ 0.9d} \leq 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u = 24.36 \leq 0.4\text{b x } 0.9\text{d x}\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420\ \text{KN}$$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifié.**

- **Sur les aciers :** *(BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)*

$$A_a = 3.39\ cm^2 \geq \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400}\left(24.36 + \frac{-5.48}{0.9\ \text{x}0.28}\right) \leq 0$$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifié.**

Donc l'effort tranchant Vu n'a pas d'influence sur les armatures.

- **calcul des armatures transversales :**

Le diamètre :

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 1.2\right\} = \min\{0.857 ; 2.5; 1.2\} \Rightarrow \textbf{soit } \emptyset_t = \boldsymbol{8mm}$$

$A_t = 2\phi 8 = 1.00\ cm^2$

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40cm\} = \min\{25.2 ; 40\ cm\} \Rightarrow \textbf{soit } \boldsymbol{S_t = 20cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t\, f_e}{b\, S_t} > 0.4\, MPa \Longrightarrow \frac{1\ x\ 400}{25\ x20} = 0.8\ \text{MPa} > 0.4\, MPa$$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifié.**

- **Espacement des barres :** d'après le RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier :

- **sur appuis :**

$$e \leq \min\left\{\frac{\text{h}}{4}\ ; 12\phi\right\} = \min\{7.5\ ; 12\} \qquad \Longrightarrow \textbf{soit}\ \ \boldsymbol{e = St = 7cm}$$

- **en travées :**

$$e \leq \frac{\text{h}}{2} = \frac{30}{2} \qquad \Longrightarrow \ \ \textbf{soit}\ \ \ \boldsymbol{e = St = 15cm}$$

III-3-2-6-vérification à l'ELS :

$$\boldsymbol{q_s = \text{G} + \text{Q} \Longrightarrow q_s = 11.9}\ \text{KN/ml}$$

- **calcul des moments :**

$$M_0 = \text{q}_\text{s}\frac{\text{l}^2}{8} = 15.67\ \frac{3.7^2}{8} = 26.82\ \text{KN/ml}$$

En tenant compte du semi encastrement :

M_a = 0.3 x 26.82 = 8.05 KN.m

M_t = 0.85 x 26.82 = 22.80 KN.m

- **Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{\text{q}_\text{s}\text{l}}{2} = 15.67\frac{3.7}{2} = 29.00\ \text{KN}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_\text{s}}{\text{K}_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_\text{s} = \frac{\text{M}_\text{s}}{\beta\text{d}\ \text{A}_\text{st}}$$

$$\rho = \frac{100\ \text{A}_\text{st}}{\text{bd}}$$

- **sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \text{ x } 3.39}{25 \text{ x} 27} = 0.502 \Longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.893 \\ K_1 = 31.95 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{8.05 \text{ x } 10^6}{0.893 \text{ x } 270 \text{ x } 3.39 \text{ x } 10^2} = 98.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{98.50}{31.95} = 3.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.08 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **en travées :**

$$\rho = \frac{100 \text{ x } 4.62}{25 \text{ x} 27} = 0.70 \Longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.878 \\ K_1 = 25.98 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{22.80 \text{ x } 10^6}{0.878 \text{ x } 270 \text{ x } 4.62 \text{ x } 10^2} = 208.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{208.18}{25.98} = 8.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.01 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right\} = \min\{266,66.201,63\} = 201,63MPa$$

σ_{st}=98.50 MPa

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ => La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

❖ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

4) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ => $\frac{30}{370} = 0{,}08 > 0{,}0625$…….. **condition vérifiée**.

5) $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10M0}$ => $\frac{30}{370} = 0{,}08 > \frac{22.80}{10\times26.82} = 0{,}08$ …… .**condition vérifiée.**

6) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$ => $\frac{4.62}{27.25} = 0{,}0068 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$……..**condition vérifiée.**

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

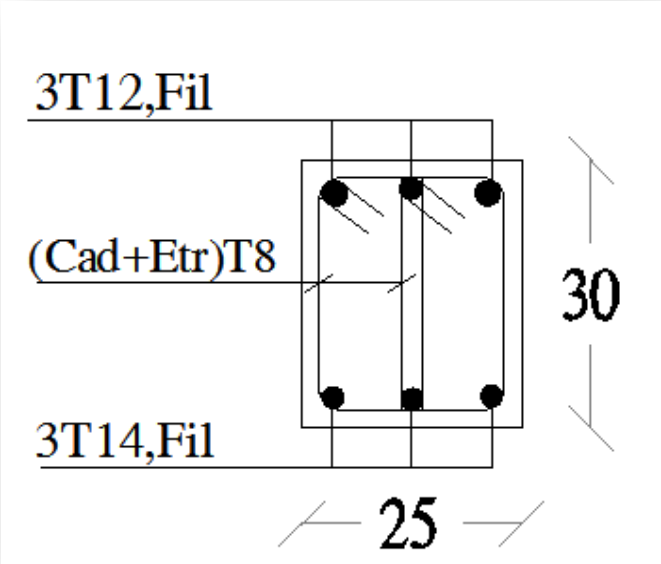


Figure III-3-3 : Ferraillage de la poutre de chainage.

III.4. INTRODUCTION :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur en béton armée avec une dalle de dimension (1,80 x 2,25) m^2 appuyé sur ces 4 cotés.

En plus de son poids propre la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 90 KN, répartie sur une surface de (0,80 x 0,80) m^2 transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide de la table de PIGEAUD, qui donne des coefficients permettant de calculer les moments engendrée par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Le moment de la flexion de panneau de dalle dans les deux sens sont données par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.4.1. Dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle pleine :**

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur de la dalle pleine.

h_t : doit être au moins égale à 12 cm (RPA 99 version 2003).

Soit : **h_t = 15 cm**

III.4.2. Calcul des sollicitations :

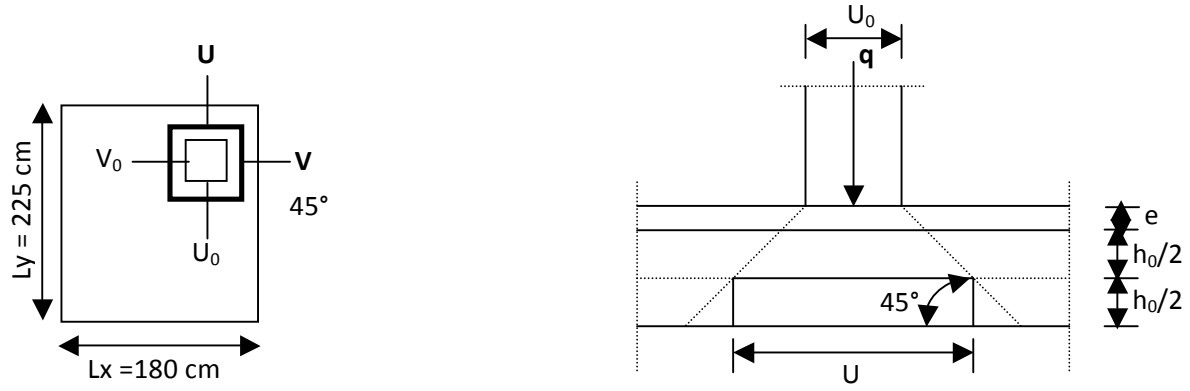


Figure III.4.1. Diffusion de charge dans le feuillet moyen.

L_X = 1.80 m

L_y= 2.25 m

U_0 = 0.80 m

V_0 = 0.80 m

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.25} = 0.8$ ⟶ **La dalle travaille dans les deux sens.**

$0.4 \leq \rho = 0.8 \leq 1$

(U_0 x V_0): surface de contacte.

(U x V): surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

h_0 : hauteur de la dalle.

e : épaisseur de revêtement.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) \\ V = V_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) \end{cases} \longrightarrow \text{Revêtement en béton } (\xi = 1) \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}. \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}. \end{cases}$$

III.4.3. Détermination des sollicitations :

- **A l'ELU :**

Poids de la dalle : G = 25 x 0,15 + 0,05 x 22 = **4,85 KN/ml.**

Surcharge d'exploitation : Q = 1,0 KN/ml.

P_u =1,35.P =1,35 x 90 =121,5 KN (charge concentrée due au système de levage).

q_u = 1,35 G+1,5 Q = 1,35 x 4,85 + 1,5 x 1 = 8,047 **KN/ml.**

- **A l'ELS :**

P_s = P = 90 KN
q_s = G + Q = 4,85+1 = 5,85 **KN/ml.**

III.4.4. Calcul des moments :

❖ **Etat limite ultime (ELU) : ν = 0**

➢ **Moments dus au système de levage :**

$M_{x1} = P_u (M_1 + \upsilon . M_2)$
$M_{y1} = P_u (M_2 + \upsilon . M_1)$

M_{x1}, M_{y1} coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_X et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

U, V : Côté du rectangle sur lequel la charge « p » s'applique, compte tenus de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés aux niveaux du feuillet moyen de la dalle.

ν = 0,0 à L'ELU. Avec **ν :** coefficient de poisson.

ν = 0,2 à L'ELS. **P_u :** intensité de la charge concentrée.

q: charge uniformément répartie sur toute la dalle.

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{180} = 0.583 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{225} = 0.467 \end{cases} \Longrightarrow \textit{aprés interpolation}: \begin{cases} M_{1=}\, 0.095 \\ M_{2=} 0.067 \end{cases}$$

M_{x1} = 121,5 x 0,095 = **11.54 KN.m**

M_{y1} = 121,5 x 0,067 = 8,140 KN.m

➢ **Moments dus au poids propre :**

$M_x = \mu_x . q_u . (L_x)^2$ ⟶ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y . M_x$ ⟶ Moment suivant la petite portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en rapports de ρ_X et du coefficient de poisson ν

ρ = 0,8 ⟶ μ_x = 0,0565

ν = 0 μ_y = 0,595

$M_{x_2} = 0.0565 \text{ x } 8.047(1.80)^2 = 1.47$ KN.m

$M_{y_2} = 0.595 \text{ x } 1.47 = 0.87$ KN.m

➢ **Superposition des moments:**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.54 + 1.47 = 13.01$ KN. m
$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.14 + 0.87 = 9.01$KN. m

➢ **Correction des moments :**

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} M^t{}_x = 0.85M_x = 0.85 \text{ x } 13.01 = \mathbf{11.06\ KN.m} \\ M^t{}_y = 0.85M_y = 0.85 \text{ x } 9.01 = \mathbf{7.66\ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis:**

$$M^a_x = M^a_y = 0.3\ M_x = 0.3 \text{ x } 13.01 = 3.903 \text{ KN. m}$$

III.4.5. Ferraillage :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1 m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondante constitueront le lit inferieur.

❖ **Sens x-x :**

➢ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^a{}_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.903 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2} = 0.016 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$\mu = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$

$$A^a{}_{st} = \frac{M^a{}_x}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{3.903 \text{ x} 10^3}{0.992 \text{ x } 13 \text{x } 348} = 0.869 \text{ cm}^2$$

Soit : $\boldsymbol{A^a{}_{st}}$ **= 4HA10 = 3,14 cm²** Avec un espacement **: St = 25 cm.**

➢ **En travée :**

$$\mu = \frac{M^t{}_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.06 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2} = 0.046 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$\mu = 0.046 \longrightarrow \beta = 0.976$

$$A^t{}_{st} = \frac{M^a{}_x}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{11.06 \times 10^3}{0.976 \times 13 \times 348} = 2.50\ cm^2$$

Soit : $A^t{}_{st}$ = **5HA10 = 3,93 cm²** Avec un espacement : **St = 20 cm.**

❖ **Sens y-y:**

➢ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^a{}_y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.903 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0165 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.0165 \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$A^a{}_{st} = \frac{M^a{}_y}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{3.903 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.869 cm^2$$

Soit : $A^a{}_{st}$ = **4HA10 = 3,14 cm²** Avec un espacement : **St = 25 cm.**

➢ **En travée :**

$$\mu = \frac{M^t{}_y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.66 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.032 \longrightarrow \beta = 0.984$$

$$A^t{}_{st} = \frac{M^a{}_y}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{7.66 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.72 cm^2$$

Soit : $A^t{}_{st}$ = **4HA10 = 3,14 cm²** Avec un espacement : **St = 25 cm.**

- **Résumé des résultats :**

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A adopté (cm^2/ml)	Espacement (cm)
En travée	X-X	11.26	0.046	0.976	2.55	5HA10 =3.93	20
	Y-Y	7.66	0.032	0.984	1.72	4HA10=3.14	25
Aux appuis	X-X	3.975	0.016	0.992	0.869	4HA10=3.14	25
	Y-Y	3.975	0.011	0.992	0.869	4HA10=3.14	25

Tableau III.4.1. Tableau récapitulatif

La dalle est soumises à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongés aux appuis, et ancrée au-delà du contour théorique de la dalle.

III.4.6. Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (*BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4):*

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminés à partir d'un pourcentage de référence ω_0 qui dépend de la nuance d'aciers, de leur diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas : $\omega_0 = 0.8$ ‰

- **Sens x-x :**

$$A_x^{min} = \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b.h = 0.8.10^{-3}\left(\frac{3-0.8}{2}\right)100.15 = 1.32\ cm^2$$

$$\left.\begin{array}{l} A_x^{min} = 1.32\ cm^2 \\ A_x^a = 3.14 cm^2 \\ A_x^t = 3.93 cm^2 \end{array}\right\} \Longrightarrow A_x > A_x^{min} \quad \Longrightarrow \quad \textbf{condition vérifiée.}$$

- **Suivant (y-y) :**

$$A_y^{min} = \omega_0\ b.h = 0.8.10^{-3}100.15 = 1.2 cm^2$$

$$\left.\begin{array}{l} A_y^{min} = 1.2\ cm^2 \\ A_y^a = 3.14 cm^2 \\ A_y^t = 3.14 cm^2 \end{array}\right\} \Longrightarrow A_y > A_y^{min} \Longrightarrow \quad \textbf{condition vérifiée}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

❖ Contrainte de cisaillement : (*BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2)*

Effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (04) côtés est donnée par les formules suivantes :

- **Au milieu de L_Y :**

$$V_u = \frac{P_U}{2L_y + L_X} = \frac{121,5}{2\ X\ 2.25 + 1.80} = 19.29\ KN$$

- **Au milieu de L_X :**

$$V_u = \frac{P_U}{3L_y} = \frac{121,5}{3\ X\ 2.25} = 18\ KN$$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{19.29 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.161$ MPa

$\overline{\tau_u} = = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16$ MPa

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Poinçonnement :** ***(BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.42)***

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$\mathbf{P_u \leq P_C = 0.0445 \times h \times \mu c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

µc : périmètre du contour
µc = 2(U + V) = 2(180 + 225) = 810 cm.

$P_u = 121.5 \leq P_C = 0.0445 \times 810 \times 15 \times 10^3 \times \frac{25}{1.5} = 911.25$ KN

$\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Diamètre maximal des armatures : (*BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)*** :

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{max} = 10 \text{ mm} \leq \emptyset = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

- **Rapport minimale des aciers en travées :**

$A_y \geq \frac{A_X}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31$ cm^2

$A_y = 1.14 \geq 1.31$ cm^2 $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

- **Espacement des armatures : (*BAEL91 modifié 99/* Art A.8.2.42)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
- Direction la plus sollicitée : min ($2h_t$, 25cm)
- Direction perpendiculaire : min ($3h_t$, 33cm)

- **Sens x-x:**

Armatures supérieures : St = 25 cm ≤ min ($2h_t$,25cm)= min (30 ,25cm)
Armatures inférieures : St = 25 cm ≤ min ($2h_t$,25cm)= min (30 ,25cm)

- **Sens y-y:**

Armatures supérieures : St = 25 cm ≤ min ($2h_t$,25cm)= min (45 ,25cm)
Armatures inférieures : St = 25 cm ≤ min ($2h_t$,25cm)= min (45 ,25cm

❖ **Etat limite de service (ELS) : ν = 0,2**

➢ **Moments dus au système de levage :**

$M_{x1} = P_s\,(M_1 + \upsilon . M_2)$
$M_{y1} = P_s\,(M_2 + \upsilon . M_1)$

Avec : **ν = 0,2** et **P_s = 90 KN** $\begin{cases} M_{1=}\ 0.095 \\ M_{2=} 0.067 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 90 \text{ x } (0{,}095 + 0{,}2 \text{ x } 0.067) \\ M_{y1} = 90 \text{ x } (0.067 + 0.2 \text{ x } 0.095) \end{cases} \qquad \begin{cases} M_{x1} = 9.756 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➢ **Moments dus au poids propre :**

$$M_x = \mu_x . q_s . (L_x)^2 \qquad \begin{cases} \mu_x = 0{,}0632 \\ \mu_y = 0{,}710 \end{cases}$$
$$M_y = \mu_y . M_x$$

$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85$ KN/ml.

$M_{x_2} = 0.0632 \text{ x } 5.85(1.80)^2 = 1.19$ KN.m

$M_{y_2} = 0.710 \text{ x } 1.19 = 0.85$ KN.m

➢ **Superposition des moments:**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.756 + 1.19 = 10.946$ KN. m
$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.74 + 0.85 = 8.59$KN. m

➢ **Correction des moments :**

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} M^t{}_x = 0.85 M_x = 0.85 \text{ x } 10.946 = 9.304 \text{ KN. m} \\ M^t{}_y = 0.85 M_y = 0.85 \text{ x } 8.59 = 7.301 \text{ KN. m} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis:**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3\ M_x = 0.3 \text{ x } 10.946 = 3.284 \text{ KN. m}$$

- **Résumé des résultats :**

zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A adopté (cm^2)
En travée	X-X	9.46	0.04	0.980	2.13	5HA10= 3.93
	Y-Y	7.33	0.030	0.985	1.64	3HA10= 2.35
Aux appuis	X-X	3.34	0.014	0.993	0.75	4HA10= 3.14
	Y-Y	3.34	0.014	0.993	0.75	4HA10= 3.14

Tableau III.4.2. Tableau récapitulatif

III.4.7. Vérification des contraintes dans le béton (ELS) :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- la section est rectangulaire ;
- la nuance des aciers est de feE400
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **Sens (x-x) :**

❖ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.06}{9.304} = 1.19$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35$$

$$\mu = \frac{M_s^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.304 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2} = 0.04 \longrightarrow \alpha = 0.0510$$

$\alpha = 0.0510 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.35$ ⟶ **condition vérifiée.**

❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_s^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.284 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2} = 0.014 \longrightarrow \alpha = 0.0176$$

$\alpha = 0.0176 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.35$ ⟶ **condition vérifiée.**

- **Sens (y-y) :**

❖ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.66}{7.301} = 1.05$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.275$$

$$\mu = \frac{M_s^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.301 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2} = 0.0305 \longrightarrow \alpha = 0.0381$$

$\alpha = 0.0305 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.275$ ⟶ **condition vérifiée**.

❖ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.903}{3.284} = 1.19$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

$$\mu = \frac{M_s^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.284 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2} = 0.014 \longrightarrow \alpha = 0.0176$$

$\alpha = 0.0176 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.345$ ⟶ **condition vérifiée**.

III.4.8. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_X} \geq \frac{M_X^t}{20 M_X} \text{ et } \frac{A_X}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$\frac{15}{1.80} = 0.833 \geq \frac{11.06}{20\ X\ 11.06} = 0.05$ ⟶ **condition vérifiée**.

$\frac{3.93}{100 \text{ x } 13} = 0.003 \geq \frac{2}{400} = 0.005$ ⟶ **condition vérifiée**

Les conditions sont vérifiées donc on se dispose de calcul de la flèche.

III.5. calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destinée à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un encrant évitant toute chute, il permet un bon façonnage de l'étanchéité.

Le calcul des armatures se fera à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « **N** » et d'une poussée latérale « **Q** » due à la main courante provoquant un moment de renversement « **Mr** »**.**

L'acrotère est exposée aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciable.

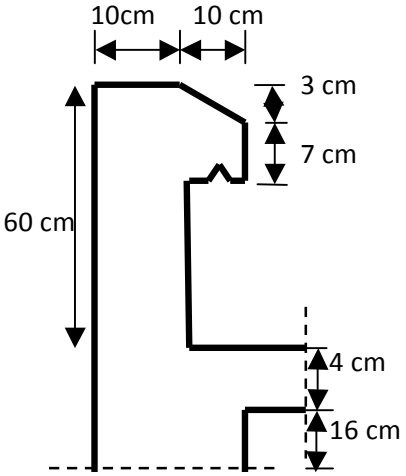


Fig III.32: coupe transversal se l'acrotére.

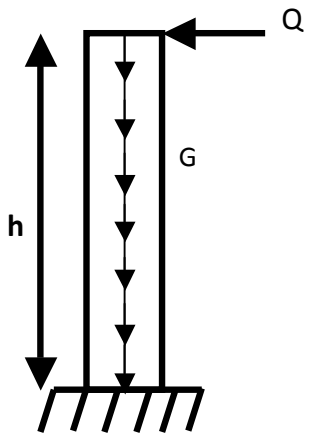


Fig III.33 schéma statique de l'acrotére.

III.5.1 Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : G = ρ x S x 1 ml.

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversal de l'acrotère.

G = 25 [0.6 x 0.1 + 0.1 x 0.07 + $\frac{0.03 \text{ x } 0.1}{2}$] = 1.71 KN/m.

- Surcharge dû à la poussée latérale Q : Q = 1 KN/m.
- Effort tranchant dû à la poussée latérale T: T = Q x 1 ml = 1 KN.
- Effort normal dû au poids propre G : N_G = G x 1 = 1.71 KN.
- Effort normal dû à la surcharge Q : N_Q = 0
- Moment de renversement dû à G : M_G = 0
- Moment de renversement dû à Q : M_Q = Q X h = 1 x 0.6 = 0.6 KN.ml.

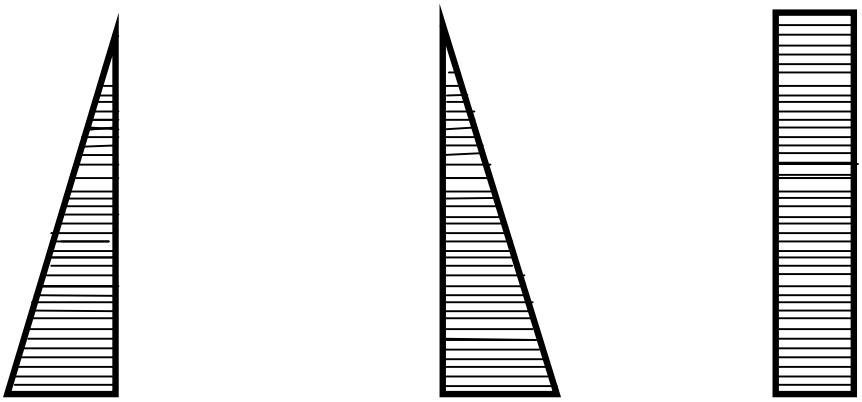


Figure III.34 : Diagramme des efforts

III.5.2 Combinaison des charges :

- **A L'ELU :**

  La combinaison de charge est : **1.35 G + 1.5 Q**

  Effort normal de compression :

  $N_U = 1.35\ N_G + 1.5\ N_Q = 1.35 \times 1.71 = 2.31$ KN.

  Moment de renversement :

  $M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9$ KN.m.

- **A L'ELS :**

  La combinaison de charge est : **G + Q**

  Effort normal de compression :

  $N_S = N_G + N_Q = 1.71$ KN.

  Moment de renversement :

  $M_S = M_G + M_Q = 0.6$ KN.m

III.5.3 Ferraillage:

Le calcul se fera à L'ELU et la vérification à L'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « **N** » et un moment de flexion « **M** ».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée. Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « $\mathbf{M_f}$ » afin de déterminer les armatures fictives « $\mathbf{A_f}$ » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « **A** ».

h = 10 cm; b = 100 cm ; d = 8 cm ; c = 2 cm

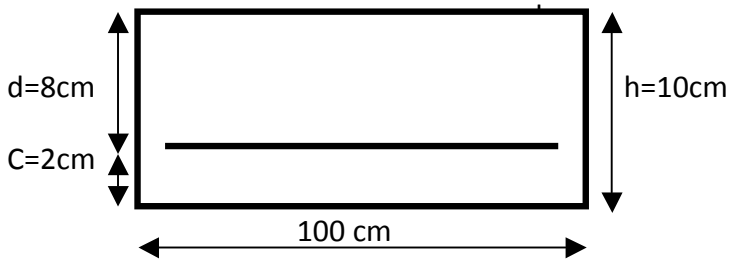


Figure III.35 section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III.5.3.1 Calcul de l'excentricité :

$e_u = \frac{Mu}{Nu} \Longrightarrow \frac{0.9}{2.31} = 0.3896$ m =38.96 cm

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3$ cm $< e_u = 38.96$ cm.

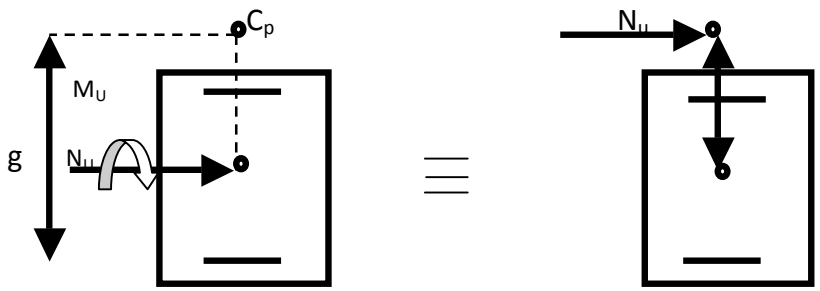


Figure III.35 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le centre de pression «**Cp** »se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. «**N**» est un effort de compression ⟹ la section est partiellement comprimée **(SPC).**

Donc, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif« $\mathbf{M_f}$ »
puis on se ramène à la flexion composé.

III.5.3.2 Calcul de la section d'armature en flexion simple :

- **Moment fictifs :**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieurs tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.96 + \frac{10}{2} - 2 = 41.96 \text{ cm.}$$

D'où : $M_f = 2.31 \times 0.42 = 0.97$ KN.m

- **Moment réduit:**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14{,}2} = 0{,}0106$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85\ x\ 25}{1.5} = 14.17$ MPa

$\mu_b = 0.0106 < \mu_1 = 0.392$ ⟶ **S.S.A**

$\mu_b = 0.0106 \Longrightarrow \beta =$ **0.995**

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{fe}{\gamma_b}} = \frac{0.97 \times 10^3}{0{,}995 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.5.3.3 Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée:

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \text{ x } 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$.

III.5.4 Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91)**

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

- **Armature principale :**

$$A_u \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e}\left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}\right]$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$ MPa.

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 35.08$ cm

$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400}\ [\frac{35-0.445 \times 8}{35-0.185 \times 8}] = 0.90\ cm^2$.

D'où les armatures principales : $A_u = 0.28\ cm^2 \leq A_{min} = 0.9\ cm^2$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$A_{min} = 0.9\ cm^2$.

⟹ Soit **$A_{doptée}$ = 4HA8 = 2.01 cm^2/ml**

Avec un **espacement $S_t = \frac{100}{4}$ = 25 cm**

- **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\ cm^2$

⟹ Soit **A_r = 4HA8 = 2.01 cm^2/ml**

Avec un **espacement : $S_t = \frac{100}{4}$ = 25 cm**

- **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Art A.5.2.2/BAEL 91)

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \frac{0.15\ x\ fc28}{\gamma_b}$$

$\overline{\tau_u} = 1.467$ MPa

$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ V_u : effort tranchant : V_u = 1.5 Q = 1.5 x 1 = 1.5 KN.

D'où : $\tau_u = \frac{1.5 \text{ x } 10}{10 \text{ x } 80}$ = 0.019 MPa

$\tau_u = 0.019 \leq \overline{\tau_u} = 1.467$ ⟶ condition vérifiée.

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

- **Vérification de l'adhérence des barres :** (BAEL 91/ Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \, f_{t28}$$

f_{t28} = 2.1 MPa

ψ_s : Coefficient de scellement ; ψ_s = 1.5 MPa (acier de haute adhérence).

D'où: $\bar{\tau}_{se} = 1.5x2.1 = 3.15 \ MPa$

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

$\sum \mu_i$ **:** Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum \mu_i$ = n x π x ϕ = 4 x π x 0.8 = 10.05 cm

D'où : $\tau_{se} = \frac{1.5 \text{ x } 10}{0.9 \text{ x } 8 \text{ x} 10.05}$ = 0.21 MPa

$\tau_{se} = 0.21 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \ MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Espacement des barres :**

Armatures principales : S_t = 25 cm < min {3h ; 33 cm} = 30 cm.

⟶ **Condition vérifiée.**

- **Armature de répartition :**

Armatures de répartition : S_t = 25 cm < min {4h ; 45 cm} = 40 cm.

⟶ **Condition vérifiée.**

- **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est : $\mathbf{L_S = \phi \frac{fe}{4.\overline{\tau_s}}}$

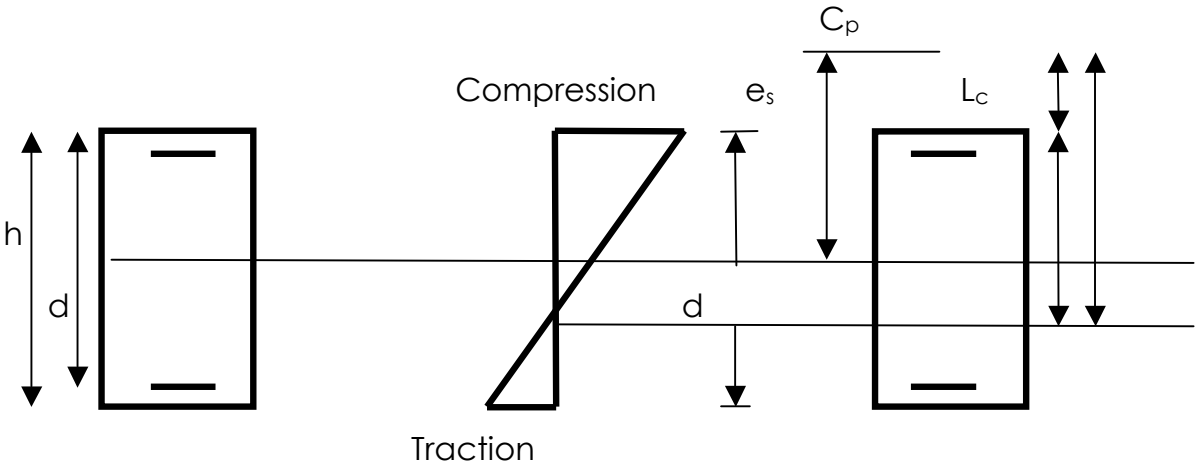
$L_S = \frac{8x400}{2x2,84}$ =281,69 mm ⟹ **Soit :** L_S= 30 cm.

III.5.5 Vérification à L'ELS :(Art A.6.1,3/ BAEL 91)

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

Les aciers sont en Fe E400 et de diamètre 8mm ⟶ □=1,6

Répartition des contraintes dans l'acrotère :



Il faut vérifier les conditions suivantes :

- dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

On à des aciers : HA : Ø≥6mm et FeE400 ⇒ □=1,6 (coefficient de fissuration).

$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1.6x\ 2.1}\right\} = \min\{266.6 ; 201.63\}$ ⇒σ_{st} = 201.63 MPa

$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta 1 \text{ x d x Ast}}$ Avec : β_1 est fonction de ρ

$$\rho = \frac{100\ x\ Ast}{b\ x\ d} = \frac{100x\ 2.01}{100x\ 7} = 0.287 \implies \beta 1 = 0.914$$

D'où : $\sigma_s = \frac{0.8 \text{ x } 10^3}{0.914 \text{ x } 7 \text{ x } 2.01} = 62.20 MPa$

$\sigma_{st} < \sigma_{st}$ ⟶ condition vérifiée.

- **dans le béton :**

Pour une section rectangulaire (b × h), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'ya pas lieu de vérifier σ_{bc} :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{1.2}{0.8} = 1.5$

$\mu_U = 0.018 \rightarrow \alpha_U = 0.0227$

$\alpha \leq \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.50 > \alpha_U = 0.0227$ ⟶ condition vérifiée.

La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

III.5.6 Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA 99)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismique suivant la formule :

$$\mathbf{F_P = 4.\ A.\ C_P.}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :(A = 0,15 zone IIa ; groupe d'usage2)
C_p : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires, C_p= 0,8.

$\mathbf{W_P}$: Poids de l'acrotère, W_P 1.71 KN/ml.

$F_P = 4 \text{ x } 0.8 \text{ x } 0.15 \text{ x } 1.71 = 0.821$ KN/ml < Q = 1 KN/ml.

$\mathbf{F_P < Q}$ ⟶ condition vérifiée.

Conclusion:

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q = 1KN/ml

Supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferraillage celui choisi précédemment.

IV. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité

Et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout le bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte Ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV.1. Caractéristiques géométriques des voiles :

IV.1.1. Inertie des voiles :

❖ **Voiles longitudinaux :**

$I_y = \frac{e.L^3}{12}$

$I_x = \frac{L.e^3}{12} << I_y \Rightarrow$ On néglige l'inertie des voiles

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

❖ **Voiles transversaux :**

$I_x = \frac{e.L^3}{12}$

$I_y = \frac{L.e^3}{12} << I_x \Rightarrow$ On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)

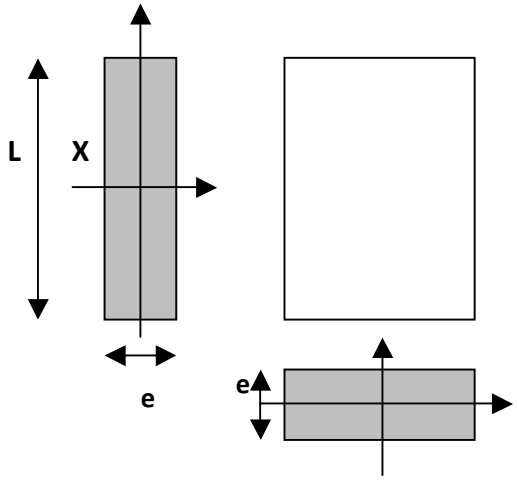


Fig : IV.1 vue en plan et en coupe du voile

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier nivaux ou la section des poteaux est de (35X35).

L'inertie des voiles, pour un niveau donné est résumée dans les tableaux qui suivent :

- **Sens Transversal :** $Ix = \frac{e.L^3}{12}$

voiles	L(m)	e (m)	$I_x(m^4)$	$\Sigma I_x (m^4)$
V_1	2.45	0.25	0.306	40.402
V_2	3.10	0.25	0.62	
V_3	2.45	0.25	0.306	
V_4	0.25	0.25	3.25×10^{-4}	
V_5	0.25	0.25	3.25×10^{-4}	
V_6	2.00	0.25	0.17	

- **Sens longitudinal:**

voiles	L(m)	e (m)	$I_y(m^4)$	$\Sigma I_y(m^4)$
V_1	1	0.25	0.021	7.00
V_2	1	0.25	0.021	
V_3	1	0.25	0.021	
V_4	1	0.25	0.021	
V_5	1	0.25	0.021	
V_6	1	0.25	0.021	
V_7	1	0.25	0.021	
V_8	1	0.25	0.021	
V_9	3.5	0.25	0.89	
V_{10}	3.5	0.25	0.89	
V_{11}	3.10	0.25	0.62	
V_{12}	4.25	0.25	1.60	
V_{13}	2.45	0.25	0.306	
V_{14}	2.45	0.25	0.306	
V_{15}	4.25	0.25	1.6	
V_{16}	3.10	0.25	0.62	

IV.1.2. Interaction voiles portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.[2]

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer des déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements 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.

IV.1.3. Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\sum \Delta i}$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

Δ_i : déplacement du portique au niveau n.

IV.1.4. Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches de refends dont l'inertie I = $1m^4$, soumis au même système de force que le portique (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moments des aires».

La flèche que prendrait un refend au niveau i suite à une déformation due à une série de force latérales est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

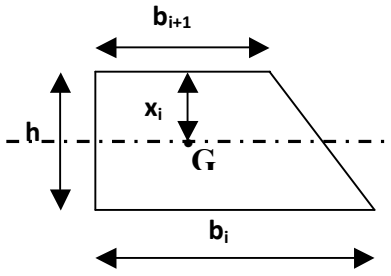
S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}).h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}).h}{3.(b_i + b_{i+1})}$$



Le tableau suivant donne les aires (Si) et la position de centre de gravité (di) par le diagramme des moments :

niveau	h(m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m^2)	di (m)	S_i X di	Σ S_i X di = f_i
9	3.06	10.26	3.60	21.20	1.78	37.74	*47352.9*
8	3.06	19.98	10.26	46.26	1.70	78.64	*41196.15*
7	3.06	32.76	19.98	80.69	1.65	133.14	*35052.44*
6	3.06	48.6	32.76	124.48	1.63	202.90	*29019.84*
5	3.06	67.5	48.6	177.63	1.61	285.98	*23163.89*
4	3.06	89.46	67.5	240.15	1.60	384.22	*17599.29*
3	3.06	114.48	89.46	312.03	1.59	496.11	*12469.25*
2	3.06	142.56	114.48	393.27	1.58	621.37	*7945.66*
1	3.06	173.70	142.56	483.88	1.58	764.51	*4229.08*
RDC	4.42	209.26	173.70	846.34	2.29	1938.11	*1548.71*

Tableau IV.3 : valeur de la flèche pour chaque niveau

IV.2. Calcul des Déplacement des portiques :

IV.2.1. Le déplacement de chaque niveau :

$\Delta_n = \Psi_n \times h$

Avec : $$E\Psi_n = \frac{M_n}{12\sum K_{pn}} + \frac{E\theta_{n+E\theta_{n-1}}}{2}$$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau :

$$E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1} + 2\sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau encastré au 1er niveau :

$$E_{\theta n} = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

niveau	portiques	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{pot}.10^{-3}$	$\Sigma K_{pout}.10^{-3}$	$E\vartheta_n x10^3$	$E\Psi_n x10^3$	$E\Delta_i x10^3$	$\Sigma E\Delta_i 10^3$	Eifi	$I_{eix}(m^4)$
	(1-1)	0,00	3,06	3.27	4.99	0.025	0.09	0.27	16.17		
	(2-2)	0,00	3,06	3.27	4.99	0.025	0.1	0.31	16.28		
	(3-3)	0,00	3,06	3.27	4.99	0.025	0.1	0.31	16.28		
9	(4-4)	0,00	3,06	1.63	1.92	0.066	0.2	0.67	17.79	47352.9	11.4
	(1-1)	3,06	6,12	3.27	4.99	0.077	0.23	0.7	15.9		
	(2-2)	3,06	6,12	3.27	4.99	0.077	0.23	0.7	15.97		
	(3-3)	3,06	6,12	3.27	4.99	0.077	0.23	0.7	15.97		
8	(4-4)	3,06	6,12	2.45	3.42	0.111	0.3	0.92	17.12	41196.15	10.16
	(1-1)	6,12	9,18	3.27	4.99	0.128	0. 35	1.07	15.2		
	(2-2)	6,12	9,18	3.27	4.99	0.128	0.36	1.1	15.27		
	(3-3)	6,12	9,18	3.27	4.99	0.128	0.36	1.1	15.27		
7	(4-4)	6,12	9,18	2.45	3.42	0.186	0.47	1.44	16.2	35052.44	9.06
	(1-1)	9,18	12,24	3.27	4.99	0.178	0.49	1.5	14.13		
	(2-2)	9,18	12,24	3.27	4.99	0.178	0.49	1.5	14.17		
	(3-3)	9,18	12,24	3.27	4.99	0.178	0.49	1.5	14.17		
6	(4-4)	9,18	12,24	2.45	3.42	0.261	0.63	1.93	14.76	29019.84	8.11
	(1-1)	12,24	15,30	5.57	5.07	0.226	0.47	1.45	12.63		
	(2-2)	12,24	15,30	5.57	5.07	0.226	0.45	1.37	12.67		
	(3-3)	12,24	15,30	5.57	5.07	0.226	0.45	1.37	12.67		
5	(4-4)	12,24	15,30	4.18	3.47	0.331	0.58	1.77	12.83	23163.89	7.3
	(1-1)	15,30	18,36	5.57	5.07	0.277	0.58	1.77	11.18		
	(2-2)	15,30	18,36	5.57	5.07	0.277	0.55	1.68	11.3		
	(3-3)	15,30	18,36	5.57	5.07	0.277	0.55	1.68	11.3		
4	(4-4)	15,30	18,36	4.18	3.47	0.404	0.71	2.17	11.06	17599.29	6.28

	(1-1)	*18,36*	*21,62*	*5.57*	*5.07*	*0.328*	*0.69*	*2.11*	*9.41*		
	(2-2)	*18,36*	*21,62*	*5.57*	*5.07*	*0.328*	*0.65*	*1.99*	*9.62*		
	(3-3)	*18,36*	*21,62*	*5.57*	*5.07*	*0.328*	*0.65*	*1.99*	*9.62*		
3	***(4-4)***	*18,36*	*21,62*	*4.18*	*3.47*	*0.48*	*0.83*	*2.54*	*8.89*	*12469.25*	*5.32*
	(1-1)	*21,42*	*24,48*	*8.93*	*5.15*	*0.371*	*0.65*	*1.99*	*7.3*		
	(2-2)	*21,42*	*24,48*	*8.93*	*5.15*	*0.371*	*0.6*	*1.84*	*7.63*		
	(3-3)	*21,42*	*24,48*	*8.93*	*5.15*	*0.371*	*0.6*	*1.84*	*7.63*		
2	***(4-4)***	*21,42*	*24,48*	*6.7*	*3.53*	*0.542*	*0.76*	*2.32*	*6.35*	*7945.66*	*4.42*

	(1-1)	*24,48*	*27,54*	*8.93*	*5.15*	*0.421*	*0.74*	*2.26*	*5.31*		
	(2-2)	*24,48*	*27,54*	*8.93*	*5.15*	*0.421*	*0.68*	*2.08*	*5.79*		
	(3-3)	*24,48*	*27,54*	*8.93*	*5.15*	*0.421*	*0.68*	*2.08*	*5.79*		
1	***(4-4)***	*24,48*	*27,54*	*16.62*	*5.15*	*0.13*	*0.41*	*1.25*	*4.03*	*4229.08*	*3.31*
	(1-1)	*27,54*	*30,60*	*6.18*	*5.15*	*0.428*	*0.69*	*3.05*	*3.05*		
	(2-2)	*27,54*	*30,60*	*6.18*	*5.15*	*0.428*	*0.84*	*3.71*	*3.71*		
	(3-3)	*27,54*	*30,60*	*6.18*	*5.15*	*0.428*	*0.84*	*3.71*	*3.71*		
RDC	***(4-4)***	*27,54*	*30,60*	*11.51*	*5.15*	*0.396*	*0.63*	*2.78*	*2.78*	*1548.71*	*1.9*

IV.2.2. Inertie moyennes des portiques :

- **Sens transversal : (Tableau VI.6)**

NIVEAU	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
$I_{ex}(m^4)$	1.9	3.31	4.42	5.32	6.28	7.30	8.11	9.06	10.16	11.4
$I_{moy}(m^4)$	6.726									

- **Sens longitudinal: (Tableau VI.7)**

NIVEAU	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
$I_{ex}(m^4)$	1.29	1.73	2.10	2.45	2.88	3.32	3.72	4.23	4.80	5.44
$I_{moy}(m^4)$	3.196									

IV.2.3. Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques :

- **Sens transversal :**

	I_{moy} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	**6.726**	**14.27**
Voiles	**40.402**	**85.73**
sommes	**47.128**	**100 %**

- **Sens longitudinal: (Tableau VI.7)**

	I_{moy} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	**3.196**	**31.34**
Voiles	**10.196**	**68.66**
sommes	**47.128**	**100 %**

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène a dire que nous avons **un portique contreventés par des voiles** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement R= 4(tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

❖ **Rappel :**

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

V.1 Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes base sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de la solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectifs la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considèrent le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tenant compte des considérations précédente, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

V.2 Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'élément finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans ≪ la méthode des poutres ≫ pour chaque types d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud. Tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3 Description de L'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieurs, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armée et charpente métalliques. Le poste-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformante du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

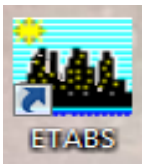
Rappel : terminologie)

- Grid line : ligne de grile
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restraints : degré de liberté (D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concret : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

V.4 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on à utilisé la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de L'ETABS



V.5 Etapes de modélisation :

V.5.1 Première étapes :

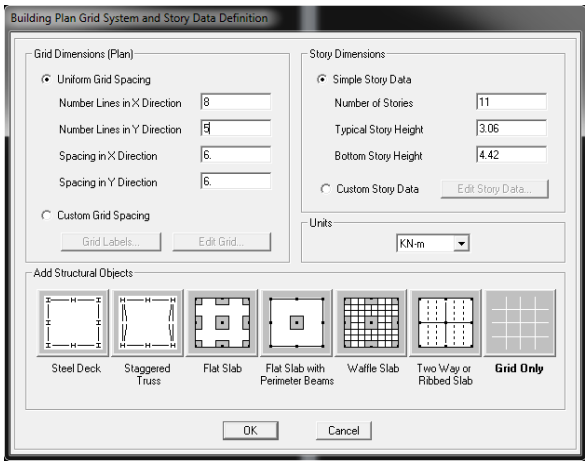
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

❖ **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model,** cette option permet d'introduire :



- Le nombre de portiques suivant X-X.
- Le nombre de portiques suivant Y-Y.
- Les nombres des étages.

Le nombre des lignes dans la direction X ou Y **(Number lines in X direction)**

Longueur de travées dans le sens de X ou Y **(Spacing in X direction)** (entre axes)

Le nombre d'étage **(Number of stories)**

Le nombre d'étage courant **(typical story hight)**

Le nombre d'étage en bas (RDC) **(bottom story hight)**

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

❖ **Modification de la géométrie de base :**

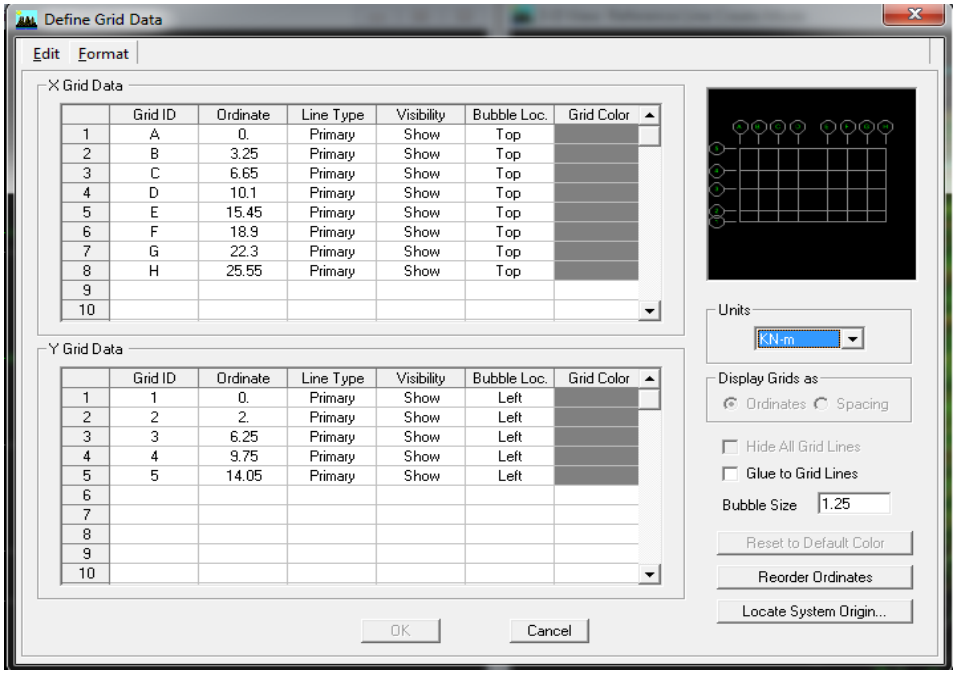
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

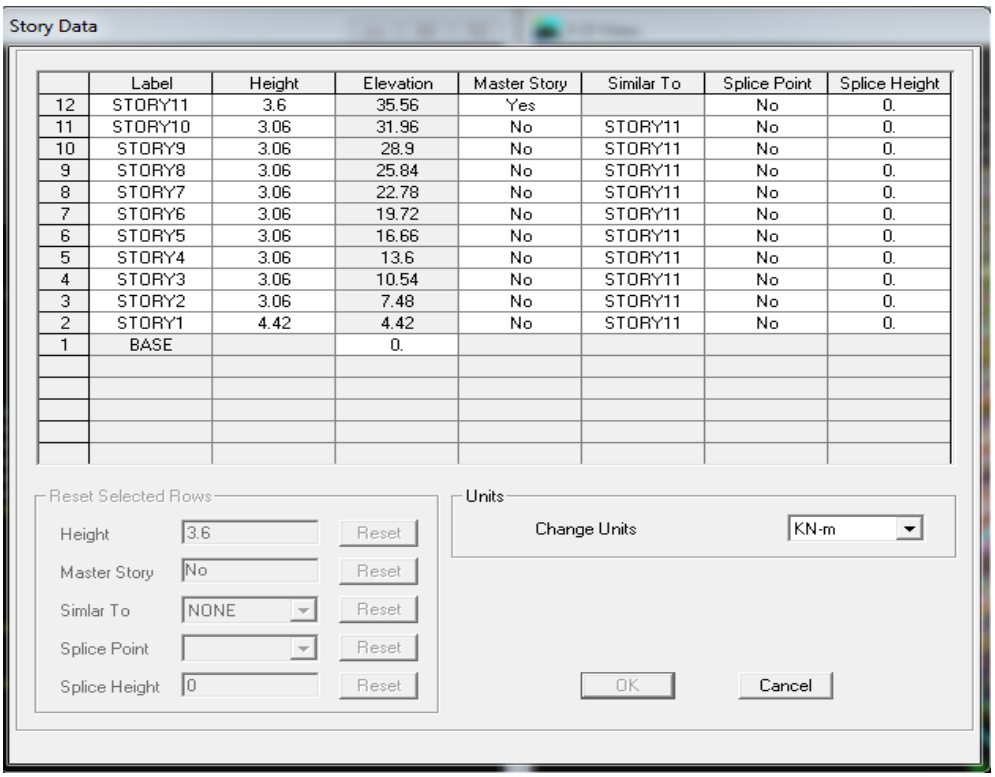
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **OK**
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**

Suivant X : 3.25, 3.40, 3.45, 5.35, 3.45, 3.40, 3.25

Suivant Y : 2, 4.25, 3.50, 4.30

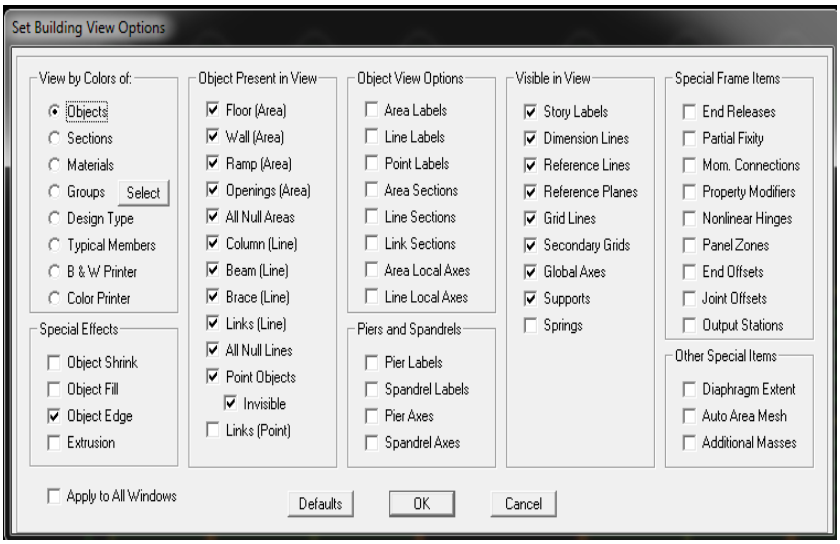
Suivant Z : 4.42, 7.48, 10.54, 13.6, 16.66, 19.72, 22.78, 25.84, 28.9, 31.96, 35.56,





❖ **Vérification des dimensions :**

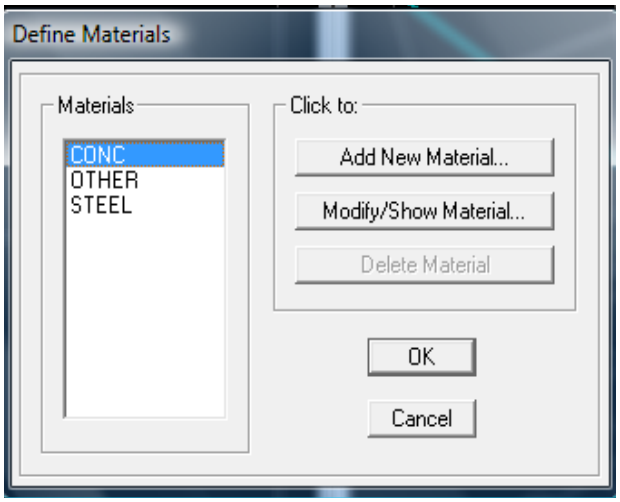
View ⟶ **Set building view options**

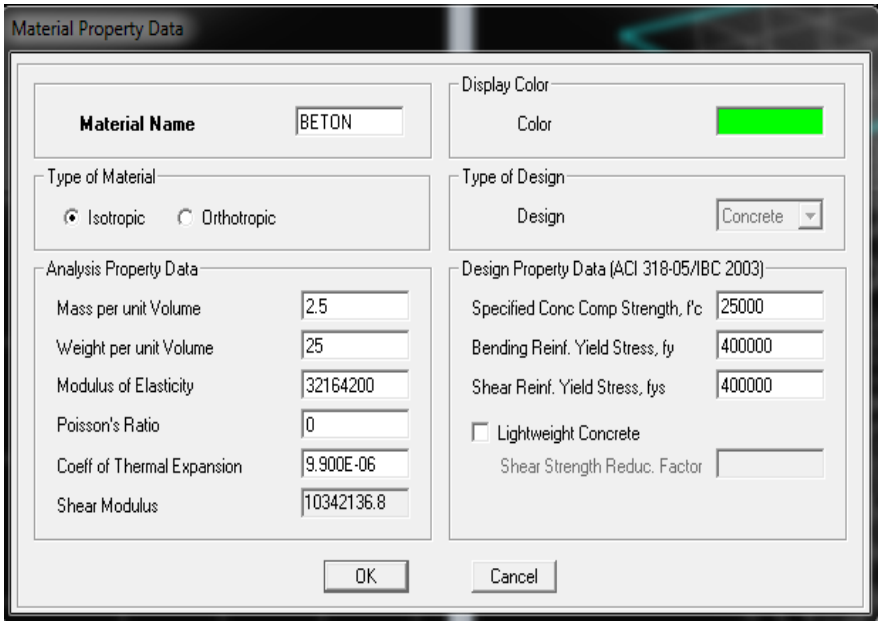


V.5.2 Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material, et** on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



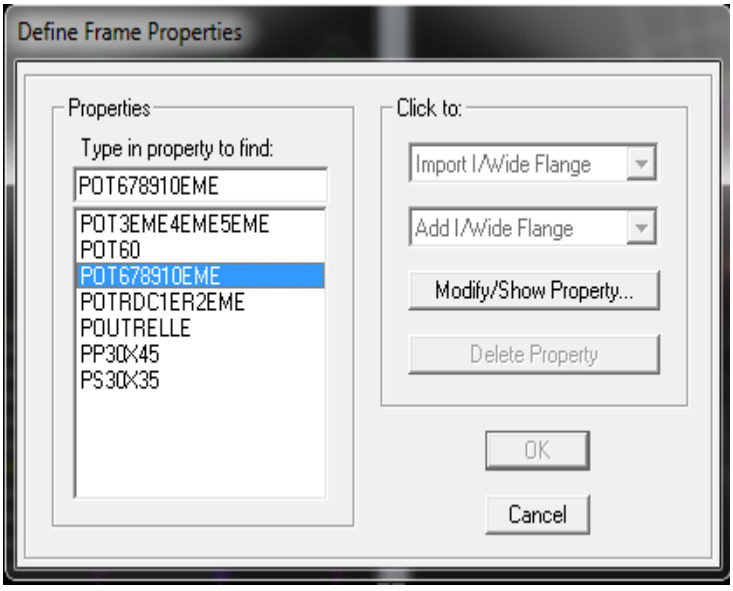


V.5.3 Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** **.** On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rctangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

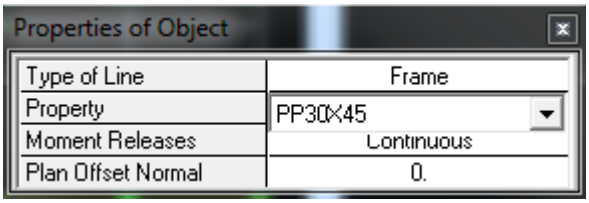
  Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

  - Sélectionner les éléments de même sections en cliquant en dessus avec la sourie ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la sourie.

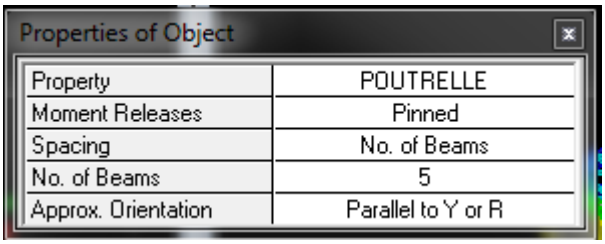
- Dans la barre d'outils nous cliquons, sur ou **Assign- Frame- Sections.**
- On aura une boite de dialogue qui est celle de Define Frame Section et dans la liste titré par Frame- section- Name : on choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK.** On refait le même travail jusqu'à dimensionné tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

- Cliquer sur ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (une seule clique suffira pour le tracer)



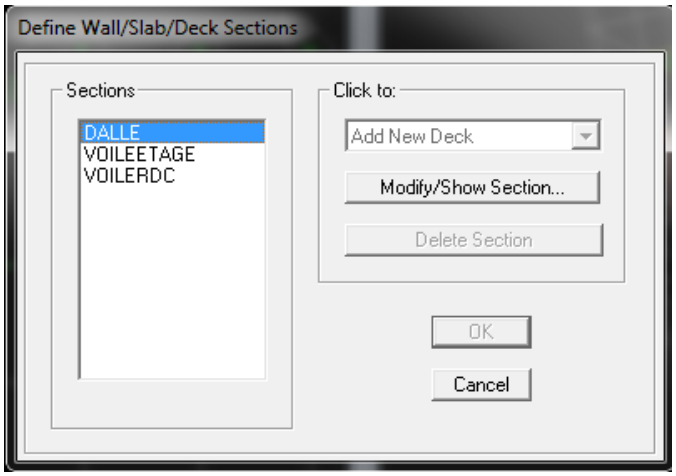
- Pour tracer librement l'élément on choisit et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.
- Pour les planchers en corps creux on choisit en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur directions ensuite on clique sur le vide de la grille.

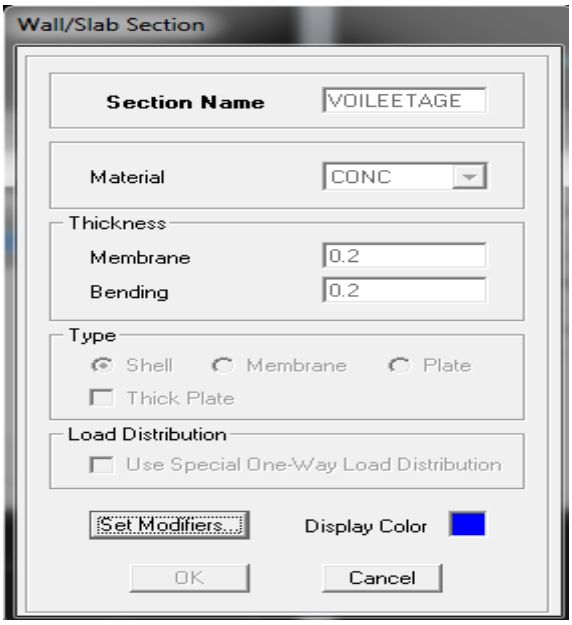


NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils

- **Voile :**

On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck section** cliquer sur **Add New Wall** pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaitre ; là ou il faut introduire un nom pour la section du voile ou de la dalle et son épaisseur.



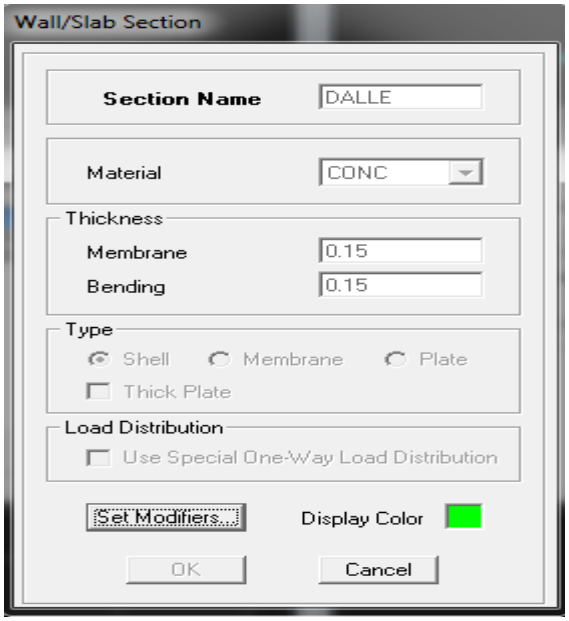


Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit
- Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections.**

- **Dalle pleine :**

Define puiswall/slab/deck section ⟶ **Add New Slab**



V.6. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, etc) pour la structure à modéliser.

❖ **Appuis :**

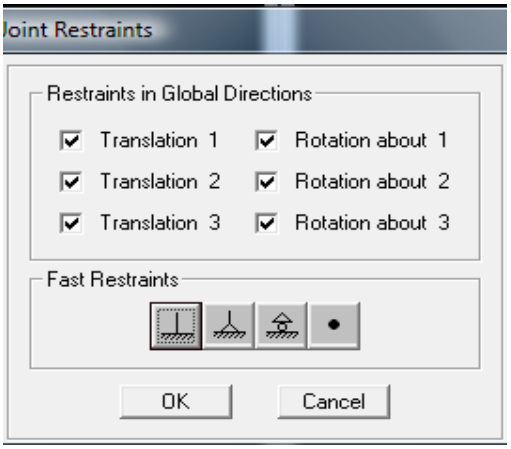
- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
- On attribue des appuis **(restraints)** avec le menue **Assign/point**, puis **Restraints (support),** ou en cliquant sur

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A).

- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque.
- Pour les autres nœuds :
- Translation dans le sens de X (liberté Translation I) (décoché).
- Translation dans le sens de Y (liberté Translation 2) (décoché).
- Translation dans le sens de Z (libérer Rotation about 3) (décoché).

- Pas de translation dans le sens de Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens Z, pas de rotation autour de Y et X (Bloquer translation 3, Rotation about I et rotation about 2), (cochés)

Assign → **joint/point** → **Restraints**



❖ **Mass- Source :**

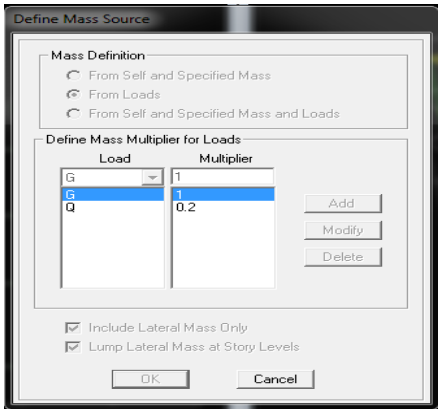
Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- Pour créer ces masses on passe par **Define masse source** une fenêtre sera apparaitre.
- On donne la valeur I pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **From Load.**

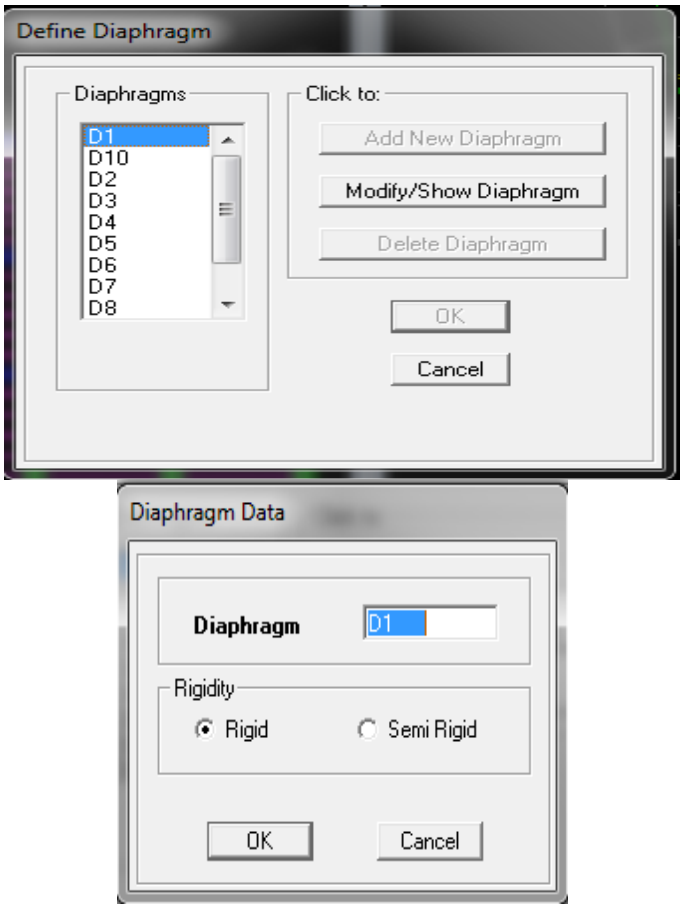


❖ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à ses nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

- sélectionne les nœuds du premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu, déroulant : **Assign/point-rigid diaphragm**

  On choisit **Add New Diaphragm,** on va appeler cette DI : étage I, **OK**

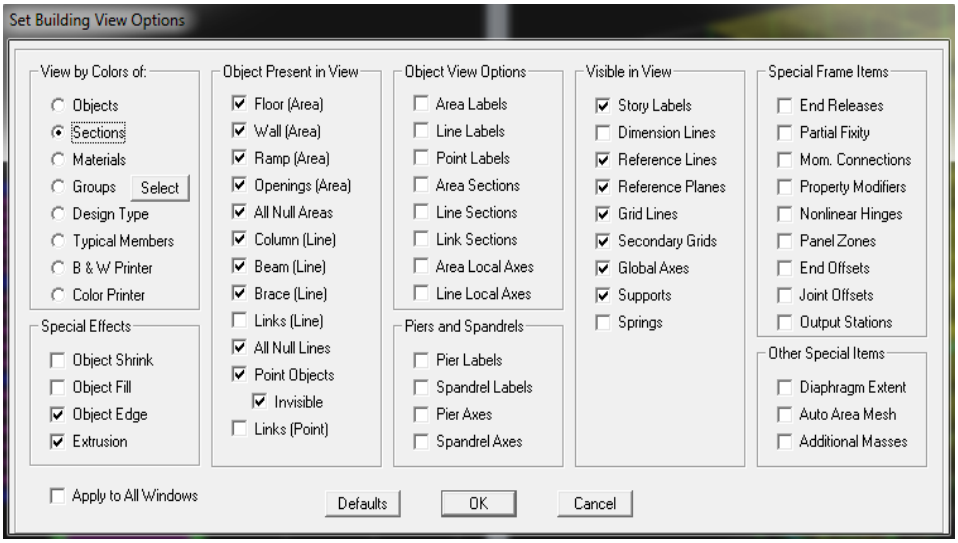


Après avoir introduire le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône set éléments .



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds labels, Restraints : d.d.l, Constraints : Diaphragme, Masses, Axes, Section des éléments, Hide pour faire cacher l'élément

V.7 Cinquièmes étapes :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise a des charges permanentes **(G)**, et a des surcharges d'exploitation **(Q)**, pour les définir on clique sur : **Define/ Load Cases.**

➢ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

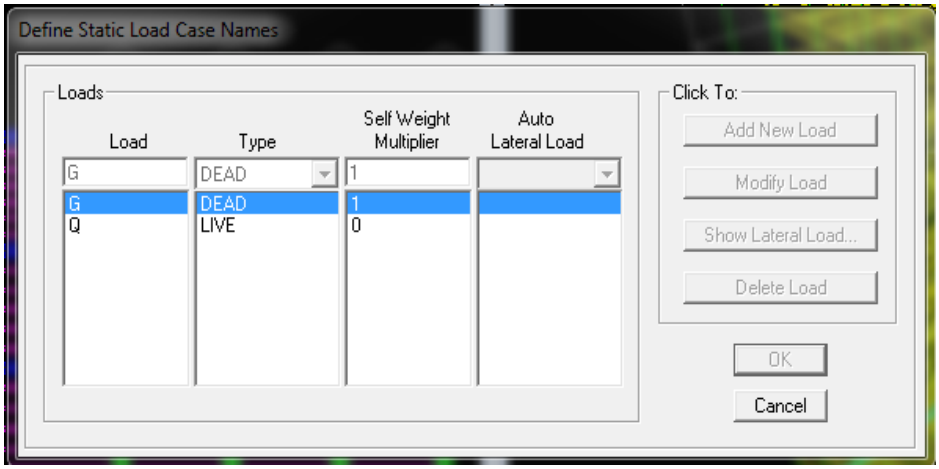
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **I**

➢ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplié (Coéfficient interne poids propre) : **0**

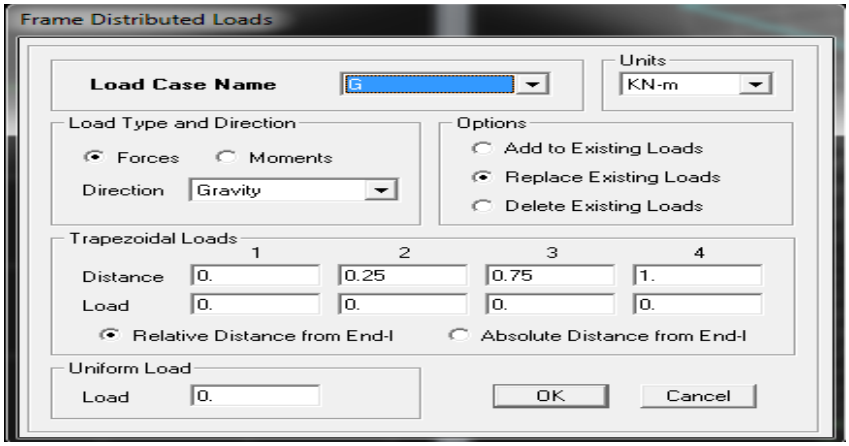


- **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge.
- Son type (force ou moment).
- Sa direction.
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées.
- La valeur de la charge uniformément répartie.



- En fin valider avec OK (pour annuler on appuie sur cancel)

En charge que les poutrelles et les poutres secondaires cette charge elle sera transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations.

Plancher usage commercial : G = 5.56 KN/ml et Q = 3.5 KN

Plancher usage bureau : G = 5.56 KN/ml et Q =2.5 KN

Plancher usage habitation : G = 5.56 KN/ml et Q =1.5 KN

Plancher terrasse : G = 5.83 KN/ml et Q = 1 KN

❖ **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.**

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(S_a/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

Données à introduire dans le logiciel :

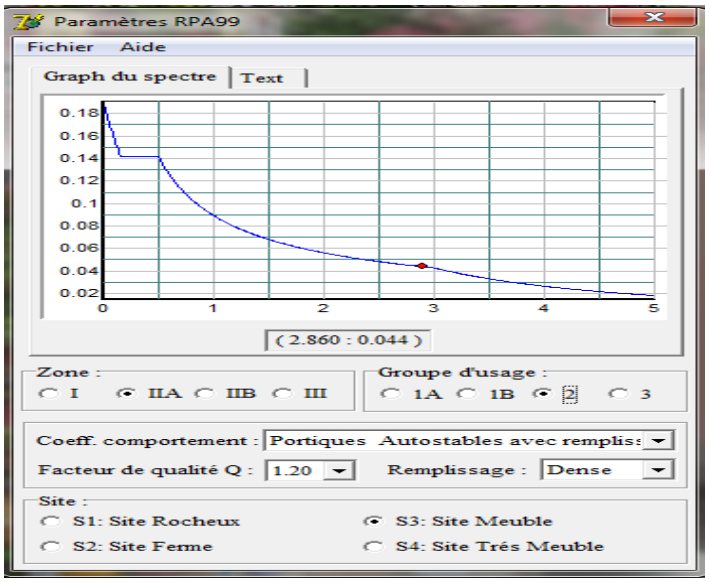
- **Zone** : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe I** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage** : **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement** :portique contreventée par voile.
- **Remplissage** : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)
- **Site** : **S3** (Voir rapport de sol **Chapitre I**)
- **Facteur de qualité (Q):**

Q = 1.15

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone

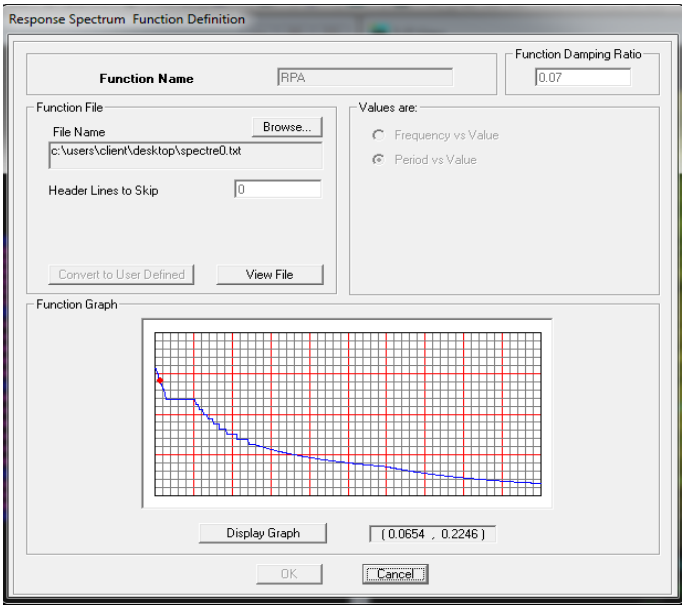
.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Texte**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

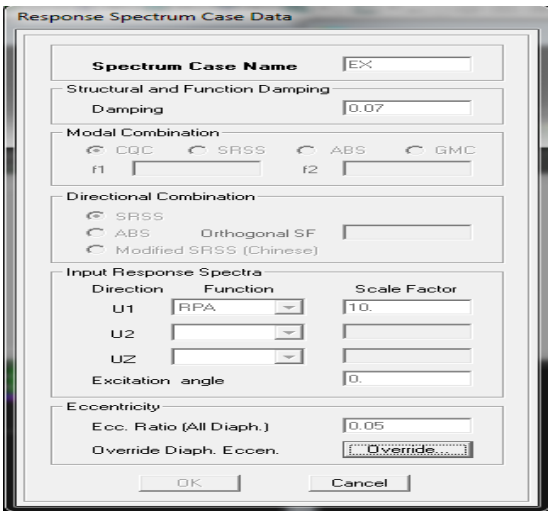
Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): **RPA.**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define / Reponses spectrum cases / Add New Spectrum

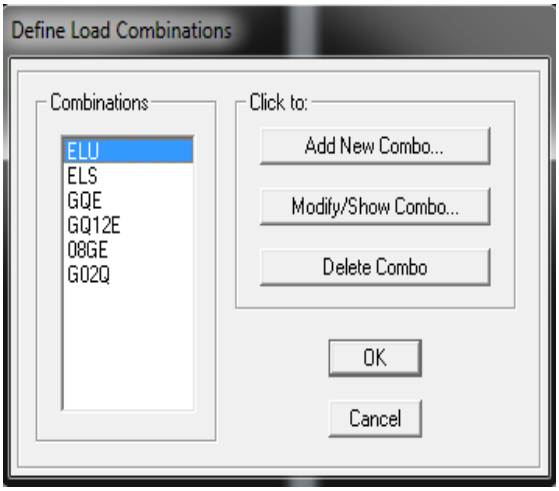


Dans la partie **Input response spectra,** nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

V.8 Sixième étape :

La Sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **Load combinaisons**



Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combinaison**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour L'ELU (1.35G+1.5Q) :

- Choisir G dans la case **Name** et introduire 1.5 3dans la **Scale Factor** et cliquer sur **Add.**
- Choisir Q dans la case **Name** et introduire 1.5 dans la **Scale Factor et** cliquer sur **Add.**
- Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define Load Combinaisons**

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

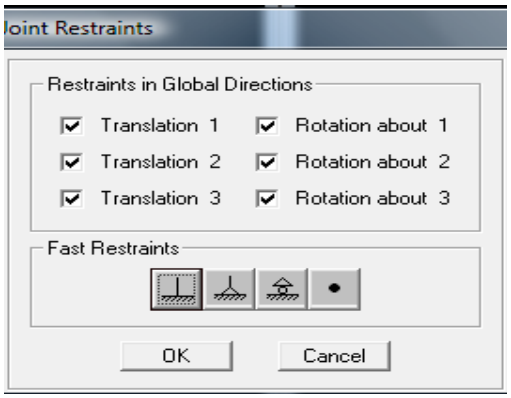
- **Combinaisons aux états limites :**
  - **ELU** : 1.35G+1.5Q
  - **ELS** : G+Q
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**
  - **GQE** : G+Q±E
  - **08GE** :0.8G±E

V.9 Septième étapes :

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu

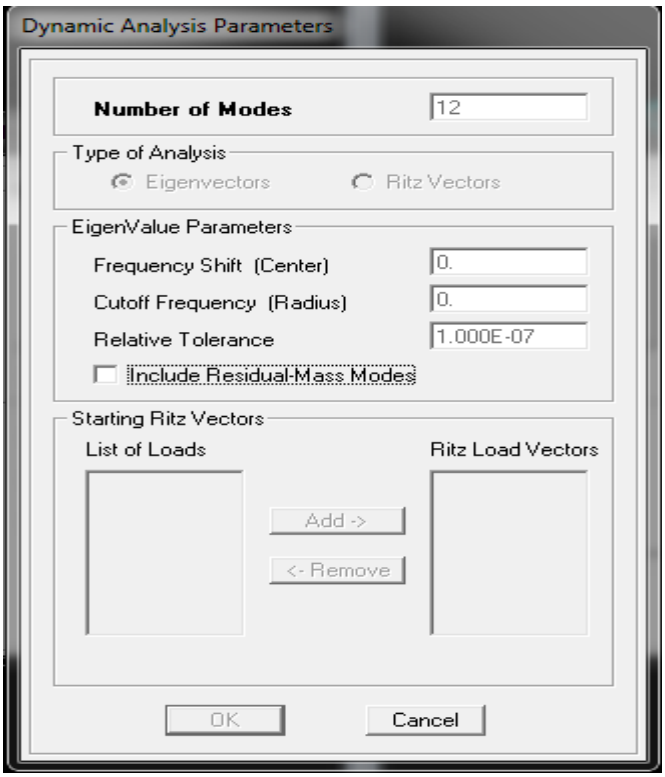
Modes de vibration :

Analyze → **Set analyz Option** → Cocher **Dynamic Analyssis**



Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là ou c'est écrit Number of Modes et on valide avec OK. Valider une autre fois dans la fenêtre d'Analysis option.



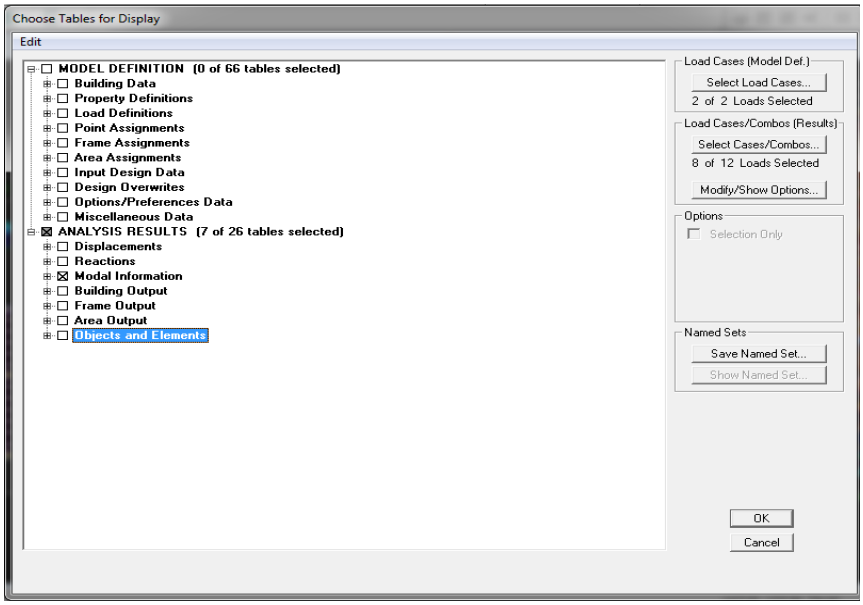
V.10. Huitièmes étapes :

- **Exécution :**

Analyze ⟶ Run (f5) on clique sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut etre faite bien avant avec : **File** ⟶ **Save as**

- **Visualiser des résultats :**
  - **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** ⟶ **Show tables,** on clique sur **Modal information** et on sélectionne la combinaison «**Modal».**

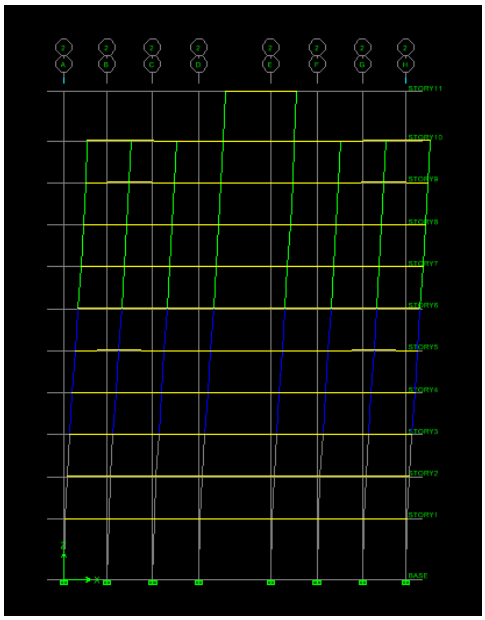


Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.739622	58.1305	0.0011	0.0000	58.1305	0.0011	0.0000
2	0.738523	0.0010	67.1651	0.0000	58.1315	67.1663	0.0000
3	0.621392	16.8058	0.0000	0.0000	74.9373	67.1663	0.0000
4	0.222073	13.7055	0.0000	0.0000	88.6427	67.1663	0.0000
5	0.169766	0.0000	19.0759	0.0000	88.6427	86.2422	0.0000
6	0.156888	0.4340	0.0000	0.0000	89.0767	86.2422	0.0000
7	0.113662	4.9670	0.0000	0.0000	94.0438	86.2422	0.0000
8	0.074888	2.0601	0.0000	0.0000	96.1039	86.2422	0.0000
9	0.071006	0.0000	6.9675	0.0000	96.1039	93.2097	0.0000
10	0.066689	0.2073	0.0000	0.0000	96.3112	93.2097	0.0000
11	0.055577	1.1874	0.0000	0.0000	97.4986	93.2097	0.0000
12	0.042147	0.9994	0.0000	0.0000	98.4980	93.2097	0.0000

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **sunUX, sunUY**

- **Déformée de la structure** **:**

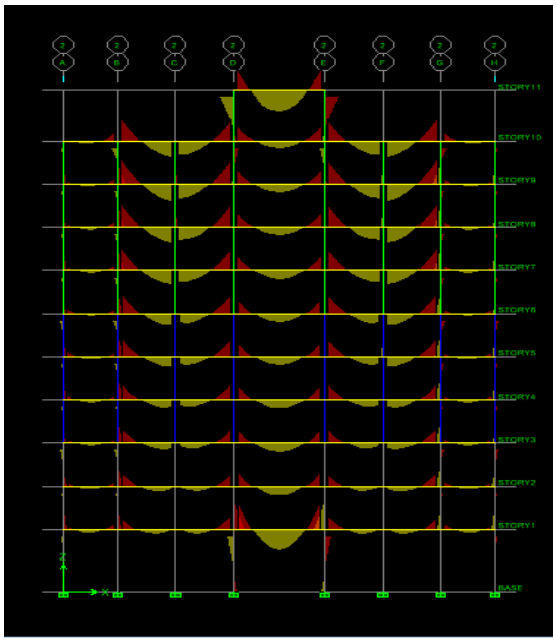
On clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'action.



- **Diagrammes des efforts internes** :

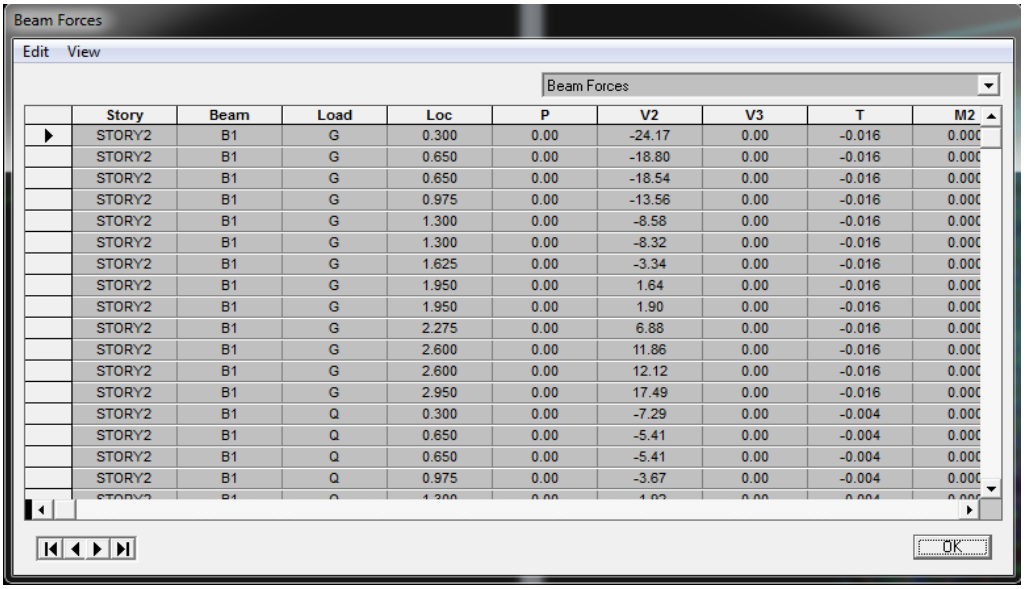
Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member**

Forces /stresses Diagram dans le menu **Display.**



- **Efforts internes dans les éléments barres :**
  - **Les poutres :**

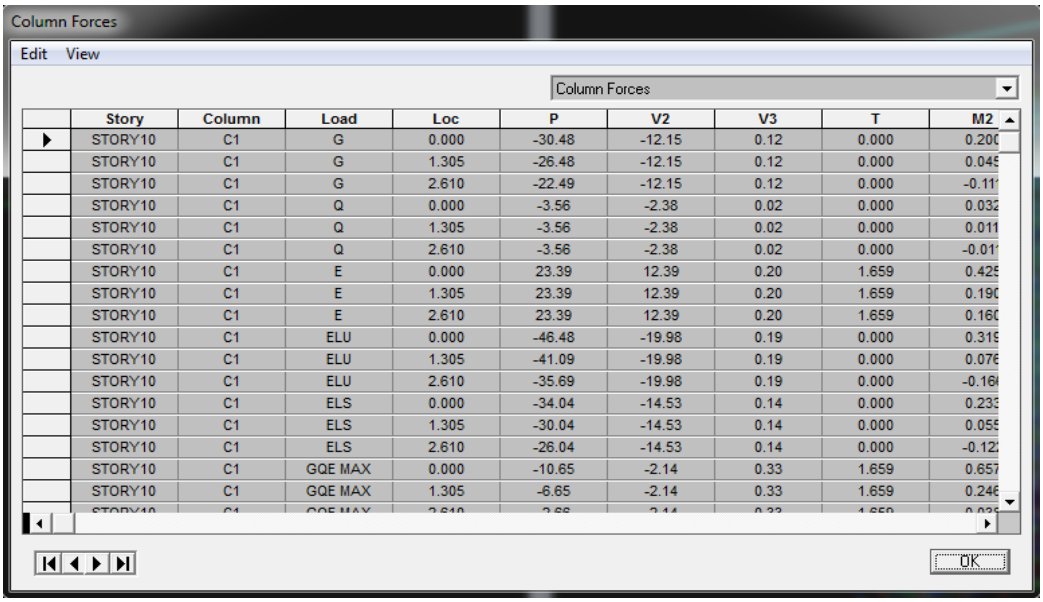
Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**
Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).
On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK.**



Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY2	B1	G	0.300	0.00	-24.17	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	0.650	0.00	-18.80	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	0.650	0.00	-18.54	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	0.975	0.00	-13.56	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	1.300	0.00	-8.58	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	1.300	0.00	-8.32	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	1.625	0.00	-3.34	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	1.950	0.00	1.64	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	1.950	0.00	1.90	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	2.275	0.00	6.88	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	2.600	0.00	11.86	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	2.600	0.00	12.12	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	G	2.950	0.00	17.49	0.00	-0.016	0.000
STORY2	B1	Q	0.300	0.00	-7.29	0.00	-0.004	0.000
STORY2	B1	Q	0.650	0.00	-5.41	0.00	-0.004	0.000
STORY2	B1	Q	0.650	0.00	-5.41	0.00	-0.004	0.000
STORY2	B1	Q	0.975	0.00	-3.67	0.00	-0.004	0.000

  - **Les poteaux :**

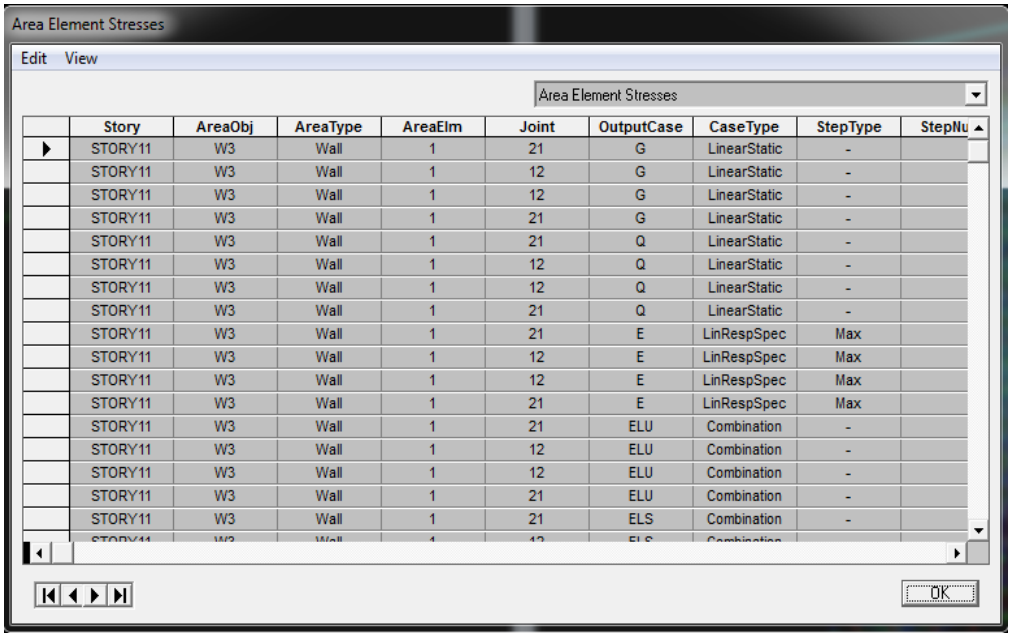
Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.



Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY10	C1	G	0.000	-30.48	-12.15	0.12	0.000	0.200
STORY10	C1	G	1.305	-26.48	-12.15	0.12	0.000	0.045
STORY10	C1	G	2.610	-22.49	-12.15	0.12	0.000	-0.11
STORY10	C1	Q	0.000	-3.56	-2.38	0.02	0.000	0.032
STORY10	C1	Q	1.305	-3.56	-2.38	0.02	0.000	0.011
STORY10	C1	Q	2.610	-3.56	-2.38	0.02	0.000	-0.01
STORY10	C1	E	0.000	23.39	12.39	0.20	1.659	0.425
STORY10	C1	E	1.305	23.39	12.39	0.20	1.659	0.190
STORY10	C1	E	2.610	23.39	12.39	0.20	1.659	0.160
STORY10	C1	ELU	0.000	-46.48	-19.98	0.19	0.000	0.315
STORY10	C1	ELU	1.305	-41.09	-19.98	0.19	0.000	0.076
STORY10	C1	ELU	2.610	-35.69	-19.98	0.19	0.000	-0.16
STORY10	C1	ELS	0.000	-34.04	-14.53	0.14	0.000	0.233
STORY10	C1	ELS	1.305	-30.04	-14.53	0.14	0.000	0.055
STORY10	C1	ELS	2.610	-26.04	-14.53	0.14	0.000	-0.12
STORY10	C1	GQE MAX	0.000	-10.65	-2.14	0.33	1.659	0.657
STORY10	C1	GQE MAX	1.305	-6.65	-2.14	0.33	1.659	0.246

➢ **Efforts internes dans les voiles :**

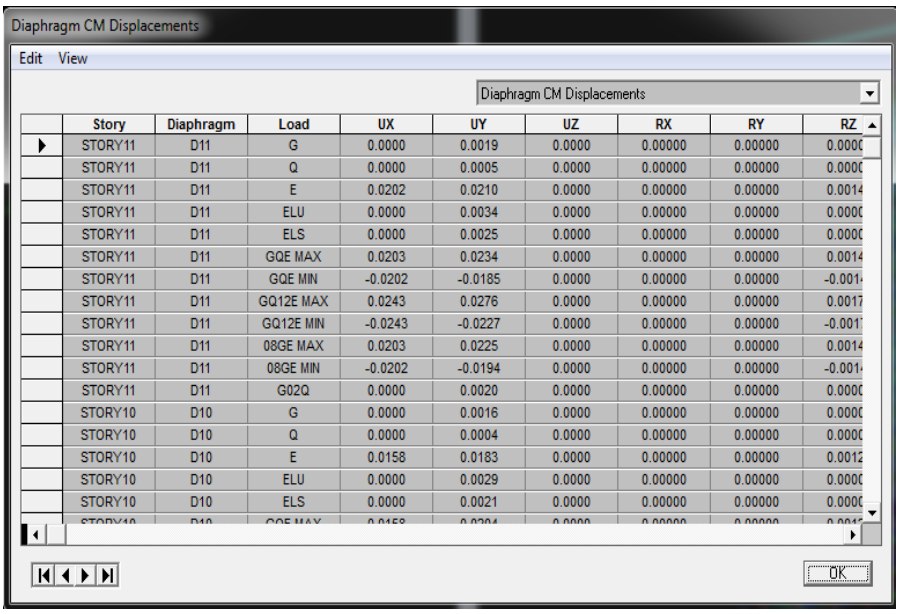
Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.



Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNu
STORY11	W3	Wall	1	21	G	LinearStatic	-	
STORY11	W3	Wall	1	12	G	LinearStatic	-	
STORY11	W3	Wall	1	12	G	LinearStatic	-	
STORY11	W3	Wall	1	21	G	LinearStatic	-	
STORY11	W3	Wall	1	21	Q	LinearStatic	-	
STORY11	W3	Wall	1	12	Q	LinearStatic	-	
STORY11	W3	Wall	1	12	Q	LinearStatic	-	
STORY11	W3	Wall	1	21	Q	LinearStatic	-	
STORY11	W3	Wall	1	21	E	LinRespSpec	Max	
STORY11	W3	Wall	1	12	E	LinRespSpec	Max	
STORY11	W3	Wall	1	12	E	LinRespSpec	Max	
STORY11	W3	Wall	1	21	E	LinRespSpec	Max	
STORY11	W3	Wall	1	21	ELU	Combination	-	
STORY11	W3	Wall	1	12	ELU	Combination	-	
STORY11	W3	Wall	1	12	ELU	Combination	-	
STORY11	W3	Wall	1	21	ELU	Combination	-	
STORY11	W3	Wall	1	21	ELS	Combination	-	

❖ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».
Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel, la** colonne **Ux**correspond au sens xx**, et Uy** au sens yy.

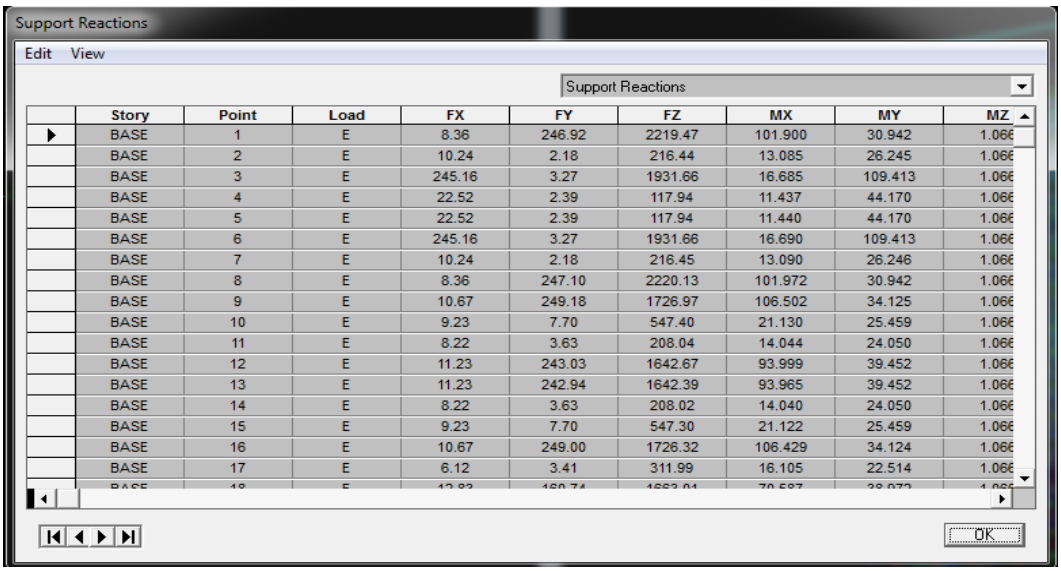


Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY11	D11	G	0.0000	0.0019	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY11	D11	Q	0.0000	0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY11	D11	E	0.0202	0.0210	0.0000	0.00000	0.00000	0.0014
STORY11	D11	ELU	0.0000	0.0034	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY11	D11	ELS	0.0000	0.0025	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY11	D11	GQE MAX	0.0203	0.0234	0.0000	0.00000	0.00000	0.0014
STORY11	D11	GQE MIN	-0.0202	-0.0185	0.0000	0.00000	0.00000	-0.001
STORY11	D11	GQ12E MAX	0.0243	0.0276	0.0000	0.00000	0.00000	0.0017
STORY11	D11	GQ12E MIN	-0.0243	-0.0227	0.0000	0.00000	0.00000	-0.001
STORY11	D11	08GE MAX	0.0203	0.0225	0.0000	0.00000	0.00000	0.0014
STORY11	D11	08GE MIN	-0.0202	-0.0194	0.0000	0.00000	0.00000	-0.001
STORY11	D11	G02Q	0.0000	0.0020	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY10	D10	G	0.0000	0.0016	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY10	D10	Q	0.0000	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY10	D10	E	0.0158	0.0183	0.0000	0.00000	0.00000	0.0012
STORY10	D10	ELU	0.0000	0.0029	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY10	D10	ELS	0.0000	0.0021	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante : il faut spécifier le cas de chargement. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir une (auto).
L'option cubic curve permet d'illustrer la déformation avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc présentative de la flexion dans les membrures.
Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur Start Animation en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre). De plus il est possible crées un fichier vidéo avis de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**. On peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File Print graphies.**
Le tableu affiché ne nous permet pas d'avoir directement les efforts max recherchés, on choisit de l'exporté ssur Exel afin de mieux exploiter les résultats.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions »** ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« E ».**

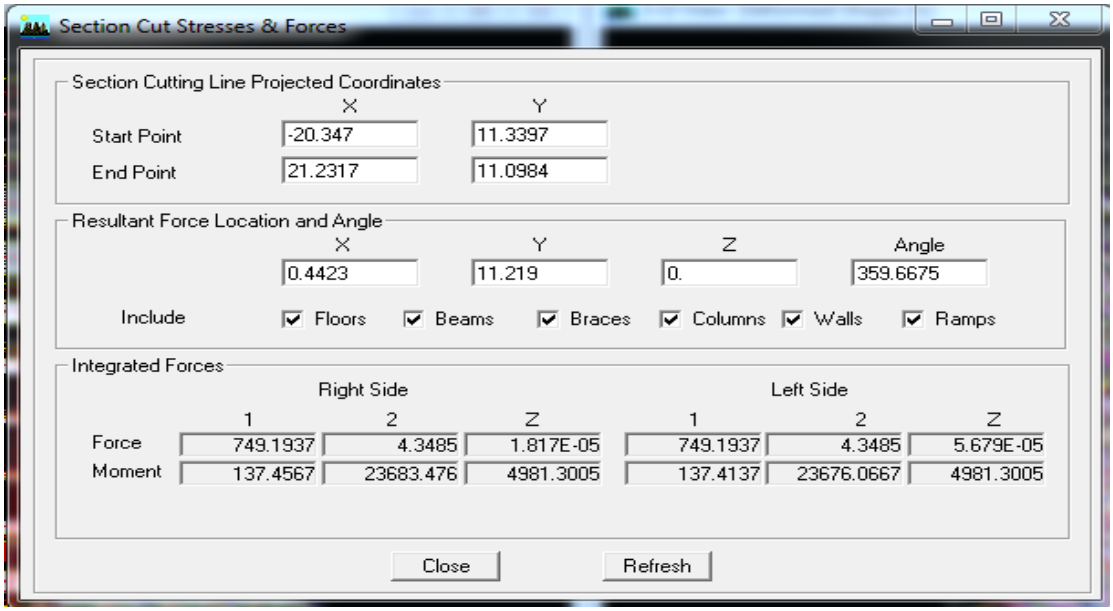


Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	E	8.36	246.92	2219.47	101.900	30.942	1.066
BASE	2	E	10.24	2.18	216.44	13.085	26.245	1.066
BASE	3	E	245.16	3.27	1931.66	16.685	109.413	1.066
BASE	4	E	22.52	2.39	117.94	11.437	44.170	1.066
BASE	5	E	22.52	2.39	117.94	11.440	44.170	1.066
BASE	6	E	245.16	3.27	1931.66	16.690	109.413	1.066
BASE	7	E	10.24	2.18	216.45	13.090	26.246	1.066
BASE	8	E	8.36	247.10	2220.13	101.972	30.942	1.066
BASE	9	E	10.67	249.18	1726.97	106.502	34.125	1.066
BASE	10	E	9.23	7.70	547.40	21.130	25.459	1.066
BASE	11	E	8.22	3.63	208.04	14.044	24.050	1.066
BASE	12	E	11.23	243.03	1642.67	93.999	39.452	1.066
BASE	13	E	11.23	242.94	1642.39	93.965	39.452	1.066
BASE	14	E	8.22	3.63	208.02	14.040	24.050	1.066
BASE	15	E	9.23	7.70	547.30	21.122	25.459	1.066
BASE	16	E	10.67	249.00	1726.32	106.429	34.124	1.066
BASE	17	E	6.12	3.41	311.99	16.105	22.514	1.066

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on selectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on selectionne la combinaison **E.**
Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque :

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques, et on désélectionnant la case **Beams** et **columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

- Les résultats choisis avec Set Option dans le menu Analyze se retrouve dans **un fichier out,** généré par l'analyze.
  Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows. Pour le faire :
  - ✓ Fermer L'ETABS sans arrêter l'analyse.
  - ✓ Chercher le fichier Out avec rechercher de Windows.

VI.1. Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière a assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement.
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Le déplacement inter étage est acceptable.
- L'effet du 2ème ordre (effet P- Δ) soit négligé.

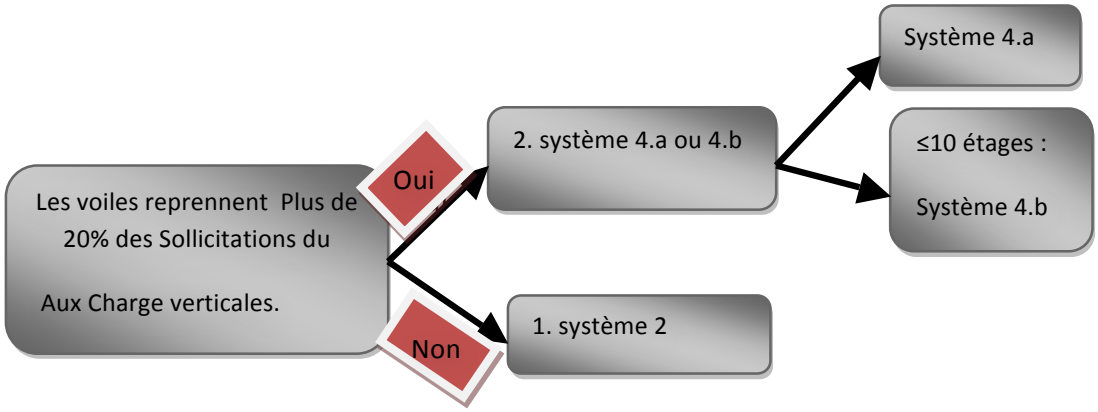
VI.2. Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99 version 2003)

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3 R.P.A)

Deux (02) systèmes de contreventements constitués par voiles porteurs en béton armé.

4. a. système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

4. b. système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.



Conclusion :

Dans notre cas on opte pour le système 2 : portique contreventé par voile.

VI.3. Résultats des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inferieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse}.
V_{etabs} : effort tranchant a la base obtenue par l'ETABS
V_{mse} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

VI.3.1. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

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

- **A = 0.15** (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2)
- **R = 4** (système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction.
- **W = 38089.68 KN** (poids totale de la structure)
- **D :** facteur d'amplification dynamique.
- **Q :** facteur de qualité.

- **Calcul de Q :**
  Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
  - La régularité en plan et en élévation.
  - La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
  - La qualité du contrôle de la construction.
    La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q= 1+\sum Pq$
    P_q : pénalité a retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

➢ **Régularité en plan :**
Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution de la rigidité que pour celle des masses. **Condition vérifiée.**

La somme de la dimension des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x : (3.25+3.25)/26 = 0.25 = 0.25 → **Condition vérifiée.**

Sens y-y : 4.3/12.60 = 0.34 > 0.25 → **Condition non vérifiée.**

La régularité en plan n'est pas vérifiée

La régularité en plan n'est pas vérifiée : P_{IX} = 0.05 ; P_{Iy} = 0.05

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmette directement à la fondation.

→ **Condition vérifiée.**

Aussi bien la raideur que la masse des déférents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. → **Condition vérifiée.**

Dans le cas de décrochement en élévation, les variations des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépassent pas 20% dans les deux directions de calcul → **Condition non vérifiée.**

La régularité en plan n'est pas vérifiée : $P_{2X} = P_{2y}$ = 0.05

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Sens x-x : 5.35/3.45 = 1.55 > 1.5 → **Condition non vérifiée.**

Sens y-y : 4.3/3.25 = 1.22 < 1.5 → **Condition vérifiée.**

Condition non vérifiée : $P_{3x} = P_{3y}$ = 0.05

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Sens x-x : 3.10/2.45 = 1.26 < 1.5 ⟶ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : 3.5/1 = 3.5> 1.5 ⟶ **Condition non vérifiée.**

Condition non vérifiée : P_{4x} = 0.05 ; P_{4y} = 0.05

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003.**

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Les facteurs des qualités sont résumes comme suite :

- **Sens X-X :**

Critère q	Pénalité p_q
Condition minimale des files porteuses	0.00
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00

Q = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.05+0.00+0.00)

Q = 1.15

- **Sens Y-Y :**

Critère q	Pénalité p_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00

Q = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.05+0.00+0.00)

Q = 1.15

Conclusion :

Q_x = 1.15 et Q_y = 1.15

- **Facteur d'amplification dynamique :**

  Période donné par L'ETABS est :

  T_{etabs} = 0.7396 s (mode 1)

  T_{etabs} = 0.7385 s (mode 2)

Période donnée par les formules empiriques est :

$T = \text{Min}\{0.09\, h_n/\sqrt{D}\ ;\ C_T\,(h_n)^{3/4}\}$

Avec :

D : la dimension du bâtiment mesure à sa base dans la direction de calcul considère.

h_n : la hauteur du bâtiment mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à au dernier niveau «n» h = 35.56m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **(4.6 du RPA2003)** ⟶ **C_T = 0.05**

Sens x-x : T = min { 0.6267 ; 0.7281} = 0.6267 s

Sens y-y : T = min {0.9016 ; 0.7281} = 0.9016 s

- **Calcul de facteurs d'amplifications dynamiques moyens D :**

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que **:**

«Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
Tetabs < Tempirique	T = Tempirique
Tempirique < Tetabs < 1.3Tempirique	T = Tetabs
1.3 Tempirique < Tetabs	T = 1.3 Tempirique

- **Sens X-X :**

0.6267 < 0.7396 < 0.8147 ⟶ Donc : T = 0.7396 s

$D = 2.5\,\eta(T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3.0$ s (4.2 RPA99 VERSION 2003)

Avec :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0.7637 \geq 0.7$

$D = 2.5 \times 0.7637(0.5/0.7385)^{2/3} = 1.47$

- **Sens Y-Y :**

0.7281 < 0.7385 < 0.9465 s ⟶ Donc : T = 0.7385 s

$D = 2.5\,\eta(T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3.0$ s (4.2 RPA99 VERSION 2003)

$D = 2.5 \times 0.7637(0.5/0.7385)^{2/3} = 1.472$

Application numérique :

Sens x-x : V_{mse}= $\frac{0.15\ X\ 1.47\ X\ 1.15}{4}$ x 38089.68 = 2 414.648 KN

Sens Y-Y : V_{mse} = $\frac{0.15\ X\ 1.472\ X\ 1.15}{4}$ x 38089.68 = 2 417.9329 KN

VI.3.2. Effort tranchant à la base obtenue par L'ETABS :

Pour cela on sélectionne les éléments de la base ⟶ display ⟶ show analysis resultats tables ⟶ Base reactions ⟶ select analysis case ⟶ choisir la combinaison sismique «E» ⟶ OK

Section	Load	F1	F2
V	E	2420.22	2493.62

Les efforts tranchant à la base sont données par la colonne :

Global FX : dans le sens xx ⟶ V_{etabs} = 2420.22 KN

Global FY: dans le sens yy ⟶ V_{etabs} = 2493.62 KN

VI.3.3. Vérification :

Sens xx : V_{etabs} = 2420.22 > 80% V_{mse} = 1931.72 KN ⟶ **Condition vérifiée.**

Sens yy : V_{etabs} = 2493.62 > 80% V_{mse} = 1934.35 KN ⟶ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse}.

VI.4. Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

- **Calcul des déplacements : RPA article (4.19)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau **«k»** de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

R : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Niveau	□ek(x) (m)	□ek(y) (m)	R	□k(x) (m)	□k(y) (m)	□X	□Y	1% xh
9	0.0158	0.0183	4	0.0632	0.0732	0.0064	0.0088	0.0306
8	0.0142	0.0161	4	0.0568	0.0644	0.0056	0.0092	0.0306
7	0.0128	0.0138	4	0.0512	0.0552	0.0064	0.0092	0.0306
6	0.0112	0.0115	4	0.0448	0.046	0.0068	0.0092	0.0306
5	0.0095	0.0092	4	0.038	0.0368	0.0072	0.0084	0.0306
4	0.0077	0.0071	4	0.0308	0.0284	0.0072	0.0084	0.0306
3	0.0059	0.005	4	0.0236	0.02	0.0072	0.0072	0.0306
2	0.0041	0.0032	4	0.0164	0.0128	0.0068	0.0056	0.0306
1	0.0024	0.0018	4	0.0096	0.0072	0.0052	0.0044	0.0306
RDC	0.0011	0.0007	4	0.0044	0.0028	0.0044	0.0028	0.0442

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieur au déplacement admissible.

VI.5. Nombre de modes à considérer :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.739622	58.1305	0.0011	0.0000	58.1305	0.0011	0.0000
2	0.738523	0.0010	67.1651	0.0000	58.1315	67.1663	0.0000
3	0.621392	16.8058	0.0000	0.0000	74.9373	67.1663	0.0000
4	0.222073	13.7055	0.0000	0.0000	88.6427	67.1663	0.0000
5	0.169766	0.0000	19.0759	0.0000	88.6427	86.2422	0.0000
6	0.156888	0.4340	0.0000	0.0000	89.0767	86.2422	0.0000
7	0.113662	4.9670	0.0000	0.0000	94.0438	86.2422	0.0000
8	0.074888	2.0601	0.0000	0.0000	96.1039	86.2422	0.0000
9	0.071006	0.0000	6.9675	0.0000	96.1039	93.2097	0.0000
10	0.066689	0.2073	0.0000	0.0000	96.3112	93.2097	0.0000
11	0.055577	1.1874	0.0000	0.0000	97.4986	93.2097	0.0000
12	0.042147	0.9994	0.0000	0.0000	98.4980	93.2097	0.0000

VI.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre (ou effet **P-Δ)** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{\Delta_K P_K}{V_K h_k} \leq 0.10$$

Avec :

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k»

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

(Voir le paragraphe 4.43 calcul de Δ_k **(RPA99).**

h_k: hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

		Sens x-x			Sens y-y		
Niveau	**P (KN)**	Δ_k **(m)**	$V_k \times h_k$	θ_x	Δ_k **(m)**	$V_k \times h_k$	θ_x
RDC	38089.68	0.0044	10 697.37	0.015	0.0028	11021.80	0.010
1	33662.24	0.0052	7213.64	0.024	0.0044	7463.67	0.019
2	29583.44	0.0068	6878.51	0.029	0.0056	7125.27	0.023
3	25834.79	0.0072	6456.97	0.029	0.0072	6714.00	0.027
4	22183.67	0.0072	5935.76	0.027	0.0084	6233.92	0.029
5	18532.55	0.0072	5314.24	0.025	0.0084	5647.23	0.027
6	14881.43	0.0068	4599.48	0.0022	0.0092	1899.64	0.017
7	11316.37	0.0064	3776.10	0.019	0.0092	4115.15	0.025
8	7751.31	0.0056	2808.19	0.015	0.0092	3155.07	0.023
9	4186.26	0.0064	1659.62	0.016	0.0088	1925.38	0.019

Conclusion :

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

VI.7. Vérification de l'excentricité :

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : Centre de masse.

C_R : Centre de rigidité.

❖ **Suivant le sens x-x** :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_X$$

Lx = 26 m

Story	Diaphragme	CM	CR	CM -CR	5%LX	OBS
STORY1	D1	12.768	12.772	0.004	1.3	C.V
STORY2	D2	12.774	12.773	0.001	1.3	C.V
STORY3	D3	12.774	12.773	0.001	1.3	C.V
STORY4	D4	12.774	12.773	0.001	1.3	C.V
STORY5	D5	12.774	12.773	0.001	1.3	C.V
STORY6	D6	12.774	12.773	0.001	1.3	C.V
STORY7	D7	12.774	12.774	0	1.3	C.V
STORY8	D8	12.774	12.774	0	1.3	C.V
STORY9	D9	12.774	12.774	0	1.3	C.V
STORY10	D10	12.774	12.774	0	1.3	C.V

❖ **Suivant le sens y-y**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$$

Ly= 12.6 m

Story	Diaphragme	CM	CR	CM -CR	5%LY	OBS
STORY1	D1	6.876	8.072	1.196	0.63	C.N.V
STORY2	D2	7.902	8.028	0.126	0.63	C.V
STORY3	D3	7.604	8.147	0.543	0.63	C.V
STORY4	D4	7.604	8.267	0.66	0.63	C.N.V
STORY5	D5	7.604	8.364	0.76	0.63	C.N.V
STORY6	D6	7.604	8.440	0.836	0.63	C.N.V
STORY7	D7	7.604	8.501	0.897	0.63	C.N.V
STORY8	D8	7.604	8.550	0.946	0.63	C.N.V
STORY9	D9	7.561	8.587	1.026	0.63	C.N.V
STORY10	D10	7.122	8.603	1.481	0.63	C.N.V

Conclusion :

Après vérification on opte pour les sections de poteaux suivantes :

Niveau	Section (cm x cm)
R.D.C, 1^{ére} et 2^{éme}	45x45
3^{éme} à 5^{éme}	40x40
6^{éme} à 9^{éme}	35x35

- Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferraillage de la structure.

Introduction :

Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitée par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

ELU (1.35G+1.5Q), accidentelles (G+Q$\pm$E et 0.8G$\pm$E) et suivant les règles du RPA, en suite on effectuera les vérifications à L'ELU, L'ELS et au RPA99.

VII.1. Recommandation du RPA :

VII.1.1. Pourcentage total minimum :

A_{min} = 0.5 % (b x h) en toute section.

- **Poutres principales PP (30X45)**: A_{min} = 6.75 cm^2
- **Poutres secondaires PS (30X35):** A_{min} = 5.25 cm^2

VII.1.2. Pourcentage total maximum :

- A_{max} = 4% (b x h) ⟶ En zone courante.
- A_{max} = 6% (b x h) ⟶ En zone de recouvrement.

❖ **Poutres principales PP (30X45):**

En zone courante : A_{max} = 54 cm^2

En zone de recouvrement : A_{max} = 81 cm^2

❖ **Poutres secondaires PS (30X35):**

En zone courante : A_{max} = 42 cm^2

En zone de recouvrement : A_{max} = 63 cm^2

VII.2. Etape de calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes:

A_{st} : section inférieur tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_C : section supérieur la plus comprimée.

Un moment de flexion M_U supporté par la section.

❖ **Calcul du moment réduit « μ » :**

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

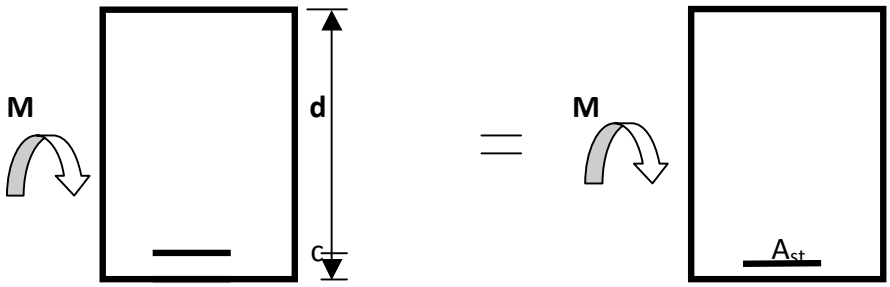
❖ **Calcul du moment réduit limite« μ_l » :**

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits **« μ »** et **« μ_l » :**

1er cas : $\mu \leq \mu_l$ ⟶ Section simplement armée **(SSA)**

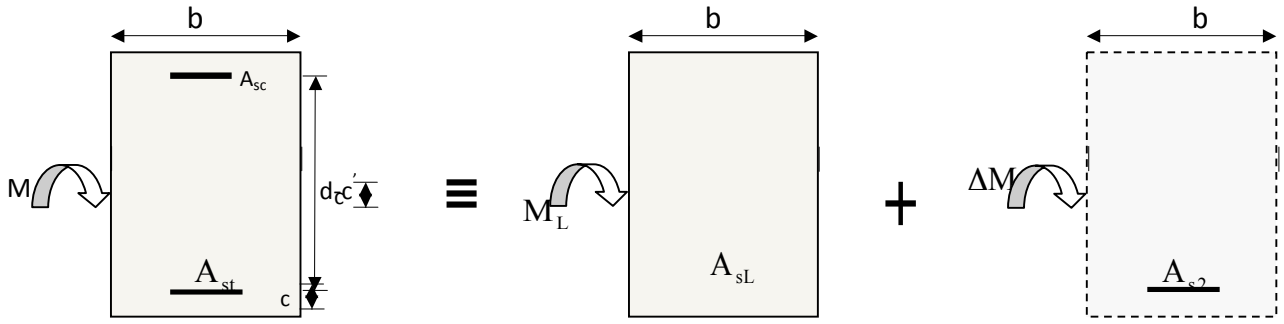
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{SC} = 0$.



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

2 éme cas : $\mu \geq \mu_l$ ⟶ Section doublement armée **(SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

VII.3. Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferraillage.

Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

- **M_{ELU} :** Moment max à l'ELU
- **M_{sa} :** Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Exemple de calcul :

Poutre principale (30x45) : niveaux 1

M = 36.382 KN.m

❖ **Calcul du moment réduit « μ » :**

$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36.382 \text{ x } 10^6}{300 \text{ x } 430^2 \text{ x } 14.2} = 0.046 < \mu_1 = 0.392$ ⟶ **(SSA)**

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \, x \, 25}{1.5} = 14.17$ MPa

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

pour $\mu = 0.086$ ⟶ **β = 0.955**

$A_{sup} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{36.382 \text{ x } 10^2}{0.955 \text{ x } 430 \text{ x } 348 \text{ x } 10^2} = 2.49 \text{ cm}^2$

$A_{sadoptée}$ = 3HA14+3HA12 = 8.01 cm^2

VII.3.1. Ferraillage des poutres principales à L'ELU :

❖ **En travée :**

Niv	M^t_{max} (KN.m)	μ	□	OBS	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	ferraillage
9	36.382	0.046	0.976	SSA	2.49	6.75	8.01	3HA14+3HA12
8	40.978	0.052	0.973	SSA	2.81		8.01	3HA14+3HA12
7	40.894	0.052	0.973	SSA	2.80		8.01	3HA14+3HA12
6	40.509	0.051	0.973	SSA	2.78		8.01	3HA14+3HA12
5	41.467	0.052	0.973	SSA	2.85		8.01	3HA14+3HA12
4	41.980	0.053	0.972	SSA	2.89		8.01	3HA14+3HA12
3	38.293	0.048	0.975	SSA	2.62		8.01	3HA14+3HA12
2	35.569	0.045	0.976	SSA	2.43		8.01	3HA14+3HA12
1	28.310	0.036	0.982	SSA	1.93		8.01	3HA14+3HA12
RDC	32.216	0.040	0.980	SSA	2.19		8.01	3HA14+3HA12

Tableau VII.1. Ferraillage des poutres principales en travée.

❖ **Aux appuis :**

Niv	M^a_{max} (KN.m)	μ	□	OBS	A_{sup} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	ferraillage
9	70.558	0.089	0.953	SSA	4.95	6.75	8.01	3HA14+3HA12
8	76.391	0.096	0.949	SSA	5.38		8.01	3HA14+3HA12
7	76.660	0.097	0.948	SSA	5.40		8.01	3HA14+3HA12
6	76.448	0.097	0.948	SSA	5.39		8.01	3HA14+3HA12
5	76.352	0.097	0.948	SSA	5.38		8.01	3HA14+3HA12
4	77.635	0.098	0.948	SSA	5.47		8.01	3HA14+3HA12
3	73.107	0.092	0.952	SSA	5.13		8.01	3HA14+3HA12
2	68.551	0.087	0.954	SSA	4.80		8.01	3HA14+3HA12
1	53.940	0.068	0.965	SSA	3.73		8.01	3HA14+3HA12
RDC	66.848	0.084	0.956	SSA	4.67		8.01	3HA14+3HA12

Tableau VII.2. Ferraillage des poutres principales aux appuis.

VII.3.2. Ferraillage des poutres secondaires à L'ELU :

❖ **En travée :**

Niv	M^t_{max} (KN.m)	μ	□	OBS	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	ferraillage
10	15.459	0.03	0.985	SSA	1.37	5.25	6.88	3HA14
9	18.300	0.04	0.980	SSA	1.63		6.88	3HA14
8	17.500	0.038	0.981	SSA	1.55		6.88	3HA14
7	16.93	0.036	0.982	SSA	1.50		6.88	3HA14
6	16.243	0.035	0.982	SSA	1.44		6.88	3HA14
5	15.972	0.034	0.983	SSA	1.41		6.88	3HA14
4	14.956	0.032	0.984	SSA	1.32		6.88	3HA14
3	13.844	0.029	0.985	SSA	1.22		6.88	3HA14
2	14.139	0.030	0.985	SSA	1.25		6.88	3HA14
1	11.556	0.025	0.987	SSA	1.02		6.88	3HA14
RDC	15.459	0.03	0.985	SSA	1.37		6.88	3HA14

Tableau VII.3. Ferraillage des poutres secondaires en travée.

❖ **Aux appuis :**

Niv	M^t_{max} (KN.m)	μ	□	OBS	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	ferraillage
10	38.905	0.084	0.956	SSA	3.54	5.25	6.88	3HA14+2HA12
9	37.195	0.080	0.958	SSA	3.38		6.88	3HA14+2HA12
8	36.106	0.078	0.959	SSA	3.28		6.88	3HA14+2HA12
7	34.899	0.075	0.960	SSA	3.16		6.88	3HA14+2HA12
6	37.786	0.080	0.958	SSA	3.43		6.88	3HA14+2HA12
5	40.217	0.086	0.955	SSA	3.67		6.88	3HA14+2HA12
4	35.967	0.077	0.959	SSA	3.26		6.88	3HA14+2HA12
3	33.169	0.071	0.963	SSA	3.00		6.88	3HA14+2HA12
2	29.169	0.063	0.967	SSA	2.63		6.88	3HA14+2HA12
1	22.361	0.048	0.975	SSA	2.00		6.88	3HA14+2HA12
RDC	38.905	0.084	0.956	SSA	3.54		6.88	3HA14+2HA12

Tableau VII.4. Ferraillage des poutres secondaires aux appuis.

VII.4. Vérification des poutres à L'ELU :

VII.4.1. Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{sadoptée} > A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{fe}$$

❖ **Poutres principales**

A_{min} = 0.23 x 0.30 x 0.43 x $\frac{2.1}{400}$ = 1.56 cm^2

❖ **Poutres secondaires :**

A_{min} = 0.23 x 0.30 x 0.33 x $\frac{2.1}{400}$ = 1.19 cm^2

$$A_{sadoptée} > A_{min}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

VII.4.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (Art A.5.1/BAEL91 modifiées 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u}}$$

Avec :

$\mathbf{T_u^{max}}$ **:** Effort tranchant max à L'ELU.

Pour la fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0,2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\text{Mpa}\right\} = 3,33Mpa$$

❖ **Pour les Poutres principales :**

τ_u = $\frac{133.4 \text{ x } 10^3}{300 \text{ x } 430}$ = 1.034 MPa

❖ **Pour les Poutres secondaires :**

$$\tau_u = \frac{44.12 \text{ x } 10^3}{300 \text{ x } 330} = 0.44$$

Les conditions sont vérifiées.

VII.4.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis (BAEL91art 5.1.32)

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ **Pour les Poutres principales :**

$$T_u = 133.40KN \leq \overline{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9 \text{ x } 0.43 \text{ x } 0.30 \text{ x} 25 \text{ x } 10^3}{1.5} = 774KN$$

❖ **Pour les Poutres secondaires :**

$$T_u = 106.46KN \leq \overline{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9 \text{ x } 0.33 \text{ x } 0.30 \text{ x} 25 \text{ x } 10^3}{1.5} = 594KN$$

Les conditions sont vérifiées.

VII.4.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

❖ **Appuis de rive :(Art 5.1.31 / BAEL91)**

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

- **Poutres principales (PP) :**

A_{st} min à ancrer $= \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{133.40 \text{ x } 10^3}{348 \ X \ 100} = 3.83 \text{ cm}^2$

A_{st} adopté = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm^2

- **Poutres secondaires (PS):**

A_{st} min à ancrer $= \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{106.46 \text{ x } 10^3}{348 \ X \ 100} = 3.06 \text{ cm}^2$

A_{st} adopté = 3HA14+2HA12 = 6.88 cm^2

❖ **Appuis intermédiaires : (Art A.5.1.32/ BAEL 91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime, M_u est inférieur à $0,9.V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$V_{umax} + \frac{M}{0.9 \times d}$$

Donc : $$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1}{f_{su}}$$

Poutres principales (PP) :

$A_s = (133.40 - \frac{77.635}{0.9 \text{ x } 0.43}) \text{ x } \frac{1}{348} = - 0.19 \text{ cm}^2$

A_{st} adopté = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm^2

Poutres secondaires (PS):

$A_s = (106.46 - \frac{40.217}{0.9 \text{ x } 0.33}) \text{ x } \frac{1}{348} = - 0.083 \text{ cm}^2$

A_{st} adopté = 3HA14+2HA12 =6.88 cm^2

❖ **Entrainement des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91 modifié 99)**

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \text{ x } f_{t28}$$

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \text{ x d x} \sum \mu_i}$; avec: μ_i le périmétre des barrees

❖ **Poutres principales (PP) :**

avec $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \text{x} 2.1 = 3.15$ MPa

μ_i = n x π x Ø = 3 x 3.14 x 1.4 + 3 x 3.14 x 1.2 = 24.492 cm

$\tau_{se} = \frac{133.40 \text{ x } 10^3}{0.9 \text{ x } 430 \text{ x } 24.492} = 1.41$ MPa

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

❖ **Poutres secondaires (PS) :**

μ_i = n x π x Ø = 3 x 3.14 x 1.4 + 2 x 3.14 x 1.2 = 20.72 cm

$$\tau_{se} = \frac{106.46 \text{ x } 10^3}{0.9 \text{ x } 330 \text{ x } 20.72} = 1.73 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

VII.4.5. Longueur de scellement droit :

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

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau_{se}}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = 0.6 (\Psi_s)^2 x f_{t28} = 0.6 \text{ x } (1.5)^2 \text{ x } 2.1 = 2.835 \text{MPa}$

$L_S = \frac{1.2 \, x \, 400}{4 \, x \, 2.84} = 42.33$ cm **On prend** **L_S = 45cm**

Pour ϕ12 : L_S = 42.33 cm

Pour ϕ14 : L_S = 49.38 cm

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : ls= 18.00 cm.
Pour les HA14 : ls= 20.00 cm.

VII.5. Calcul des armatures transversales :

VII.5.1. Poutres principales :

- **Calcul des espacements :**

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi \right\}$ donc $S_t \leq min \left\{ 11.25 ; 14.4 \right\}$

Soit S_t= 10 cm

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{h}{2}$ donc S'_t = 22.5 cm

Soit S_t=15 cm

- **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

ϕ_t= étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min\{12.86, 12, 30\}$ soit ϕ_t= 8mm

On optera pour un cadre et un étrier soit **A_t = 4HA8 =2.01cm².**

VII.5.2. Poutres secondaires :

- **Calcul des espacements :**

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq min\{\frac{h}{4}; 12\phi\}$ donc $S_t \leq min\{8.75 ; 14.4\}$

Soit S_t= 8 cm

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{h}{2}$ donc S'_t =17.5 cm

Soit S_t=15 cm

- **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

$\phi_t \leq \min\{10, 12, 30\}$ soit ϕ_t= 8mm

On optera pour un cadre et un étrier soit **A_t = 4HA8 =2.01cm².**

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de d'encastrement.

VII.5.3. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutre rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principale PP : L'= 2 x 45 = 90cm.

VII.6. Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui sont leurs relatives :

- Etats limite d'ouverture des fissures.
- Etats limite de résistance du béton en compressions.
- Etats limite de déformation.

VII.6.1. Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.6.2 Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles**.**

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_s$**= 348 MPa**

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc}$ **= 15 MPa**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

σ_{bc} = k x $\sigma_s \leq 0.6\ f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc}$= 15 MPa avec k = $\frac{1}{k_1}$: $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta 1\ d\ A}$

σ_s : La contrainte dans l'acier ; A : armature adoptées à L'ELU

On calcul : $\rho_1 = \frac{100\ A_S}{b_0\ d}$

Les résultats des vérifications à L'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ **Poutres principales :**

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_u (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)	Obs
9	24.787	8.01	0.621	0.884	28.10	81.41	2.90	15	CV
8	24.520	8.01	0.621	0.884	28.10	80.53	2.86	15	CV
7	23.827	8.01	0.621	0.884	28.10	78.25	2.78	15	CV
6	21.090	8.01	0.621	0.884	28.10	69.27	2.46	15	CV
5	21.545	8.01	0.621	0.884	28.10	70.76	2.52	15	CV
4	20.358	8.01	0.621	0.884	28.10	66.86	2.38	15	CV
3	19.535	8.01	0.621	0.884	28.10	64.16	2.28	15	CV
2	18.07	8.01	0.621	0.884	28.10	59.35	2.11	15	CV
1	18.666	8.01	0.621	0.884	28.10	61.30	2.18	15	CV
RDC	20.212	8.01	0.621	0.884	28.10	66.38	2.36	15	CV

Tableaux VII.5 : vérification de la contrainte de compression du béton en travée des Poutres principales

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_u (cm^2)	ρ1	β1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)	Obs
9	32.636	8.01	0.621	0.884	28.10	107.19	3.81	15	CV
8	37.689	8.01	0.621	0.884	28.10	123.78	4.40	15	CV
7	36.717	8.01	0.621	0.884	28.10	120.59	4.29	15	CV
6	35.410	8.01	0.621	0.884	28.10	116.29	4.14	15	CV
5	34.085	8.01	0.621	0.884	28.10	111.95	3.98	15	CV
4	33.734	8.01	0.621	0.884	28.10	110.79	3.94	15	CV
3	31.362	8.01	0.621	0.884	28.10	103.00	3.66	15	CV
2	28.394	8.01	0.621	0.884	28.10	93.25	3.32	15	CV
1	28.898	8.01	0.621	0.884	28.10	94.91	3.38	15	CV
RDC	28.064	8.01	0.621	0.884	28.10	92.17	3.28	15	CV

Tableaux VII.6 : vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des Poutres principales.

❖ **Poutres secondaires :**

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_u (cm^2)	ρ1	β1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)	Obs
9	8.319	6.88	0.695	0.879	26.32	41.68	1.58	15	CV
8	7.579	6.88	0.695	0.879	26.32	37.98	1.44	15	CV
7	7.500	6.88	0.695	0.879	26.32	37.58	1.43	15	CV
6	7.330	6.88	0.695	0.879	26.32	36.73	1.39	15	CV
5	6.871	6.88	0.695	0.879	26.32	34.43	1.31	15	CV
4	6.497	6.88	0.695	0.879	26.32	32.55	1.24	15	CV
3	6.307	6.88	0.695	0.879	26.32	31.60	1.20	15	CV
2	5.972	6.88	0.695	0.879	26.32	29.92	1.14	15	CV
1	6.328	6.88	0.695	0.879	26.32	31.71	1.20	15	CV
RDC	5.897	6.88	0.695	0.879	26.32	29.55	1.12	15	CV

Tableaux VII.7 : vérification de la contrainte de compression du béton en travée des Poutres secondaires

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_u (cm^2)	ρ1	β1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)	Obs
9	11.283	6.88	0.695	0.879	26.32	56.54	2.15	15	CV
8	13.329	6.88	0.695	0.879	26.32	66.79	2.54	15	CV
7	12.743	6.88	0.695	0.879	26.32	63.85	2.42	15	CV
6	12.328	6.88	0.695	0.879	26.32	61.77	2.35	15	CV
5	11.827	6.88	0.695	0.879	26.32	59.26	2.25	15	CV
4	11.630	6.88	0.695	0.879	26.32	58.27	2.21	15	CV
3	10.891	6.88	0.695	0.879	26.32	54.57	2.07	15	CV
2	10.080	6.88	0.695	0.879	26.32	50.51	1.92	15	CV
1	10.242	6.88	0.695	0.879	26.32	51.32	1.95	15	CV
RDC	8.424	6.88	0.695	0.879	26.32	42.21	1.60	15	CV

Tableaux VII.8 : vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des Poutres secondaires

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

VI.7. ELS vis-à-vis des déformations :

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

VI.7.1. Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

- **Sens longitudinal** : la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86cm$
- **Sens transversal** : la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{535}{500} = 1.07\,cm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f}$

$E_v = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700.\sqrt[3]{25} = 10818.86\,MPa$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisé (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15.\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A_s'\left(\frac{h}{2} - c\right)^2\right] = \frac{bh^3}{12} + 15.\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2\right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0.d}$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02.f_{t28}}{5.\rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

$$\mu = \max\left(1 \quad \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}; 0\right)$$

La contrainte dans les aciers tondus :

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$ (Voir l'état limite de résistance du béton en compression).

Les résultats de vérification de la flèche pour les poutres principales et les poutres secondaires sont donnés dans les tableaux suivant :

VI.7. Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée et prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.7.2. Vérification de la flèche des poutres principales :

Niv	M_{ts} (KN.m)	L (cm)	E_v (Mpa)	h (cm)	A_s (cm^2)	σ_s (Mpa)	λ	μ	I_0 (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f (cm)	f_{adm} (cm)	obs
9	24.787	500	10818.866	45	8.01	81.41	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.14	1.07	CV
8	24.520	500	10818.866	45	8.01	80.53	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.13	1.07	CV
7	23.827	500	10818.866	45	8.01	78.25	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.13	1.07	CV
6	21.090	500	10818.866	45	8.01	69.27	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.12	1.07	CV
5	21.545	495	10818.866	45	8.01	70.76	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.12	1.07	CV
4	20.358	495	10818.866	45	8.01	66.86	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.11	1.07	CV
3	19.535	495	10818.866	45	8.01	64.16	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.10	1.07	CV
2	18.07	490	10818.866	45	8.01	59.35	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.09	1.07	CV
1	18.666	490	10818.866	45	8.01	61.30	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.10	1.07	CV
RDC	20.212	490	10818.866	45	8.01	66.38	0.013	0.00547	378.55	408.85	0.10	1.07	CV

VI.6.2 Vérification de la flèche des poutres secondaires :

Niv	M_{ts} (KN.m)	L (cm)	E_v (Mpa)	h (cm)	A_s (cm^2)	σ_s (Mpa)	λ	μ	I_0 (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f (cm)	f_{adm} (cm)	obs
9	8.319	395	10818.866	35	6.88	41.68	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.032	0.86	CV
8	7.579	395	10818.866	35	6.88	37.98	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.029	0.86	CV
7	7.500	395	10818.866	35	6.88	37.58	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.029	0.86	CV
6	7.330	395	10818.866	35	6.88	36.73	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.028	0.86	CV
5	6.871	390	10818.866	35	6.88	34.43	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.026	0.86	CV
4	6.497	390	10818.866	35	6.88	32.55	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.024	0.86	CV
3	6.307	390	10818.866	35	6.88	31.60	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.023	0.86	CV
2	5.972	385	10818.866	35	6.88	29.92	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.022	0.86	CV
1	6.328	385	10818.866	35	6.88	31.71	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.023	0.86	CV
RDC	5.897	385	10818.866	35	6.88	29.55	0.012	0.00606	343.72	371.38	0.021	0.86	CV

VIII. INTRODUCTION :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à L'ELU ; puis en effectue des vérifications à L'ELS.

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.

Sous les combinaisons :

- 1.35G+1.5Q ; G+Q±E et 0.8G±E

Recommandation du RPA : (zone II_a)

VIII.1. Armatures longitudinales : (RPA Art.7.5.2.2)

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

- Le diamètre minimal est de **12mm,**
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm.**
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

- **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton (0.8% x b x h):

- **Poteaux (45x45)** : A_{min} = 0.008 x 45 x 45 = 16.2 cm²
- **Poteaux (40x40)** : A_{min} = 0.008 x 40 x 40 = 12.8 cm²
- **Poteaux (35x35)** : A_{min} = 0.008 x 35 x 35 = 9.8 cm²
- **Poteaux D 60** : $A_{min} = \frac{\pi X (60)^2}{4}$ x 0.008 = 22.61 cm²

- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- **Zone courante sera de : 4% x b x h**

- **Poteaux (45x45)** : A_{max} = 0.04 x 45 x45 = 81 cm²
- **Poteaux (40x40)** : A_{max} = 0.04 x 40 x 40 = 64 cm²
- **Poteaux (35x35)** : A_{max} = 0.04 x 35 x 35 = 49 cm²
- **Poteaux D 60** : $A_{max} = \frac{\pi X (60)^2}{4}$ x 0.04 = 113.04 cm²

- **Zone de recouvrement sera de 6% x b x h:**

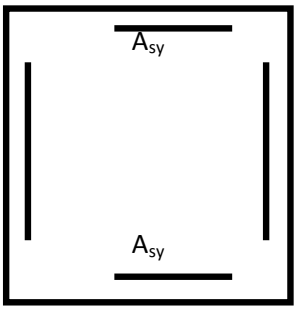
  - **Poteaux (45x45)** : A_{max} = 0.06 x 45 x45 = 121.5 cm²
  - **Poteaux (40x40)** : A_{max} = 0.06 x 40 x 40 = 96 cm²
  - **Poteaux (35x35)** : A_{max} = 0.06 x 35 x 35 = 73.5 cm²
  - **Poteaux D 60** : $A_{max} = \frac{\pi X (60)^2}{4}$ x 0.06 = 169.56 cm²

VIII.1.2. Conventions:

- **Efforts normaux :**

N> 0 **:** compression

N< 0 **:** traction



- **Ferraillage :**

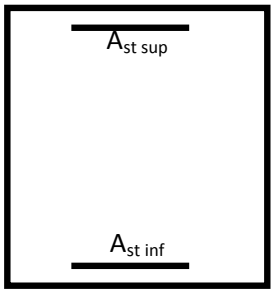
As_x: armatures dans le sens xx.

As_y: armatures dans le sens yy.

VIII.1.3. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

VIII.1.3.1. Section entièrement tendus :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)$$



$A_{st\ sup}$ et $A_{st\ inf}$ seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times A_{st\ inf} \times \sigma_{st} \\ A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t (\frac{h}{2} - c - e_u) = 0. \end{cases}$$

VIII.1.3.2. Section partiellement comprimée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq (\frac{h}{2} - c)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$(d - c)\, N_u - M_f \geq (0.337 - 0.81\frac{c'}{h})\, bh^2 f_{bu}$$

Avec :

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$ ⟶ moment fictif

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$ Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée. **(SSA)**

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée. **(SDA)**

Donc il faut calculer A_1 et A_1'.

$\mu_1 = 0.392$

$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$

La section réelle est donnée par : $A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ pour une SSA, et pour une section doublement armée $A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$

$A_1 = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$

Avec: $\Delta M = M_f + M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

VIII.1.3.3. Section entièrement comprimée :

On dit qu'une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée. Il ya deux cas possible de ferraillage après vérification de la condition suivante :

$N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$ (B)

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$

$A_s = \frac{N_u - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_s'$.

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \text{ avec } \Psi = \frac{0.375 + \frac{N-(d-c')-M_f}{b\ h^2\ fbu}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant:

Poteaux (45 x45) :

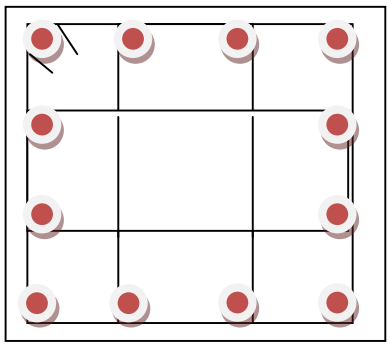
	Etat limite ultime		Combinaison accidentelles	
Nc_{max} → M_{corres}	Nc_{max} = 1562.96 KN		Nc_{max} = 1510.99 KN	
	M_3 = -1.117 KN.m	M_2 = 2.069 KN.m	M_3 = -13.104 KN.m	M_2 = -13.931 KN.m
	A_{S3} = 0.00 cm^2	A_{S2} = 0.00 cm^2	A_{S3} = 0.00 cm^2	A_{S2} = 0.00 cm^2
Nc_{min} → M_{corres}	Nc_{min}= -390.50 KN		Nc_{min} = -786.10 KN	
	M_3 = -15.999 KN.m	M_2 = 0.467 KN.m	M_3 = -0.114 KN.m	M_2 = 7.009 KN.m
	A_{S3} = 4.49 cm^2	A_{S2} = 6.74 cm^2	A_{S3} = 10.81 cm^2	A_{S2} = 11.79 cm^2
N_{3max} → N_{corres}	N_{3max} = 610.44 KN		N_{corres} = 374.79 KN	
	M_{3max}= 25.70 KN.m		M_{3max}= 138.579 KN.m	
	A_{S3} = 0.00 cm^2	A_{S3} = 5.32 cm^2	A_{S3} = 0.00 cm^2	A_{S2} = 5.32 cm^2
M_{2max} → N_{corres}	N_{corres} = -771.14 KN		N_{corres} = -5.29 KN	
	M_{2max} = 15.318 KN.m		M_{2max} = 52.763 KN.m	
	A_{S3} = 10.01 cm^2	A_{S2} = 12.16 cm^2	A_{S3} = 0.00 cm^2	A_{S2} = 3.69 cm^2

Tableau VIII. 1 ferraillage des poteaux (45 x 45) suivant les deux sens.

Sens XX: $A_{s3\ max}$= 10.81cm^2

Sens YY : $As_{2\ max}$= 12.16cm^2

On opte pour le ferraillage suivant : **As_2= 4 HA16 = 8.04cm^2**



La section totale de **12 HA14 = 18.47cm²**est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}$= 16.2cm²).

- **Poteaux (40 x40) :**

	Etat limite ultime		Combinaison accidentelles	
Nc_{max} → M_{corres}	Nc_{max} = 961.97 KN		Nc_{max} = 863.86 KN	
	M_3 = -3.024 KN.m	M_2 = 6.474 KN.m	M_3 = -20.551 KN.m	M_2 = -38.524 KN.m
	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 0.00 cm²	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 0.00 cm²
Nc_{min} → M_{corres}	Nc_{min}= 202.26 KN		Nc_{min} = -262.40 KN	
	M_3 = -16.082 KN.m	M_2 = 0.089 KN.m	M_3 = 7.964 KN.m	M_2 = 1.437 KN.m
	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 0.00 cm²	A_{S3} = 4.41 cm²	A_{S2} = 3.14 cm²
N_{3max} → N_{corres}	N_{3max} = 447.53 KN		N_{corres} = 253.74 KN	
	M_{3max}= 25.429 KN.m		M_{3max}= 105.998 KN.m	
	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 5.55 cm²	
M_{2max} → N_{corres}	N_{corres} = 433.39 KN		N_{corres} = 291.97 KN	
	M_{2max} = 17.901 KN.m		M_{2max} = 61.402 KN.m	
	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 0.00 cm²	A_{S2} = 0.95 cm²	

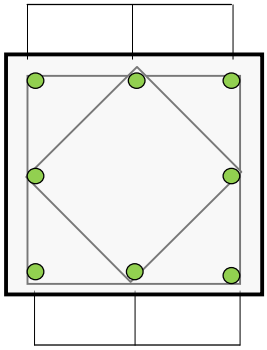
Tableau VIII. 2 ferraillages des poteaux (40 x 40) suivant les deux sens.

Sens XX: $A_{s3\ max}$= 4.41 cm²

Sens YY : $As_{2\ max}$= 5.55 cm²

On opte pour le ferraillage suivant :

As_3=2HA16+1HA14 = 5.56cm



As_3=2HA16+1HA14 = 5.56cm

La section totale de **4HA16+4HA14 = 14.20cm²**est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}$= 12.8 cm²)

- **Poteaux (35 x 35) :**

	Etat limite ultime		Combinaison accidentelles	
Nc_{max} → M_{corres}	Nc_{max} = 517.01 KN		Nc_{max} = 468.49 KN	
	M_3 = -3.422 KN.m	M_2 = 7.314 KN.m	M_3 = 27.482KN.m	M_2 = -17.959 KN.m
	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 0.00 cm²	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 0.00 cm²
Nc_{min} → M_{corres}	Nc_{min}= 23.16 KN		Nc_{min} = -31.78 KN	
	M_3 = 19.01KN.m	M_2 = 0.21 KN.m	M_3 = 14.94KN.m	M_2 = 0.819 KN.m
	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 1.35 cm²	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 1.79 cm²
N_{3max} → N_{corres}	N_{3max} = 38.21 KN		N_{corres} = 150.08 KN	
	M_{3max}= 30.996 KN.m		M_{3max}= 59.584 KN.m	
	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S3} = 2.24 cm²	A_{S3} = 3.59 cm²	
M_{2max} → N_{corres}	N_{corres} = 78.10 KN		N_{corres} = 102.82 KN	
	M_{2max} = 19.955 KN.m		M_{2max} = 53.598 KN.m	
	A_{S3} = 0.00 cm²	A_{S2} = 0.64cm²	A_{S2} = 3.57 cm²	

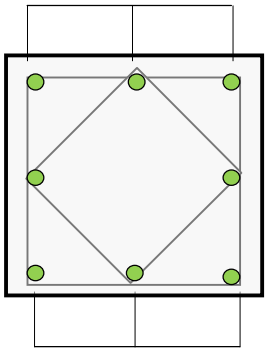
Tableau VIII. 3 ferraillages des poteaux (35 x 35) suivant les deux sens.

Sens XX: $A_{s3\ max}$= 3.59 cm²

Sens YY : $As_{2\ max}$= 3.57 cm²

On opte pour le ferraillage suivant :

As_3=2HA14+1HA12 = 4.21cm²



As_3=2HA14+1HA12 = 4.21cm

La section totale de **4HA14+4HA12 = 10.68 cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}$= 9.8 cm²)

Poteaux circulaires D60 :

	Etat limite ultime		Combinaison accidentelles	
Nc_{max} → M_{corres}	Nc_{max} = 971 KN		Nc_{max} = 9952.48 KN	
	M_3 = -3.4083 KN.m	M_2 = 0.401 KN.m	M_3 = 25.052KN.m	M_2 = 15.131 KN.m
	A_{S3} = cm^2	A_{S2} = cm^2	A_{S3} = 0.00 cm^2	A_{S2} =0.00 cm^2
Nc_{min} → M_{corres}	Nc_{min}= 50.53 KN		Nc_{min} = -196.94 KN	
	M_3 = -23.445KN.m	M_2 = 1.151 KN.m	M_3 = 21.983KN.m	M_2 = 21.947KN.m
	A_{S3} =1.25 cm^2	A_{S2} =0.00 cm^2	A_{S3} =3.45 cm^2	A_{S2} =4.25 cm^2
N_{3max} → N_{corres}	N_{3max} = 50.53 KN		N_{corres} = -51.63 KN	
	M_{3max}= 23.445 KN.m		M_{3max}= 47.098 KN.m	
	A_{S3} =.00 cm^2	A_{S3} = 2.24 cm^2	A_{S3} =3.78 cm^2	A_{S2} =0.00 cm^2
M_{2max} → N_{corres}	N_{corres} = 899.56 KN		N_{corres} = -117.49 KN	
	M_{2max} = 2.685 KN.m		M_{2max} = 22.46 KN.m	
	A_{S3} = 0.00 cm^2	A_{S2} = 0.64cm^2	A_{S3} =.00 cm^2	A_{S2} = 3.57 cm^2

Tableau VIII. 4 ferraillages des poteaux D60 suivant les deux sens.

VIII.2. 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 les déplacements transversaux du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VIII.2.1. Diamètres des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \qquad \text{soit } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

$\emptyset_1$: diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA 99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrés par deux cadres en $\emptyset$ 8 .

Soit (A_t = 4HA8 = 2.01cm^2).

VIII.2.2. Calcul des espacements :

- **L'espacement des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t: Espacement des armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée

Est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

- **Elancement géométrique du poteau :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement (L_f= 0.707 l_0).

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau [(b-c) x (h-c')].

I : moment d'inertie du poteau (I = $bh^3/12$) par rapport à l'axe faible.

$\boldsymbol{\lambda = \frac{L_f}{i}}$ **:** Élancement du poteau.

$\boldsymbol{\lambda} = \frac{\mathbf{L_f}}{\mathbf{i_{min}}}$ Tel que : $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$

Donc :

$\lambda = \frac{0.707\ X\ 442}{0.45}$

$\lambda = 6.94$

$\boldsymbol{\lambda}$ Est supérieur à 5 donc le coefficient **ρ** sera pris égal à **2.50.**

La section d'armatures transversale est égal à $\mathbf{A_t}$ **= 2.01 cm²**

L'effort tranchant max est égal à $\mathbf{V_u}$**= 92.32 KN.**

Application numérique :

$t = \frac{A_t x\ h_1 x\ f_e}{\rho\ x\ V_u} = \frac{201\ x\ 442\ x\ 400}{2.5\ x\ 92.32\ x\ 10^2} = 15.39$ cm

VIII.2.3. Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «$\mathbf{S_t}$» des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min(10\ \emptyset_l^{min}, 15\text{ cm}) < (12\text{ cm}, 15\text{cm})$

On adopte $\mathbf{S_t}$ **= 10 cm.**

- **En zone courante :**

$S_t' \leq 15\emptyset_l^{min} < 24$cm

On adopte $\mathbf{S_t}$ **= 15 cm.**

VIII.2.4. Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

Pour $\boldsymbol{\lambda_g \geq 5}$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\mathbf{A_t^{min} = 3‰\ S_t \times b}$$

- **Poteaux 1**

$A_{min} = 0.003x15x45 = 2.025\text{ cm}^2 > A_{dopté} = 2.01\text{ cm}^2$ ⟶ condition non vérifiée.

- **Poteaux 2 :**

$A_{min} = 0.003x15x40 = 1.8\text{cm}^2 < A_{dopté} = 2.01\text{ cm}^2$ ⟶ condition vérifiée.

- **Poteaux 3 :**

A_{min} =0.003x15x35= 1.575 cm² < $A_{adopté}$= 2.01 cm² ⟶ condition vérifiée.

- **Poteaux 4 :**
  A_{min} =0.003x15x60 = 2.7cm² > $A_{adopté}$= 2.01 cm² ⟶ condition non vérifiée.

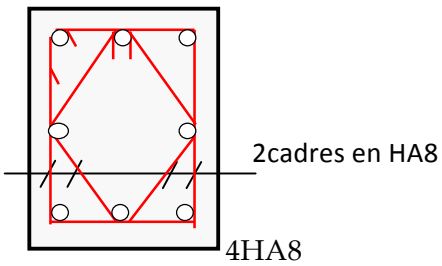
Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **10 cm** constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

Solution :

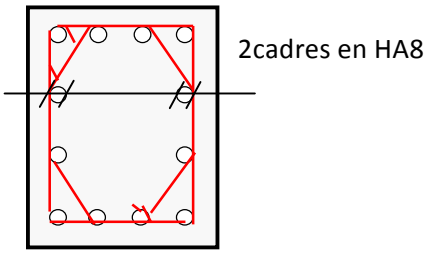
- **Poteaux 1 :**
  A_{min} =0.003x10x45=1.35cm² < $A_{adopté}$= 2.01cm² ⟶ condition vérifiée.
- **Poteaux 2 :**
  A_{min} =0.003x10x40=1.2 cm² < $A_{adopté}$= 2.01cm² ⟶ condition vérifiée.
- **Poteaux 3 :**
  A_{min} =0.003x10x35=1.05cm² < $A_{adopté}$= 2.01cm² ⟶ condition vérifiée.
- **Poteaux 4 :**
  A_{min} =0.003x10x60=1.8cm² < $A_{adopté}$= 2.01cm² ⟶ condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 8 barres



poteaux avec 12barres



Les crochets ont une longueur de 8 cm.

VIII.3. Vérification à L'ELS:

VIII.3.1. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles**.**

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_s$ = **348Mpa**

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc}$ =**15 Mpa**

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **3-3** et **2-2.**

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_S}{N_S} < \frac{h}{6}$ ⟶ section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_S}{N_S} > \frac{h}{6}$ ⟶ section entièrement comprimée.

VIII.3.2. Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

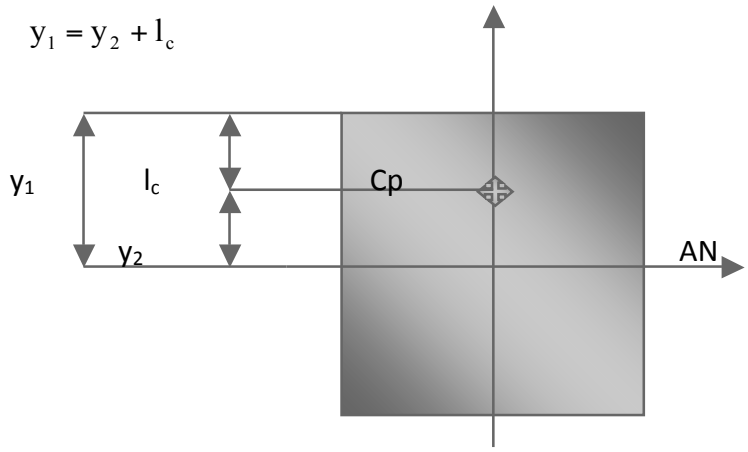


Fig.V.24:

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp ;

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $lc = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

. Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot \left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

• Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

-On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot \left(A_s + A'_s\right)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot \left(A_s + A'_s\right)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$ Sur la fibre supérieure

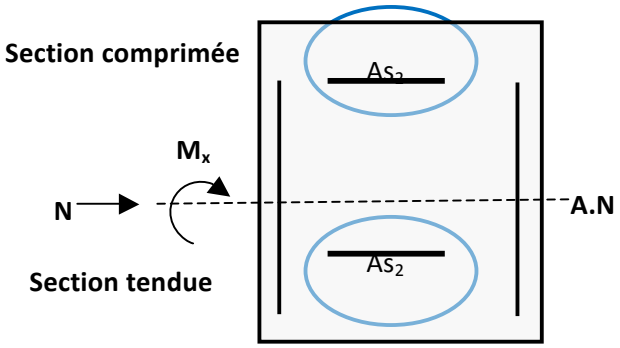
$$\sigma_{\inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$ Sur la fibre inférieure

Finalement on vérifie : max $\left(\sigma_{\sup}; \sigma_{\inf}\right) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Sens 2-2:

La section à prendre en compte pour le Calcul des contraintes est :



Aciers tendus : $\mathbf{As_{2adopté}}$.

Aciers comprimés : $\mathbf{As_{2adopté}}$

Les contraintes obtenues sont :

$\boldsymbol{\sigma_{bs}}$: Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\boldsymbol{\sigma_{ss}}$: Contrainte max dans les aciers inférieurs.

$\boldsymbol{\sigma_{bi}}$: Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\boldsymbol{\sigma_{si}}$: Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	Sections [cm^2]	sens	N [KN]	M [KN.m]	A_S [cm^2]	σ_{bs} [MPa]	σ_{ss} [MPa]	σ_{bi} [MPa]	σ_{si} [MPa]
RDC 1 et 2	45x45	3-3	1135.47	-0.801	18.47	5.4	81.4	5.50	82.7
			286.04	-11.595		0.7	11.2	2.10	30.2
			445.68	18.427		3.3	47.3	1.00	17.1
		2-2	1135.47	1.501		5.6	83.2	5.40	80.8
			286.04	0.338		1.4	20.5	1.40	20.4
			562.74	11.099		3.4	49.7	2.00	31.6
	D60	3-3	708.48	-2.939	24.13	2.37	25.47	2.29	34.48
			36.57	-16.979		/	-28.65	1.21	12.97
			36.57	16.979		1.22	13.08	/	-28.94
		2-2	708.48	0.283		2.35	35.14	2.32	34.81
			36.57	-0.846			-0.85	0.23	3
			656.32	1.949		0.26	3.74	0.11	1.85
3 au 5	40x40	3-3	701.32	-2.186	14.20	3.8	57.3	4.10	61.7
			148.09	-11.668		0	0.8	1.70	24.4
			328.71	18.459		3.2	46.5	0.50	9.3
		2-2	701.32	4.703		4.3	64.3	3.60	54.8
			148.09	0.064		0.8	12.6	0.80	12.5
			316.24	13.003		2.8	40	0.80	13.7
6 au 9	35x35	3-3	377.18	-2.478	10.68	2.5	38.2	3.10	45.6
			16.97	-13.84		0	89.9	2.50	29.7
			27.77	22.487		4.1	48.3	0.00	145.8
		2-2	377.18	5.315		3.4	49.8	2.20	33.9
			16.97	-0.153		0.1	1.7	0.10	2.1
			57.42	14.538		2.7	35.1	0.00	56.6

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VIII.4. Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

λ Est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0.075.**

$\bar{\tau}_{bu}$=1.875 Mpa.

- **Poteaux RDC, Niveau 1 et 2 (45x45) :**
  - **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{5.22\ x10^3}{450\ x\ 430} = 0.026\ MPa$$

  - **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{11.6\ x\ 10^3}{450\ x\ 430} = 0.06\ MPa$$

- **Poteaux Niveau 3 au 5 (40x40) :**
  - **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{8.05\ x\ 10^3}{400\ x\ 380} = 0.053\ MPa$$

  - **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{12.61\ x10^3}{400\ x\ 380} = 0.083\ MPa$$

- **Poteaux Niveau 6 au 9 (35x35) :**
  - **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{8.9x\ 10^3}{350\ x\ 330} = 0.077\ MPa$$

  - **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{14.53x\ 10^3}{350\ x\ 330} = 0.126\ MPa$$

- **Poteaux D60:**
  - **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{0.77\ x\ 10^3}{600\ x\ 540} = 0.0023\ MPa$$

  - **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{8.38\ x\ 10^3}{600\ x\ 540} = 0.02\ MPa$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VIII.5. Condition de non fragilité :

La sollicitation provocant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique $\mathbf{f_e}$.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}\left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}\right)$$

Niv	Sections [cm^2]	sens	N [KN]	M [KN.m]	e_s [cm]	A_{min} [cm^2]	A_{adopt} [cm^2]	obs
RDC 1 et 2	45x45	3-3	1135.47	0.801	0.07	5.71	6.16	CV
			286.04	11.595	4.05	4.59	6.16	
			445.68	18.427	4.13	9.43	10.18	
		2-2	1135.47	1.501	0.13	5.80	6.16	
			286.04	0.338	0.11	5.79	6.16	
			562.74	11.099	1.97	6.86	8.24	
	D60	3-3	708.48	2.939	0.14	9.54	10.18	CV
			36.57	16.979	4.64	36.12	37.7	
			36.57	16.979	4.64	36.12	37.7	
		2-2	708.48	0.283	0.039	9.81	10.18	
			36.57	0.846	2.31	1.22	4.52	
			656.32	1.949	0.29	11.04	12.32	
3 au 5	40x40	3-3	701.32	2.186	0.31	4.64	6.16	CV
			148.09	11.668	7.87	3.09	6.16	
			328.71	18.459	5.61	15.09	16.08	
		2-2	701.32	4.703	0.67	4.79	6.16	
			148.09	0.064	0.04	4.53	6.16	
			316.24	13.003	4.11	8.28	12.06	
6 au 9	35x35	3-3	377.18	2.478	0.65	4.49	6.16	CV
			16.97	13.84	81.5	1.23	4.52	
			27.77	22.487	80.9	1.22	4.52	
		2-2	377.18	5.315	1.41	5.87	6.16	
			16.97	0.153	0.90	2.09	4.52	
			57.42	14.538	25.3	24.21	25.13	

IX. INTRODUCTION:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

IX.1. Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

IX.1.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

❖ **Découpage du diagramme en bandes (d) :**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement comprimé :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

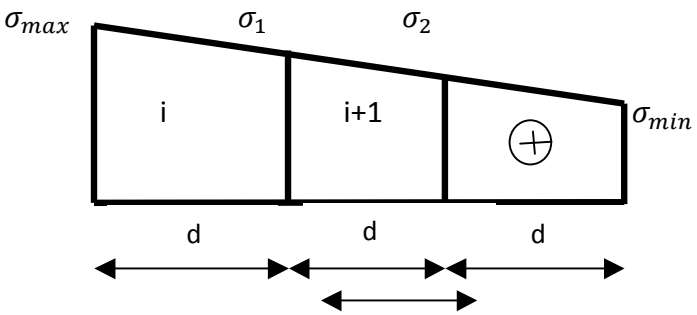
❖ **Section entièrement comprimée exemple avec 3 bandes :**

$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_I}{2}$ x d x e

$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ x d x e

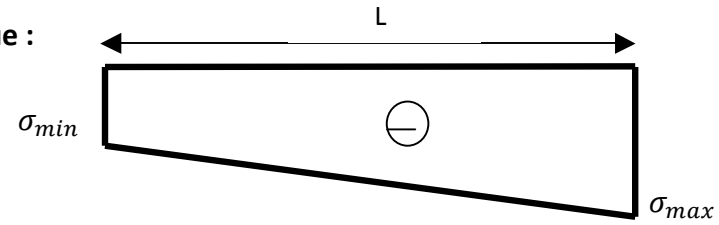
Avec :

e: épaisseur du voile.



❖ **Section entièrement tendue :**

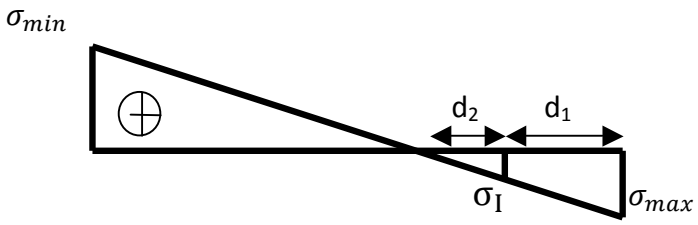
$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$ x L x e



❖ **Section partiellement comprimée :**

$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_I}{2}$ x d_1 x e

$N_2 = \frac{\sigma_I}{2}$ x d_2 x e



IX.1.2. Armatures verticales :

▪ **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$$A_{V1} = \frac{N_1 + B_1 \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

Situation accidentelle : σ_s = 400 MPa : f_{bc} = 18.48 MPa

Situation courante : σ_s = 348 MPa : f_{bc} = 14.20 MPa

▪ **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : σ_s = 400 MPa

Situation courante : σ_s = 348 MPa

IX.1.3. Armatures minimales :

- **Section entièrement comprimée :**

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

$0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91)

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2.I/**BAEL 91 modifiée 99)**

$A_{min} \geq 0.002\ B$ (Art. A.4.2.I RPAA 99 modifies 2003)

B : section du tronçon considéré.

IX.1.4. Armatures horizontales :

- **Exigence du RPA : (Art 7.7.4.I/ RPA99 VERSION 2003).**

❖ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

❖ $A_H \geq 0.15\%B$

❖ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL : (Art A.8.2.4/ BAEL 91 modifiée 99)**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

IX.1.5. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

➢ Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\%B$

➢ Zone courante :

$$A_v \text{ et } A_h \geq 0.10\%B$$

IX.1.6. Armatures transversales :

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.

IX.1.7. 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.

IX.1.8. 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)**

Avec : e = épaisseur du voile

$S_t \leq \{1.5 \times 25 ; 30 \text{ cm}\}$

$S_t \leq \{1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}\}$

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.

IX.1.9. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égale à :

- 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.

IX.1.10. Armatures de coutures :

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 :

$$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{T}}{f_e}$$

Avec : $\overline{T} = 1.4 \times V_u$;

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de reversement.

IX.1.11. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 25mm$$

IX.2. Vérification :

IX.2.1. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 Mpa**.

$N_{ser} = G + Q$:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armature adoptée.

IX.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement : (Art 7.7.2 RPA):

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieur à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$ =0.2 x f_{c28} =5Mpa.

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $\overline{V} = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$.

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

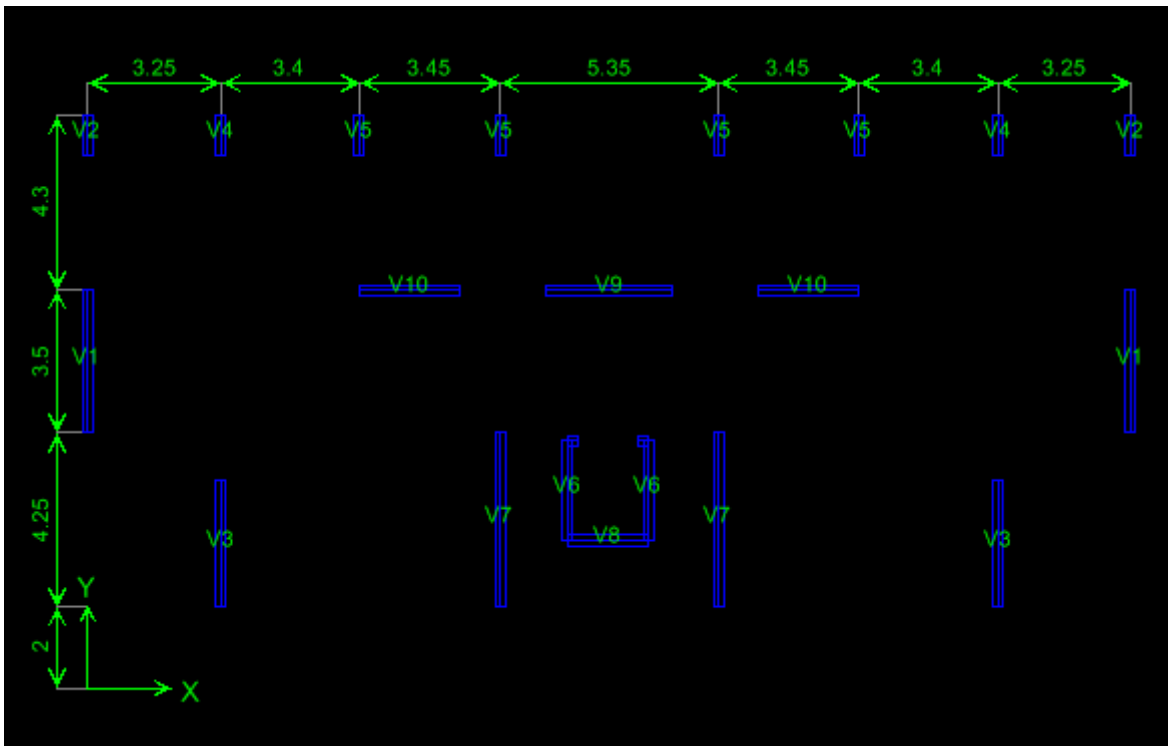
D'après le BAEL (Art 5.1.1/BAEL 91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$=3.26Mpa.

IX.2.3. Exemple de calcul : (zone I voile V10)

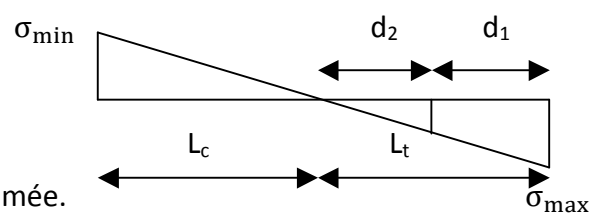
Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Soit à calculer le ferraillage du voile V10 de longueur L= 2.45 m (RDC) et d'épaisseur e=0.25 m.

σ_{max} = 2718.36 KN/m^2 (traction)

σ_{min} = -7557.97 KN/m^2 (compression)



⟶ La section est partiellement comprimée.

- **Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile qui sont :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$L_c = \frac{2718.36}{2718.36+7557.97}$ x 2.45= 0.65 m

Donc : L_c = 0.65 m

L_t = 2.45 – 0.65 = 1.80 m.

- **Détermination de la longueur de la bande «d» :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{4.42}{2}; \frac{2}{3} x 0.65\right)$$

d = 0.43m

Soit un tronçon d = $\frac{1.8}{2}$ = 0.9 m

On opte pour d = 0.43 m donnée par le maillage en 4 parties

On étudie deux bandes

IX.3. Ferraillage du voile :

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t.

❖ **Calcul de la section d'acier :**

Bande I de longueur d_1 (bande extrême) :

$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = 5752.45\ KN/m^2$

L'effort normal dans la bande I est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 455.31KN$$

On a : d_1 = 0.43 m

e = 0.25 m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 13.08 cm^2$$

Donc : A_{v1} = 13.08 cm^2

Bande 2 de longueur d_2 (bande centrale) :

σ_1 = 5752.45 KN/m^2

σ_2 = 0 KN/m^2

On a : $d_2 = L_t - d_1$ = 1.37 m

L'effort normal dans la bande I est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 985.10KN$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 28.31 cm^2$$

Donc : A_{v2} = 28.31 cm^2

- **Pourcentage minimal par bande tendue :**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0.2%B.

Par conséquent chaque maille (d=0.43 m) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à :

A_{min} = 0.002 x 6 125 = 12.25 cm^2

Section d'acier/nappe/bande :

Bande 1 : $\frac{A_{v1}}{2} = \frac{13.08}{2} = 6.54 cm^2$

Bande 2 : $\frac{A_{v1}}{2} = \frac{28.31}{2} = 14.15 cm^2$

- **Armatures de coutures :**

$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$ Avec : $T = 1.4 \times V_u$

$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 1080.89 \times 10}{400} = 41.61 cm^2$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue calculée.

- **Armatures total :**

Bande 1 : $A_{total1} = \frac{A_{v1}}{8} + \frac{A_{v1}}{2}$ = 11.74 cm^2 ; on adopte 8HA14 = 12.32 cm^2

Bande 2 : $A_{total2} = \frac{A_{v2}}{8} + \frac{A_{v2}}{2}$ = 19.35 cm^2; on adopte 10HA20 = 20.11 cm^2

IX.4. Vérification :

- **Pourcentage minimale dans le voile :**

Le pourcentage minimale d'armature verticale dans le voile est de :

A_{min} = 0.15% × b × e = 0.15% × 0.25 × 2.45 = 9.18 cm^2

$A_{min} = \frac{B \text{ X } f_{t28}}{f_e} = \frac{245 \text{ x } 25 \text{ x } 2.1}{400} = 32.15 \text{ cm}^2$

Donc : $A_{min} = 32.15 \text{ cm}^2$

La section total adopté dans le voile est égale à :

20HA10+20HA1 = 38.33 cm^2 → **Condition vérifiée.**

- **Armatures horizontales :**

$A_H \geq \max\left(\frac{A_V}{4} ; 0.15\%B\right)$

$A_H \geq \max\left(\frac{38.33}{4} ; \frac{0.15 \text{ x } 25 \text{ x } 245}{100}\right)$

$A_H = 9.58 \text{ cm}^2$

$A_H = \frac{9.58}{2} = 4.79 \text{ cm}^2/\text{nappe}$

On adopte : 18HA8 = 9.05 cm^2

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface de cisaillement : $V_u = S_{12}$ x d x e

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{100.24 \text{ x} 10^3}{250 \text{ x } 0.9 \text{ x } 2450} = 0.18 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.18 \leq \bar{\tau}_u = 3.26 MPa$ → **Condition vérifiée.**

RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{1.4 \text{ x } 100.24 \text{ x } 10^3}{250 \text{ x } 0.9 \text{ x } 2450} = 0.25 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.25 \leq \bar{\tau}_b = 5 MPa$ → **Condition vérifiée.**

IX.5. Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3504.56 \text{ x } 10^3}{612500 + 15 \text{ x } 38.33 \text{ x } 100} = 0.55 MPa$$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux suivants :

Ferraillages des voiles : VT1						
	ZONE	**Unité**	**I**		**II**	**III**
Caractéristiques géométrique	**L**	(m)	3.5	3.5	3.5	3.5
	e	(m)	0.25	0.20	0.20	0.20
	B	(m^2)	0.87	0.7	0.7	0.7
	I	(m^4)	0.89	0.71	0.71	0.71
	V=V'=L/2	(m)	1.75	1.75	1.75	1.75
	□max	(kN/m^2)	4194.76	3033.13	3416.94	4428.5
	□min	(kN/m^2)	-7714.25	-5129.18	-6986.94	-4415.85
	VU	(KN)	650.22	563.96	604.02	374.75
	Lc	(m)	0.65	0.65	1.15	1.75
	Lt	(m)	1.8	1.8	2.35	1.75
	nature de la section		**SPC**		**SPC**	**SPC**
	d	(m)	0.43	0.43	0.76	1.15
	□1	(KN	5871.40	3903.87	4727.33	1514.00
	N1	(KN)	541.05	298.29	618.96	683.39
	N2	(KN)	1005.48	534.83	751.64	90.84
Armatures	**Av min/bande**	(cm^2)	**17.5**	**14**	**14**	**14**
Armatures	**Av1**	(cm^2)	15.55	8.57	17.78	19.64
	Av2	(cm^2)	28.89	15.37	21.6	2.61
Armatures de	**Avj/bande**	(cm^2)	25.03	21.71	23.25	14.42
Armatures verticales adoptée	**A1=Av1/2+Avj/8**	(cm^2)	10.9	6.99	11.79	11.62
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm^2)	17.57	10.40	13.70	3.11
	Choix de section	(cm^2)	**2x6HA14**	**2x5HA14**	**2x5HA14**	**2x4HA14**
	A1 (adoptée)	(cm^2)	18.47	15.39	15.39	12.32
	Choix de section	(cm^2)	**2x6HA14**	**2x5HA14**	**2x5HA14**	**2x4HA14**
	A2 (adoptée)	(cm^2)	18.47	15.39	15.39	12.32
	Sv1	(cm)	20	25	25	30
	Sv2	(cm)	20	25	25	30
Armatures horizontales	**Ah**	(cm^2)	6.62	3.85	3.85	3.08
	Choix de section /nappe	(cm^2)	**2x4HA10**	**2x4HA10**	**2x4HA10**	**2x4HA10**
	Ah (adoptée)	(cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28
Armatures	**At (adoptée)**	(cm^2)	4 épingles HA 8 /m^2			
Vrifications	**□b=5**	MPa	0.12	0.14	0.24	0.28
	□u=2.5	MPa	0.088	0.10	0.17	0.20
	□bc=15	MPa	3.36	2.02	3.04	0.30

Ferraillages des voiles : VT2 ; VT4 ; VT5						
	ZONE	**Unité**	**I**		**II**	**III**
Caractéristiques géométrique	**L**	(m)	1.00	1.00	1.00	1.00
	e	(m)	0.25	0.20	0.20	0.20
	B	(m^2)	0.25	0.20	0.20	0.20
	I	(m^4)	0.021	0.017	0.017	0.017
	V=V'=h/2	(m)	0.5	0.5	0.5	0.5
	□max	(KN/m^2)	2415.11	381.38	540.78	1963.66
	□min	(KN/m^2)	2661.08	-3564.65	-3391.99	2730.76
	VU	(KN)	12.47	102.36	**80.37**	133.8
	Lc	(m)	0.47	0.1	0.14	0.42
	Lt	(m)	0.52	0.9	0.86	0.58
	nature de la section		**SPC**		**SPC**	**SPC**
	d	(m)	0.31	0.07	0.09	0.28
	□1	(KN/m^2)	1074.67	3287.4	3037.01	1412.46
	N1	(KN)	108.18	48.69	32.20	94.53
	N2	(KN)	22.57	272.85	27.33	39.55
Armatures	**Av min/bande**	(cm^2)	**5.00**	**4.00**	**4.00**	**4.00**
Armatures	**Av1**	(cm^2)	3.11	1.4	0.92	2.72
	Av2	(cm^2)	0.65	7.84	0.78	1.14
Armatures de	**Avj/bande**	(cm^2)	0.48	3.94	3.09	5.15
Armatures verticales adoptée	**A1=Av1/2+Avj/8**	(cm^2)	1.61	1.19	0.84	2.00
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm^2)	0.38	4.41	0.78	1.21
	Choix de section	(cm^2)	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**
	A1 (adoptée)	(cm^2)	4.71	4.71	4.71	4.71
	Choix de section	(cm^2)	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**
	A2 (adoptée)	(cm^2)	4.71	4.71	4.71	4.71
	Sv1	(cm)	9	9	9	9
	Sv2	(cm)	9	9	9	9
Armatures horizontales	**Ah**	(cm^2)	1.20	1.20	1.20	1.20
	Choix de section /nappe	(cm^2)	**4HA10**	**4HA10**	**4HA10**	**4HA10**
	Ah (adoptée)	(cm^2)	3.14	3.14	3.14	3.14
Armatures	**At (adoptée)**	(cm^2)	4 épingles HA 8 /m^2			
Vérifications	**□b=5**	MPa	0.04	0.025	0.036	0.12
	□u=2.5	MPa	0.03	0.02	0.026	0.085
	□bc=15	MPa	0.24	2.85	1.82	0.47

Ferraillages des voiles : VT3						
	ZONE	**Unité**	**I**		**II**	**III**
Caractéristiques géométrique	**L**	(m)	3.10	3.10	3.10	3.10
	e	(m)	0.25	0.20	0.20	0.20
	B	(m^2)	0.77	0.62	0.62	0.62
	I	(m^4)	0.62	0.5	0.5	0.5
	V=V'=h/2	(m)	1.55	1.55	1.55	1.55
	□max	(KN	3186.18	2732.87	2439.6	2105.58
	□min	(KN	-6733	-6307.93	-5309.33	-3608.35
	VU	(KN)	**520.97**	**412.58**	**390.28**	**287.78**
	Lc	(m)	0.99	0.94	0.97	1.14
	Lt	(m)	2.1	2.16	2.12	1.96
	nature de la section		**SPC**		**SPC**	**SPC**
	d	(m)	0.65	0.62	0.64	0.75
	□1	(KN	4648.97	4497.32	3706.51	2227.60
	N1	(kN)	509.28	448.27	393.35	324.99
	N2	(KN)	302.18	278.83	237.22	167.07
Armatures	**Av min/bande**	(cm^2)	**5.00**	**12.4**	**12.4**	**12.4**
Armatures	**Av1**	(cm^2)	14.63	12.88	11.30	9.34
	Av2	(cm^2)	8.68	8.01	6.82	4.80
Armatures de	**Avj/bande**	(cm^2)	20.06	15.88	15.02	11.08
Armatures verticales adoptée	**A1=Av1/2+Avj/8**	(cm^2)	9.82	8.42	7.53	6.05
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm^2)	6.85	5.99	5.29	3.78
	Choix de section	(cm^2)	**2x4HA14**	**2x4HA14**	**2x3HA14**	**2x3HA14**
	A1 (adoptée)	(cm^2)	12.32	12.32	8.24	8.24
	Choix de section	(cm^2)	**2x4HA14**	**2x4HA14**	**2x3HA14**	**2x3HA14**
	A2 (adoptée)	(cm^2)	12.32	12.32	8.24	8.24
	Sv1	(cm)	25	25	25	25
	Sv2	(cm)	25	25	25	25
Armatures horizontales	**Ah**	(cm^2)	3.08	3.08	2.06	2.06
	Choix de section /nappe	(cm^2)	**2x4HA10**	**2x4HA10**	**2x4HA10**	**2x4HA10**
	Ah (adoptée)	(cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28
Armatures	**At (adoptée)**	(cm^2)	4 épingles HA 8 / m^2			
Vérifications	**□b=5**	MPa	0.15	0.14	0.14	0.11
	□u=2.5	MPa	0.10	0.097	0.1	0.08
	□bc=15	MPa	4.30	4.00	2.66	0.45

Ferraillages des voiles : VT6						
	ZONE	**Unité**	**I**		**II**	**III**
Caractéristiques géométrique	**L**	(m)	2.45	2.45	2.45	2.45
	e	(m)	0.25	0,20	0,20	0,20
	B	(m^2)	0.61	0.49	0.49	0.49
	I	(m^4)	0.31	0.24	0.24	0.24
	V=V'=h/2	(m)	1,225	1.225	1.225	1.225
	□max	(KN	3411.5	2583.22	1167.23	583.13
	□min	(KN	-5060.48	-4386.04	-2695.02	-1249.33
	VU	(KN)	**336.02**	**194.22**	**123.60**	**84.91**
	Lc	(m)	0.98	0.91	0.74	0.78
	Lt	(m)	1.46	1.54	1.71	1.67
	nature de la section		**SPC**		**SPC**	**SPC**
	d	(m)	0.65	0.60	0.49	0.51
	□1	(KN	2807.53	2677.19	1922.76	867.80
	N1	(KN)	505.29	315.62	189.25	73.99
	N2	(KN)	284.26	251.66	234.78	100.66
Armatures	**Av min/bande**	(cm^2)	**12.25**	**9.8**	**9.8**	**9.8**
Armatures	**Av1**	(cm^2)	14.52	9.07	5.44	2.13
	Av2	(cm^2)	8.12	7.23	6.75	2.89
Armatures de	**Avj/bande**	(cm^2)	12.94	7.48	4.76	3.27
Armatures verticales adoptée	**A1=Av1/2+Avj/8**	(cm^2)	8.88	5.47	3.31	1.47
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm^2)	5.69	4.55	3.97	1.85
	Choix de section	(cm^2)	**2x4HA12**	**6HA12**	**4HA12**	**8HA10**
	A1 (adoptée)	(cm^2)	9.05	6.75	4.52	6.28
	Choix de section	(cm^2)	**2x4HA12**	**6HA12**	**4HA12**	**8HA10**
	A2 (adoptée)	(cm^2)	9.05	6.75	4.52	6.28
	Sv1	(cm)	20	15	20	12
	Sv2	(cm)	20	15	20	12
Armatures horizontales	**Ah**	(cm^2)	2.26	1.69	1.13	1.57
	Choix de section /nappe	(cm^2)	**2x4HA10**	**2x4HA10**	**2x4HA10**	**2x4HA10**
	Ah (adoptée)	(cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28
Armatures	**At (adoptée)**	(cm^2)	4 épingles HA 8 / m^2			
Vérifications	**□b=5**	MPa	0.14	0.17	0.12	0.15
	□u=2.5	MPa	0.1	0.12	0.08	0.11
	□bc=15	MPa	1.31	1.35	0.91	0.14

Ferraillages des voiles : VT7						
	ZONE	**Unité**	**I**		**II**	**III**
	L	(m)	4.25	4.25	4.25	4.25
	e	(m)	0.25	0.20	0.20	0.20
	B	(m^2)	1.06	0.85	0.85	0.85
Caractéristiques géométrique	**I**	(m^4)	0.023	0.003	0.003	0.003
	V=V'=h/2	(m)	2.125	2.125	2.125	2.125
	□max	(KN	2919.18	2443.7	1504.06	1943.85
	□min	(KN	-7511.32	7188.96	-5782.99	-3815.87
	VU	(KN)	**890.84**	**843.14**	**730.59**	**439.35**
	Lc	(m)	0.87	1.08	0.88	1.43
	Lt	(m)	2.23	3.17	3.37	2.81
	nature de la section		**SPC**		**SPC**	**SPC**
	d	(m)	0.57	0.71	0.58	0.94
	□1	(KN	5591.38	5578.81	4787.69	2539.38
	N1	(KN)	485.10	569.59	364.92	421.42
	N2	(KN)	318.71	396.09	277.68	474.86
Armatures	**Av min/bande**	(cm^2)	**21.25**	**17**	**17**	**17**
Armatures	**Av1**	(cm^2)	13.94	16.37	10.48	12.11
	Av2	(cm^2)	9.16	11.38	7.98	13.64
Armatures de	**Avj/bande**	(cm^2)	34.3	32.46	28.13	16.91
	A1=Av1/2+Avj/8	(cm^2)	11.25	12.24	8.75	8.17
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm^2)	8.87	9.75	7.50	8.93
	Choix de section	(cm^2)	**2x5HA12**	**2x4HA14**	**8HA12**	**8HA12**
	A1 (adoptée)	(cm^2)	11.31	12.32	9.05	9.05
	Choix de section	(cm^2)	**2x5HA12**	**2x4HA14**	**8HA12**	**8HA12**
	A2 (adoptée)	(cm^2)	11.31	12.32	9.05	9.05
	Sv1	(cm)	18	18	18	18
Armatures verticales adoptée	**Sv2**	(cm)	18	18	18	18
	Ah	(cm^2)	2.83	3.08	2.26	2.26
Armatures horizontales	**Choix de section /nappe**	(cm^2)	**8HA10**	**8HA10**	**8HA10**	**8HA10**
	Ah (adoptée)	(cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28
Armatures	**At (adoptée)**	(cm^2)	4 épingles HA 8 /m^2			
	□b=5	MPa	0.1	0.13	0.13	0.12
	□u=2.5	MPa	0.07	0.095	0.01	0.09
Vérifications	**□bc=15**	MPa	5.11	4.72	3.29	0.35

Ferraillages des voiles : VL8						
	ZONE	**Unité**	**I**		**II**	**III**
Caractéristiques géométrique	**L**	(m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	e	(m)	0.25	0,20	0,20	0,20
	B	(m^2)	0.50	0,4	0,4	0,4
	I	(m^4)	0.17	0,13	0,13	0.13
	V=V'=h/2	(m)	1.00	1.00	1.00	1.00
	□max	(KN	2874.46	2085.87	922.42	313.29
	□min	(KN	-3945.77	-3283.71	-1849.12	-909.01
	VU	(KN)	**337.25**	**296.77**	**202.06**	**57.60**
	Lc	(m)	0.84	0.78	0.67	0.51
	Lt	(m)	1.16	1.22	1.33	1.45
	nature de la section		**SPC**		**SPC**	**SPC**
	d	(m)	0,55	0.51	0,44	0,34
	□1	(KN	2074.93	1911.01	1237.38	695.86
	N1	(KN)	340.27	273.85	95.03	34.31
	N2	(KN)	25.94	135.68	110.13	77.24
Armatures	**Av min/bande**	(cm^2)	**10.00**	**8.00**	**8.00**	**8.00**
Armatures	**Av1**	(cm^2)	9.78	7.87	2.73	0.98
	Av2	(cm^2)	0.74	3.90	3.16	2.22
Armatures de	**Avj/bande**	(cm^2)	12.98	11.42	7.78	2.21
Armatures verticales adoptée	**A1=Av1/2+Avj/8**	(cm^2)	6.51	5.36	2.34	0.77
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm^2)	2.00	3.38	2.55	1.39
	Choix de section	(cm^2)	**2x5HA10**	**2x5HA10**	**2x5HA10**	**2x5HA10**
	A1 (adoptée)	(cm^2)	7.85	7.85	7.85	7.85
	Choix de section	(cm^2)	**2x5HA10**	**2x5HA10**	**2x5HA10**	**2x5HA10**
	A2 (adoptée)	(cm^2)	7.85	7.85	7.85	7.85
	Sv1	(cm)	10	15	25	25
	Sv2	(cm)	12	25	25	250
Armatures horizontales	**Ah**	(cm^2)	1.96	1.96	1.96	1.96
	Choix de section /nappe	(cm^2)	**8HA10**	**8HA10**	**8HA10**	**8HA10**
	Ah (adoptée)	(cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28
Armatures	**At (adoptée)**	(cm^2)	4 épingles HA 8 / m^2			
Vérifications	**□b=5**	MPa	0.28	0.31	0.20	0.076
	□u=2.5	MPa	0.20	0.22	0.14	0.05
	□bc=15	MPa	0.50	0.51	0.34	0.13

Ferraillages des voiles : VL9						
	ZONE	**Unité**	**I**		**II**	**III**
	L	(m)	3.1	3,1	3,1	3,1
	e	(m)	0.25	0,20	0,20	0,20
Caractéristiques géométrique	**B**	(m^2)	0.775	0,62	0,62	0,62
	I	(m^4)	0.62	0,49	0,49	0,49
	V=V'=h/2	(m)	1.55	1,55	1,55	1,55
	□max	(KN	2450.02	-632.19	-276.48	905.73
	□min	(KN	-6980.65	-4321.33	-3237.64	-2389.41
	VU	(KN)	739.87	565.46	557.73	-184.91
	Lc	(m)	0.80	0.39	1.05	0.85
	Lt	(m)	2.29	2.70	2.05	2.25
	nature de la section		**SPC**	**SET**	**SET**	**SPC**
	d	(m)	0,53	0.26	0.69	0.56
	□1	(KN	5365.04	-2452.96	-1737.95	1794.71
	N1	(KN)	517.75	472.03	308.21	151.22
	N2	(KN)	1180.31	1029.18	797.72	303.30
Sollicitations de	**N3**	(KN)	/	1315.04	1032.68	/
Armatures	**Av min/bande**	(cm^2)	15.5	12.4	12.4	12.4
	Av1	(cm^2)	14.88	13.56	8.85	4.34
Armatures	**Av2**	(cm^2)	33.92	29.57	22.92	8.71
Armatures de	**Avj/bande**	(cm^2)	28.48	21.77	32.55	16.29
	A1=Av1/2+Avj/8	(cm^2)	11.00	9.50	8.49	4.21
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm^2)	20.52	17.5	15.53	6.39
	Choix de section	(cm^2)	**2x6HA16**	**2x6HA14**	**2x6HA14**	**6HA12**
	A1 (adoptée)	(cm^2)	24.13	18.47	18.47	6.79
	Choix de section	(cm^2)	**2x6HA16**	**2x6HA14**	**2x6HA14**	**6HA12**
	A2 (adoptée)	(cm^2)	24.13	18.47	18.47	6.79
	Sv1	(cm)	12	12	12	15
	Sv2	(cm)	15	15	12	12
	Ah	(cm^2)	6.03	4.62	4.62	1.70
Armatures horizontales	**Choix de section /nappe**	(cm^2)	**2x4HA12**	**2x4HA12**	**2x4HA12**	**2x4HA10**
	Ah (adoptée)	(cm^2)	9.05	9.05	9.05	6.28
Armatures	**At (adoptée)**	(cm^2)	4 épingles HA 8 /m^2			
	□b=5	MPa	0.24	0.74	0.68	0.20
	□u=2.5	MPa	0.17	0.53	0.49	0.14
Vérifications	**□bc=15**	MPa	2.46	2.37	1.51	0.62

Ferraillages des voiles : VL10						
	ZONE	**Unité**	**I**		**II**	**III**
Caractéristiques géométrique	**L**	(m)	2.45	2.45	2.45	2.45
	e	(m)	0.25	0,20	0,20	0,20
	B	(m^2)	0.61	0.49	0.49	0.49
	I	(m^4)	0.31	0.24	0.24	0.24
	V=V'=h/2	(m)	1.225	1.225	1.225	1.225
	□max	(KN	2718.36	977.69	1004.68	3941.87
	□min	(KN	-7557.97	-5944.85	-5198.64	-4599.22
	VU	(KN)	1080.89	718.64	618.73	509.95
	Lc	(m)	0.65	0.35	0.39	1.13
	Lt	(m)	1.80	2.10	2.05	1.32
	nature de la section		**SPC**		**SPC**	**SPC**
	d	(m)	0.43	0.23	0.26	0.74
	□1	(KN	5752.45	5293.75	4539.30	2020.87
	N1	(KN)	455.31	144.24	144.14	441.24
	N2	(KN)	985.10	989.93	812.23	117.21
Armatures	**Av min/bande**	(cm^2)	**12.25**	**9.8**	**9.8**	**9.8**
Armatures	**Av1**	(cm^2)	13.08	4.14	4.14	12.68
	Av2	(cm^2)	28.31	28.45	23.35	3.37
Armatures de	**Avj/bande**	(cm^2)	41.61	27.67	26.25	19.63
Armatures verticales adoptée	**A1=Av1/2+Avj/8**	(cm^2)	11.74	5.53	5.35	8.79
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm^2)	19.35	17.68	14.95	4.13
	Choix de section	(cm^2)	**2x5HA16**	**2x5HA16**	**2x5HA14**	**2x4HA14**
	A1 (adoptée)	(cm^2)	20.11	20.11	15.39	12.32
	Choix de section	(cm^2)	**2x5HA16**	**2x5HA16**	**2x5HA14**	**2x4HA14**
	A2 (adoptée)	(cm^2)	20.11	20.11	15.39	12.32
	Sv1	(cm)	12	15	15	12
	Sv2	(cm)	10	15	10	15
Armatures horizontales	**Ah**	(cm^2)	5.03	5.03	3.85	3.08
	Choix de section /nappe	(cm^2)	**2x4HA10**	**2x4HA10**	**2x4HA10**	**2x4HA10**
	Ah (adoptée)	(cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28
Armatures	**At (adoptée)**	(cm^2)	4 épingles HA 8 / m^2			
Vérifications	**□b=5**	MPa	0.25	0.14	0.14	0.32
	□u=2.5	MPa	0.18	0.10	0.10	0.23
	□bc=15	MPa	0.55	4.89	4.89	0.56

X.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol.

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- **Un effort normal :** charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultante de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

X.1.1. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continues sous murs.
- ❖ Les semelles continues sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

X.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas ou le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux ;
- ❖ Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une très grande profondeur.

XI.2. Etude géotechnique du sol *:*

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} = 2.00 bars.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.3. Choix du type de fondation *:*

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature d terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.

Remarque :

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

X.3.1. Semelle isolée sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_{Smax} » qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \longrightarrow \frac{45}{45} = 1$$

D'où : A=B

Alors $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}}$

Application numérique :

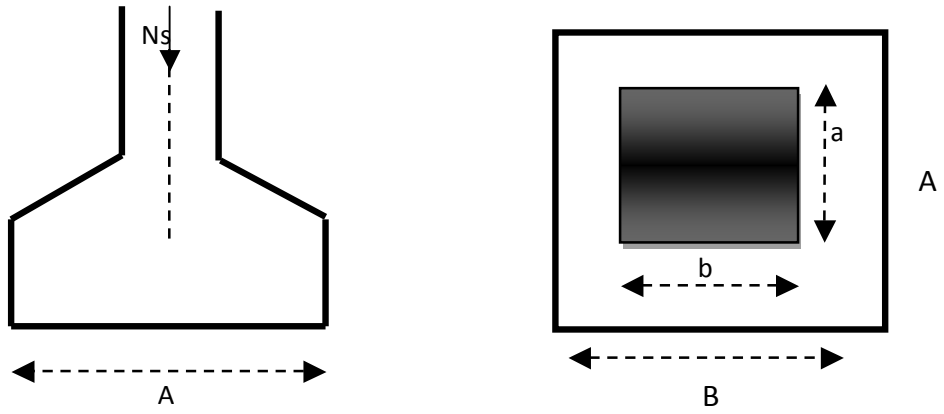
σ_{sol} = 2.00 bars.

N_{ser} = 1135.47 KN ;

$B \geq \sqrt{\frac{1135.47}{200}}$ = 2.38 m ⟶ A = B = 2.38 m

Conclusion :

L'importantes des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.



X.3.2. Semelles filantes :

X.3.2.1. Semelles sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \dfrac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charge (par mètre linéaire) de semelle :

$e < \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) et \qquad q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

❖ **Détermination de la largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(B/4)}}{\sigma_{SOL}}$$

Exemple de calcul :

poteaux	Ni (G+Q)	N_{total}	Moment	ei (m)	Ni x ei
1	340.60	5 891.75	7.356	-12.775	4351.16
2	820.50		3.378	-9.525	7815.26
3	1135.43		0.799	-6.125	6954.51
4	649.56		6.435	-2.675	1737.57
5	649.66		3.724	2.675	-1737.84
6	1135.47		1.385	6.125	-6954.75
7	820.15		1.998	9.525	-7811.93
8	340.38		0.604	12.775	-4348.35

On obtient

R = $\sum N_i$ = 5 891.75 KN

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

$e = \frac{5.99+25.679}{5\ 891.75}$ = 0.0054 m

e = 0.0054 < $\frac{25.55}{6}$ = 4.26 m

$q_{max} = \frac{5\ 891.75}{25.55}(1+\frac{6 \times 0.0034}{25.55})$ = 230.78 KN/ml

$q_{min} = \frac{5\ 891.75}{25.55}(1-\frac{6 \times 0.0034}{25.55})$ = 230.41 KN/ml

$q(\frac{B}{4}) = \frac{5\ 891.75}{25.55}(1+\frac{3 \times 0.0034}{25.55})$ = 230.69 KN/ml

$B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\sigma sol} = \frac{230.69}{200}$ = 1.15 m

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : S_p = 1.15 x 26 = 29.9 m^2

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_p : S x n = 29.9x 8 = 239.20 m^2

X.3.2.2. Semelles sous voiles :

Elles sont dimensionnées à L'ELS sous l'effort N :

$N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B\,x\,L}$$

σ_{sol} Capacité portante du sol ($\overline{\sigma}_{sol}$ = 200KN/m^2 = 0,20MPa)

B : Largeur de la semelle

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci – dessous :

- **Sens X-X :**

voiles	N_i (KN)	L (m)	B(m)	S =B x L
V8	326.46	2.00	0.82	1.64
V9	2151.34	3.10	3.47	10.76
V10	3639.92	2.45	7.43	18.20
				30.60

- **Sens Y-Y :**

voiles	N_i (KN)	L (m)	B(m)	S =B x L
V1	3365.02	3.5	4.81	16.83
V2	121.74	1.00	0.61	0.61
V3	3631.85	3.10	5.86	18.17
V4	787.49	1.00	3.94	3.94
V5	2154.14	1.00	10.77	10.77
V6	1010.25	2.45	2.06	5.05
V7	6097.09	4.25	7.17	30.47
				85.84

Les sommes de surfaces des semelles sous voiles est :

$S_v = \sum B_i \times L_i = 116.44\ m^2$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$S_T = S_P + S_V = 239.20 + 116.44 = 355.64\ m^2$

Calcul de rapport $\frac{S_T}{S_{batiment}}$

$\frac{S_T}{S_{batiment}} = \frac{355.64}{338.30} = 1.0512 \longrightarrow$ 105.12% de la surface de l'assise.

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée (σ_{sol} = 2bars), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 105.12 % c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

X.4. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

X.4.1. Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{535}{8} \leq h \leq \frac{535}{5}$$

L_{max} = 5.35 m; $66.87 \leq h \leq 107$ cm

On prend: h = 70 cm

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec

Une hauteur minimale de 25 cm

L_{max} = 5.35 m; $h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{535}{20} = 26.75$ cm

On prend: h_d = 40 cm.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec :

$h_n \geq \frac{535}{10}$ = 53.5 cm

On prend : h_n = 70 cm

X.4.2. Calcul de la hauteur élastique:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 MPa$$

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow$ Ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec

L_e : longueur élastique ;

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 20 MPa pour un sol moyen ;

I : l'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : module de déformation longitudinale déférée

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.35}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.14m$

On prend **h_r = 1.20 m**

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

Hauteur des nervures suivant les deux sens : **h_n = 70 cm ;**

Largeur de la nervure : **b_n = 45 cm ;**

Hauteur de la dalle : **h_d = 40 cm.**

X.4.3. Détermination des charges nécessaires u radier :

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

G = 36911.11 KN. (Charge permanente de la structure).

Q = 5892.88 KN (surcharge de la structure).

❖ **Combinaison d'action :**

- **Etat limite ultime ELU :** N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 58 669.32 KN
- **Etat limite de service ELS :** N_s = G + Q = 36911.11 + 5892.88 = 42 803.99 KN

❖ **Caractéristiques du radier :**

Surface du radier :

A l'ELU : $$S_{radier} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{58669.32}{2 \times 200} = 146.67\, m^2$$

A l'ELS : $$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{42803.99}{2x200} = 107 m^2$$

D'où : $S_{rad} = \max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELU}) = 146.67\ m^2$

$S_{batiment} = 338.30\ m^2 > S_{radier} = 146.67\ m^2$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface du radier, dans ce cas on opte pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$L_{déb} \geq \max (\frac{h}{2} ; 30\ cm) = \max (60 ; 30\ cm) = 60\ cm.$

Avec

h : hauteur du radier

Soit un débord de 60 cm

$S_{rad} = S_{bat} + S_{debord} = 338.30 + [(12.60 + 26) + (5.35 + 2) x2 x 0.6] = 366.20\ m^2$

S_{rad} = 338.30 + 55.14 = 393.44 m^2

S_{rad} = 393.44 m^2

- **Poids total du radier :**

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure +poids des remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle = 25 x 393.44 x 0.4 = 3934.40 KN

Poids des remblais = 17 x 0.48 x (393.44 – 0.45 x 26 x 8) = 2 446.69KN

Poids de la dalle flottante = 25 x 0.12 (393.44 – 0.45 x 26 x 8) = 899.52KN

Poids de la nervure = 25 x 0.45 x 0.7 x 26 x 8 = 1 638 KN

Poids de débord = 25 x 0.40 x 55.14 = 551.4 KN

G_{rad} = 3934.40 + 1638 + 2446.69 + 899.52 + 551.40 = 9470.01 KN

- **Poids total:**

G_{tot} = P (superstructure) + P (infrastructure)

G_{tot} = 9470.01 + 36911.11 = 46381.12 KN.

- **Surcharge total:**

Q_{tot} = 5892.88 + 3.5 x 393.44 = 7269.92 KN

- **Combinaison d'action :**
  - **Etat limite ultime ELU :** N_{utotal} = 1,35 G + 1,5 Q = 73519.39KN
  - **Etat limite de service ELS :** N_{stotal} = G + Q = 53651.04 KN

X.5. Les vérifications :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

b = 100 cm, d = 0.9h_d= 0.9 x 40 = 36 cm

$$\tau_u = \frac{Vu\max}{bd} \quad \leq \quad \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15\ x\ fc28}{\gamma_b}\ ;\ 4\text{MPa}\right\}$$

$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa

Avec :

$V_{umax} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{73519.39 \times 1 \times 5.35}{338.30 \times 2} =$ 581.33 KN

$\tau_u = \frac{580.33}{1 \times 0.36}$ = 1.614 MPa

τ_u = 1.614 $\leq \overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa ⟶ condition vérifiée.

X.5.1. Centre de gravité de la semelle du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

X_G = 13.00 m.

Y_G = 8.0961 m.

X.5.2. Moments d'inertie de la semelle du radier :

$$I_{xx} = \sum \left[I_x + S_i (X_i - X_G)^2 \right] = 26916.7787 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum \left[I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2 \right] = 75653.0217 \text{ m}^4$$

X.5.3. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal «N» due aux charges verticales (G + Q) ou (0.8 G) ;

Moment de renversement «M» due au séisme : $M = M_0 + T_0 h$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : profondeur de l'infrastructure ;

I_{xx} , I_{yy} : moment d'inertie du panneau considéré dans le sens choisi.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

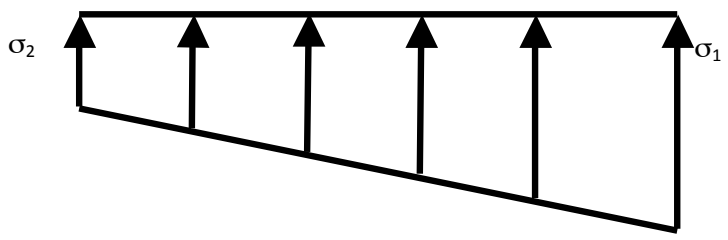


Figure : X.2 Diagramme des contraintes sous le radier

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_X} \cdot V \ \ et \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

X.5.3.1. Cas courant : ELU

- **Sens longitudinal *:***

M_X= 18042.968 + 2419.66 x 1 = 20462.63 KN.m

N_u = 73519.39KN

$$\sigma_1 = \frac{73519.39}{393.44} + \frac{20462.63}{75653.022} x13 = 190.38 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{73519.39}{393.44} - \frac{20462.63}{75653.022} x13 = 183.35 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 190.38 + 183.35}{4} = 188.62 KN/m^2$$

σ_m= 188.62 KN/m² < $2\sigma_{Sol}$= 2 x 200 = 400 KN/m²

$\sigma_m < 2\sigma_{SOL}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Sens transversale:**

M_y= 5605.174 + 249.37 x 1 = 5854.54 KN.m

N_u = 73519.39 KN

$$\sigma_1 = \frac{73519.39}{393.44} + \frac{5854.54}{26916.78} x8.0961 = 188.62 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{73519.39}{393.44} - \frac{5854.54}{26916.78} x8.0961 = 185.10 KN/m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\times 188.62 + 185.10}{4} = 187.74 \le 200$$

σ_m= 187.74 KN/m² < σ_{Sol} = 200 KN/m²

$\sigma_m < \sigma_{SOL}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

X.5.3.2. Cas courant : ELS

- **Sens longitudinal *:***

M_X= 18042.968 + 2419.66 x 1 = 20462.63 KN.m

N_S = 53651.04 KN

$$\sigma_1 = \frac{53651.04}{393.44} + \frac{20462.63}{75653.022}\, x13 = 139.88 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{53651.04}{393.44} - \frac{20462.63}{75653.022}\, x13 = 132.85 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\times 139.88 + 132.85}{4} = 138.12 KN/m^2$$

σ_m= 138.12 KN/m² < 2σ_{Sol}= 2 x 200 = 400 KN/m²

$\sigma_m < 2\sigma_{SOL}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Sens transversale:**

M_y= 5605.174 + 249.37 x 1 = 5854.54 KN.m

N_S = 53651.04 KN

$$\sigma_1 = \frac{53651.04}{393.44} + \frac{5854.54}{269156.78}\, x8.0961 = 136.54 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{53651.04}{393.44} - \frac{5854.54}{269156.78} x8.0961 = 136.19 KN/m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 136.54 + 136.19}{4} = 136.45 \leq 200$$

σ_m= 136.45 KN/m² < σ_{Sol} = 200 KN/m²

$\sigma_m < \sigma_{SOL}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

X.6. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045\ \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : effort normal à la base du poteau ou voile considéré à l'ELU.

μ_c : périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

h: hauteur de la nervure égale à 70 cm

a : épaisseur du voile ou du poteau.

b : largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

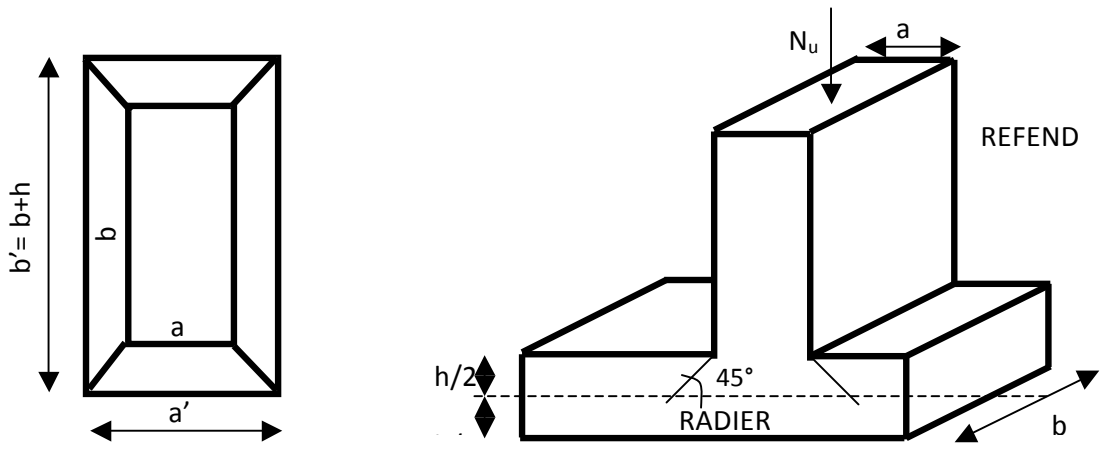


Fig 3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

X.6.1. Vérification pour les poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045\ \mu_c.h.f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c = 2 x (a' + b') = (a + b + 2h) x 2 = 2 x (0.45 + 0.45 + 2 x 0.70) = 4.6 m

N_U = 1562.96 KN

$N_u \leq \frac{0.045 \text{ x } 4.6 \text{ x } 0.70 \text{ x } 25000}{1.5}$ = 2415KN ⟶ Condition vérifiée.

X.6.2. Vérification pour les voiles :

μ_c = 2 x (a' + b') = (a + b + 2h) x 2 = 2 x (0.25 + 3.10 + 2 x 0.70) = 9.50 m

N_U = 8361.61 KN

$N_u \leq \frac{0.045 \text{ x } 9.50 \text{ x } 0.7 \text{ x } 25000}{1.5}$ = 4987.50 KN ⟶ Condition vérifiée.

X.7. Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.

X.7.1. Ferraillage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés.

Deux cas se présentent à nous :

$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} < 0.4$ ⟶ la dalle travaille dans un seul sens.

$0.4 < \rho_x < 1$ ⟶ la dalle travaille dans les deux sens.

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.

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{5.35} = 0.80$ $\begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$

⟶ **La dalle travaille dans les deux sens.**

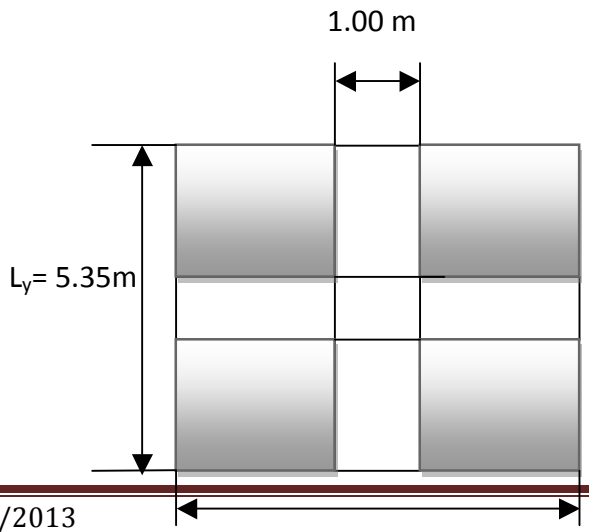
Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **La contrainte moyenne max à L'ELU :**

$q_u = (\sigma_m - \frac{N_{urad}}{S_{rad}}) \times 1m = (188.62 - \frac{9470.01}{393.44}) \times 1m = 164.55$ KN/ml.

- **La contrainte moyenne max à L'ELS:**

$q_s = (\sigma_m - \frac{N_{urad}}{S_{rad}}) \times 1m = (138.12 - \frac{9470.01}{393.44}) \times 1m = 114.05$ KN/ml.



Lx = 3.5 m

Fig 4 : dimensions du panneau de dalle.

- **Calcul à l'état limite ultime :**

Les tables de PIGEAUD donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{5.35} = 0.80 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

- **Moment isostatique :**

$M_{0x} = \mu_x . q_u . (L_x)^2$ = 0.0565 x 164.55 x $(4.3)^2$ = 171.90 KN.m

$M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$ = 0.595 x 171.90 = 102.28 KN.m

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0.85 : pour les moments en travées.
- 0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

Moments sur appuis : M_{ax}= 0.3 x 171.90 = 51.57 KN.m

M_{ay}= 0.3 x 102.28 = 30.68 KN.m

Moments en travées : M_{tx}= 0.85 x 171.90 = 146.11 KN.m

M_{ty}= 0.85 x 102.28 = 86.94 KN.m

X.7.1.1. Ferraillage :

- **Sens x-x :**
  - **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^a{}_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{51.57 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 38^2 \text{ x } 14.2} = 0.026 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A^a{}_{st} = \frac{M^a{}_x}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{51.57 \text{ x} 10^3}{0.987 \text{ x } 38 \text{ x } 348} = 3.95 \text{cm}^2$$

Soit : $\boldsymbol{A^a{}_{st}}$ **= 4HA16 = 8,04 cm²** Avec un espacement **: St = 25 cm.**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M^t{}_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{146.11 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 38^2 \text{ x } 14.2} = 0.072 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.10 \longrightarrow \beta = 0.963$$

$$A^t{}_{st} = \frac{M^t{}_x}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{146.11 \text{ x } 10^3}{0.963 \text{ x } 38 \text{ x } 348} = 11.47 \text{ cm}^2$$

Soit : $\boldsymbol{A^t{}_{st}}$ **= 4HA12 + 4HA16 = 12,57 cm²** Avec un espacement **: St = 25 cm.**

- **Sens y-y:**
  - **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M^a{}_y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30.68 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 38^2 \text{ x } 14.2} = 0.014 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A^a{}_{st} = \frac{M^a{}_y}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{30.68 \text{ x } 10^3}{0.993 \text{ x } 38 \text{ x } 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Soit : $\boldsymbol{A^a{}_{st}}$ **= 4HA12 = 4,52 cm²** Avec un espacement **: St = 25 cm.**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M^t_y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{86.94 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$$\mu = 0.042 \longrightarrow \beta = 0.979$$

$$A^t_{st} = \frac{M^a_y}{\beta \, d \, \sigma_{st}} = \frac{86.94 \times 10^3}{0.979 \times 38 \times 348} = 6.71 \text{ cm}^2$$

Soit : A^t_{st} **= 4HA12 + 2HA12 = 6,79 cm²** Avec un espacement **: St = 25cm**

Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

sens	Désignation	Moment à L'ELU	A_s à L'ELU	$A_{sadopté}$ à L'ELU	Ferraillage à L'ELU
X-X	Appuis	51.57	3.95	4.52	4HA16
	Travée	146.11	11.47	12.06	4HA12+4HA16
Y-Y	Appuis	30.68	2.34	4.52	4HA12
	Travée	86.94	6.71	10.05	4HA12+2HA12

X.7.1.2.Vérification à l'état limite ultime :

❖ **Condition de non fragilité :**

- **Armatures parallèle à Lx :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0.8}{2} = 3.52 \, cm^2 / ml$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

- **Armatures parallèle à Ly :**

$A_{min} = \rho_0$ x b x h = 0.0008 x 100 x 40 = 3.2 cm²/ml

➢ **Aux appuis :**

A^a_x = 4HA16 = 8,04 cm² > A_{min} = 3.20 cm²/ml ⟶ **condition vérifiée.**

A^a_y = 4HA12 = 4,52 cm² > A_{min} = 3.20 cm^2/ml ⟶ **condition vérifiée.**

- **En travée :**

A^t_x = 4HA12 + 4HA16 = 12,57 cm² > A_{min} = 3.20 cm^2/ml ⟶ **condition vérifiée.**

A^t_y = 4HA12 + 4HA16 = 6.79cm² > A_{min} = 3.20 cm^2/ml ⟶ **condition vérifiée.**

- **Espacement des armatures :**

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

- **Armatures parallèle à Lx :**

S^t = 20cm < min (3h, 33cm) = 33 cm ⟶ **condition vérifiée.**

- **Armatures parallèle à Ly :**

S^t = 20cm < min (4h, 45cm) = 45 cm ⟶ **condition vérifiée.**

X.7.1.3. Vérification de l'effort tranchant:

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_s}\ ; 4\text{MPa}\right\} = 2.5\text{MPa}$$

Avec : $V_u^{max} = \frac{q_u l}{2}$

- **Sens x-x :**

$$V_u^{max} = \frac{164.55 \text{ x } 4.3}{2} = 353.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{353.78 \text{ x } 10}{100 \text{ X } 38} = 0.93 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$ ⟶ **condition vérifiée.**

- **Sens y-y :**

$$V_u^{max} = \frac{164.55 \text{ x } 5.35}{2} = 440.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{440.17 \text{ x } 10}{100 \text{ X } 38} = 1.16 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$ ⟶ **condition vérifiée.**

X.7.1.4. Vérification à l'état limite de service :

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{5.35} = 0.80 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

- **Moment isostatique :**

$M_{0x} = \mu_x . q_s . (L_x)^2$ = 0.0565 x 114.05 x $(4.3)^{2 =}$ 119.15 KN.m

$M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$ = 0.595 x 119.15 = 70.89 KN.m

- **Moments sur appuis :** M_{ax}= 0.3 x 119.15 = 35.74 KN.m

M_{ay}= 0.3 x 70.89 = 21.27 KN.m

- **Moments en travées :** M_{tx}= 0.85 x 119.15 = 101.28 KN.m

M_{ty}= 0.85 x 70.89 = 60.26 KN.m

sens	Désignation	Moment à L'ELS	μ	β	A_s à L'ELS	$A_{sadopté}$ à L'ELS	Ferraillage à L'ELS
X-X	Appuis	35.74	0.02	0.990	2.73	3.14	4HA10
	Travée	101.28	0.05	0.974	7.86	8.04	4HA16
Y-Y	Appuis	21.27	0.01	0.995	1.62	3.14	4HA10
	Travée	60.26	0.03	0.985	4.63	6.78	6HA12

X.7.1.5. Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

α = position de l'axe neutre.

❖ **Sens X-X :**

- **Aux appuis :**

$\gamma = \frac{51.57}{35.74} = 1.44$

$\mu = 0.017 \longrightarrow \alpha = 0.0227$

$\alpha = 0.0227 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **En travée:**

$\gamma = \frac{146.11}{101.28} = 1.44$

$\mu = 0.050 \longrightarrow \alpha = 0.0615$

$\alpha = 0.0615 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

❖ **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis :**

$\gamma = \frac{30.68}{21.27} = 1.44$

$\mu = 0.010 \longrightarrow \alpha = 0.0126$

$\alpha = 0.0126 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **En travée:**

$\gamma = \frac{86.94}{60.26} = 1.44$

$\mu = 0.030 \longrightarrow \alpha = 0.0381$

$\alpha = 0.0381 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

X.7.2. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur d = 60 cm, soumise à une charge uniformément repartie.

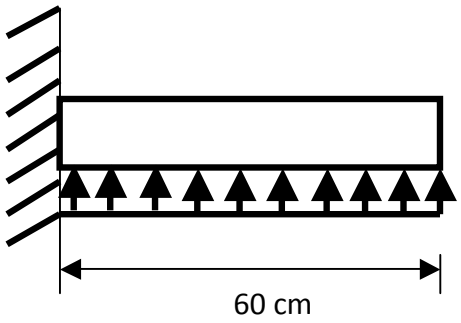


Fig 5 : Schéma statique du débord.

X.7.2.1. Sollicitation de calcul :

- **A L'ELU:**

$M_u = \frac{q_u \times \ell^2}{2} = \frac{164.55 \times (0.60)^2}{2} = 29.62$ KN.m

- **A L'ELS:**

$M_s = \frac{q_s \times \ell^2}{2} = \frac{114.05 \times (0.60)^2}{2} = 20.53$ KN.m

X.7.2.2. Calcul des armatures:

- **Armatures principales:**

b = 100 cm ; d = 38 cm ; f_{bc} = 14.2 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.62 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_1 = 0.392$$

⟶ **La section est simplement armée.**

$\mu = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{29.62 \text{ x}10^3}{0.993 \text{ x } 38 \text{ x } 348} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Soit : A_s **= 4HA14 = 6,15 cm²** Avec un espacement **: St = 25 cm.**

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : A_r = 4HA8 = 2.01 cm^2 Avec un espacement **: St = 25 cm.**

X.7.2.3. Vérification à L'ELU :

$$\mathbf{A_S \geq A_{min} = 0.23\ b_0\ d \frac{f_{t28}}{f_e}}$$

A_{min} = 0.23 x 100 x 38 x $\frac{2.1}{400}$ = 4.59 cm^2

$A_s = 6.15 cm^2 > A_{min} = 4.59 cm^2$ ⟶ **condition vérifiée.**

X.7.2.4. Vérification à L'ELS :

$\gamma = \frac{29.62}{20.53} = 1.44$

$\mu = 0.01$ ⟶ $\alpha = 0.0126$

$\alpha = 0.0126 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47$ ⟶ **condition vérifiée.**

Il n'ya pas lieu de faire la vérification des contraintes à L'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celle du débord

$A_{radier} > A_{débord}$ ⟶ le Ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

X.7.3. Ferraillage des nervures :

X.7.3.1. Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

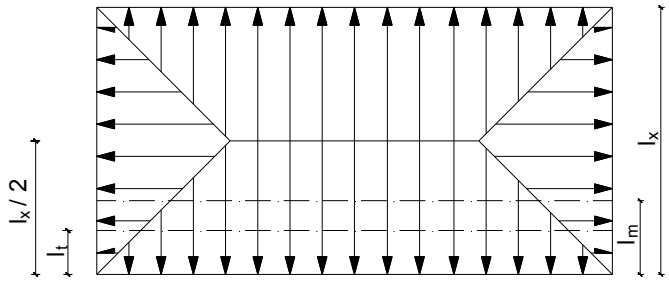
❖ **Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique.

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x\left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$l_t = l_x\left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$



- **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

Charges à considérer :

➢ **Sens transversal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 164.55 \times 1.15 = 189.23 KN/ml.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 114.05 \times 1.15 = 131.16 KN/ml.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 164.55 \times 0.98 = 161.26 KN/ml.$$

➢ **Sens longitudinal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 164.55 \times 1.175 = 193.35 KN/ml.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 114.05 \times 1.175 = 134.01 KN/ml.$$

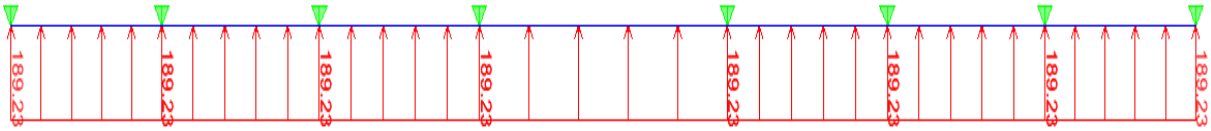
$q_{Tu} = q_u \times L_t = 164.55 \times 1.00 = 164.55 KN/ml.$

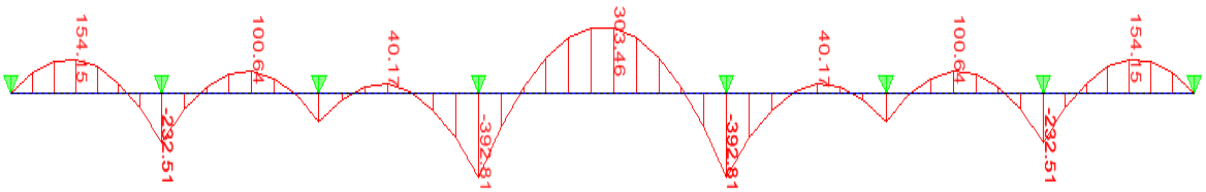
X.7.3.2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

❖ **Sens transversal :**

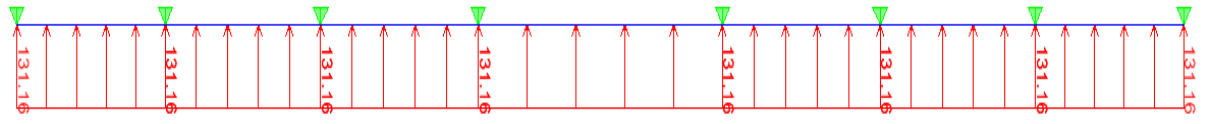
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS.

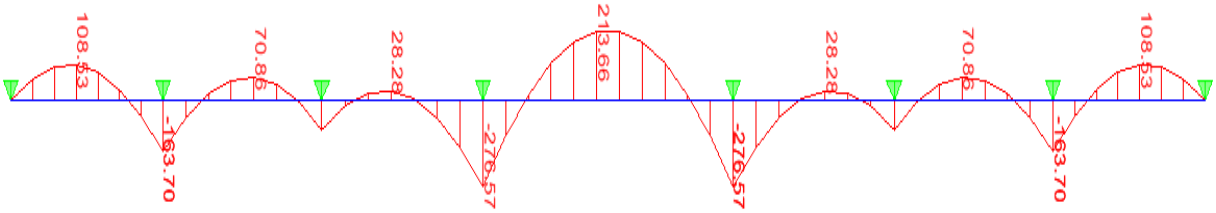
- **Diagramme des moments fléchissant (ELU) :**



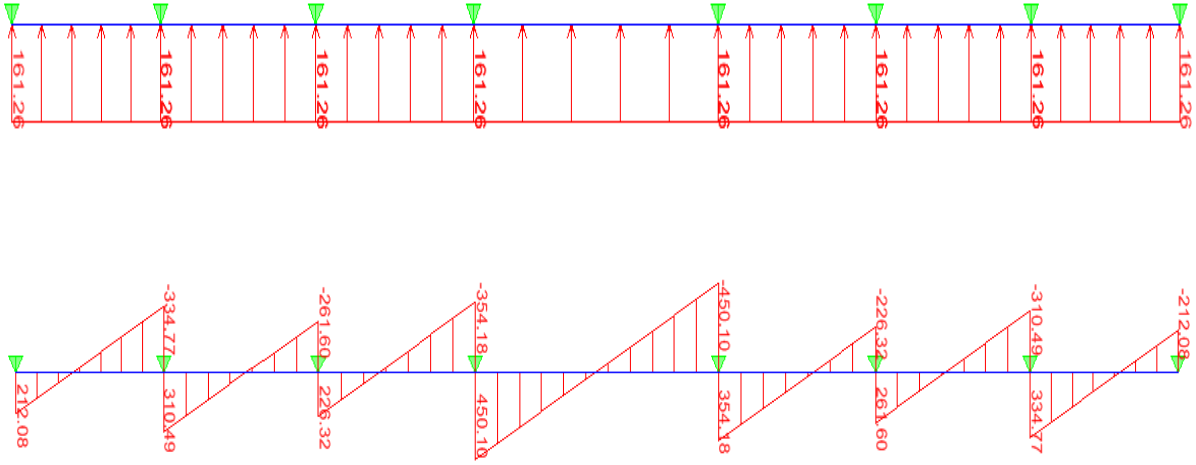


- **Diagramme des moments fléchissant (ELS) :**





- **Diagramme des efforts tranchants (ELU) :**



❖ **Sens longitudinal :**

- **Diagramme des moments fléchissant (ELU) :**

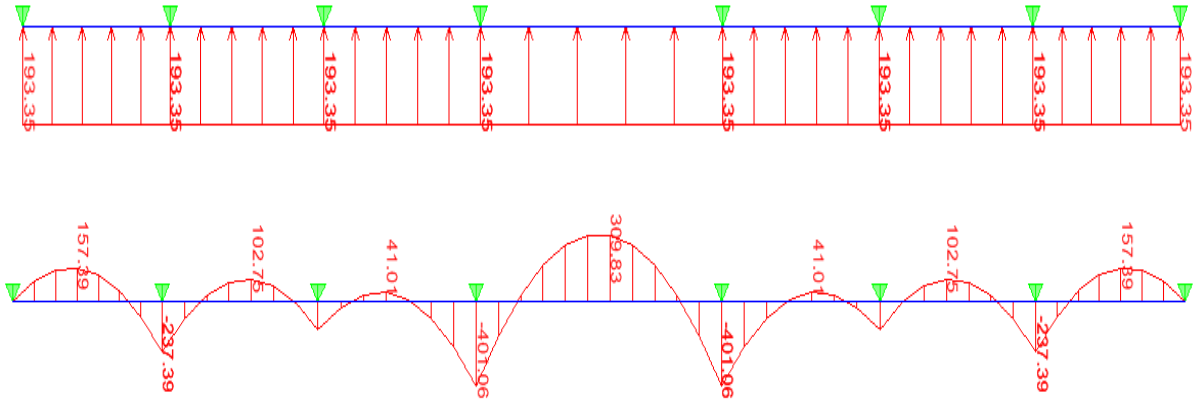
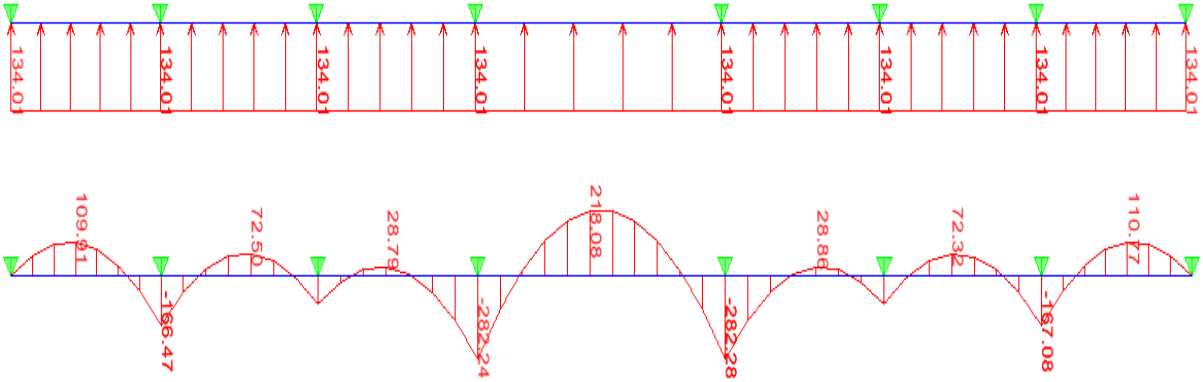
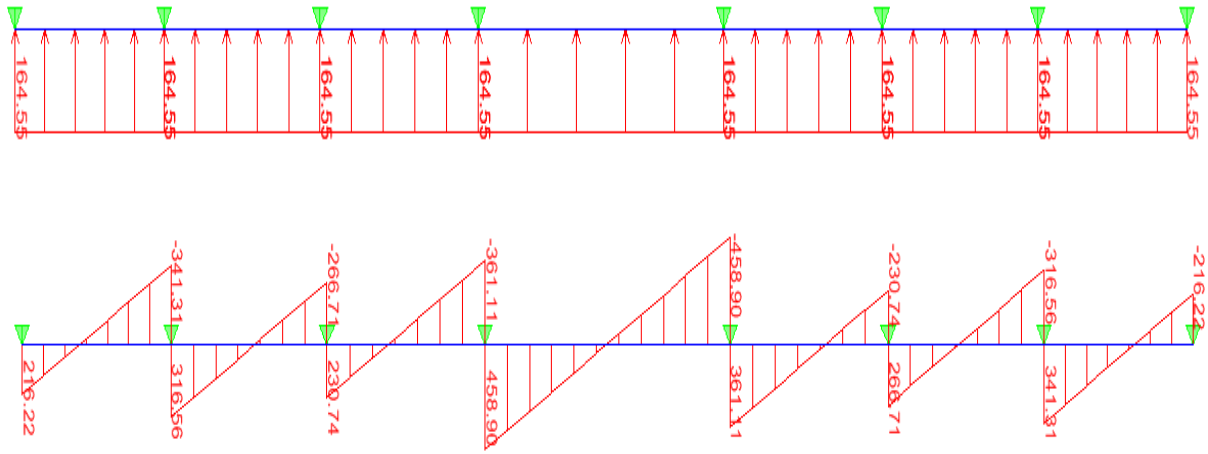


Diagramme des moments fléchissant (ELS) :



- **Diagramme des efforts tranchants (ELU) :**



X.7.3.3. Sollicitations maximales :

❖ **Sens transversal :**

$M_{tu\ max}$ = 303.16 KN.m

$M_{au\ max}$ = 392.81 KN.m

$M_{ts\ max}$ = 231.66KN.m

$M_{as\ max}$ = 276.57 KN.m

$T_{u\ max}$ = 450.10 KN

❖ **Sens longitudinal :**

$M_{tu\ max}$ = 309.83 KN.m

$M_{au\ max}$ = 401.06 KN.m

$M_{ts\ max}$ = 218.08 KN.m

$M_{as\ max}$ = 282.28 KN.m

$T_{u\ max}$ = 458.90 KN

X.7.3.4. Le Ferraillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 45 cm ; d = 67 cm ; f_{bc} = 14.2 MPa ; σ_s = 348 MPa

Ferraillage des nervures à L'ELU.

			M (KN.m)	μ	β	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Ferraillage A L'ELU
ELU	Transversal	Appuis	392.81	0.136	0.927	18.17	20.61	4HA20 + 4HA16
		Travée	303.16	0.106	0.944	13.77	14.20	4HA16 + 4HA14
	longitudinal	Appuis	401.06	0.140	0.924	18.16	20.61	4HA20 +4HA16
		Travée	309.83	0.108	0.943	14.09	14.20	4HA16 + 4HA14

X.7.3.5. Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton :**

$$A_S \geq A_{min} = 0.23\ b_0\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A_{min} = 0.23 x 45 x 67 x $\frac{2.1}{400}$ = 3.64 cm^2

$A_s > A_{min}$ = 0.26 cm^2 ⟶ **condition vérifiée.**

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{458.90 \times 10^3}{450 \times 670} = 1.52\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\right\} MPa \Leftrightarrow \min\left\{0.15\ \frac{25}{1.5}\ ; 4\right\} MPa \Leftrightarrow \min\{2.5\ ; 4\} MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit : ϕ_t= 10 mm

On prend 2 cadres de Ø = 10 mm

- **Espacement des armatures :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right\} = \min\left\{ 17.5 ; 19.2 \right\} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit S_t = 10 cm en zone nodale.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit S_t = 15 cm en zone courante.

- **La quantité d'armatures transversales:**

- **En zone nodale :** $A_{min} = 0.003\ S_t\ b = 1.35\ cm^2$
- **En zone courante :** $A_{min} = 0.003\ S_t\ b = 2.03\ cm^2$

X.7.3.6. Vérification à l'ELS :

X.7.3.6.1. Vérification de la contrainte dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

- **Sens transversal:**

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{303.16}{213.66} = 1.42$$

$$\alpha = 0.074 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.46 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

- **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{392.81}{276.57} = 1.25$$

$$\alpha = 0.0.96 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

❖ **Sens longitudinal :**

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{309.83}{218.08} = 1.25$$

$$\alpha = 0.076 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42 \Rightarrow Condition \quad vérifiée$$

- **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{401.06}{282.28} = 1.25$$

$$\alpha = 0.098 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42 \Rightarrow Condition \quad vérifiée$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS

Conclusion

L'étude que j'ai menée dans le cadre de ce projet m'a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de mon cursus et d'affiner mes connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du **Génie Civil** dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs).

Comme par exemple : ETABS que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisation du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de L'ETABS, nous ont permet de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous à permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grasse à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approché de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développent de la réflexion inventive de l'ingénieur.

J'espère, par le biais de mon présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

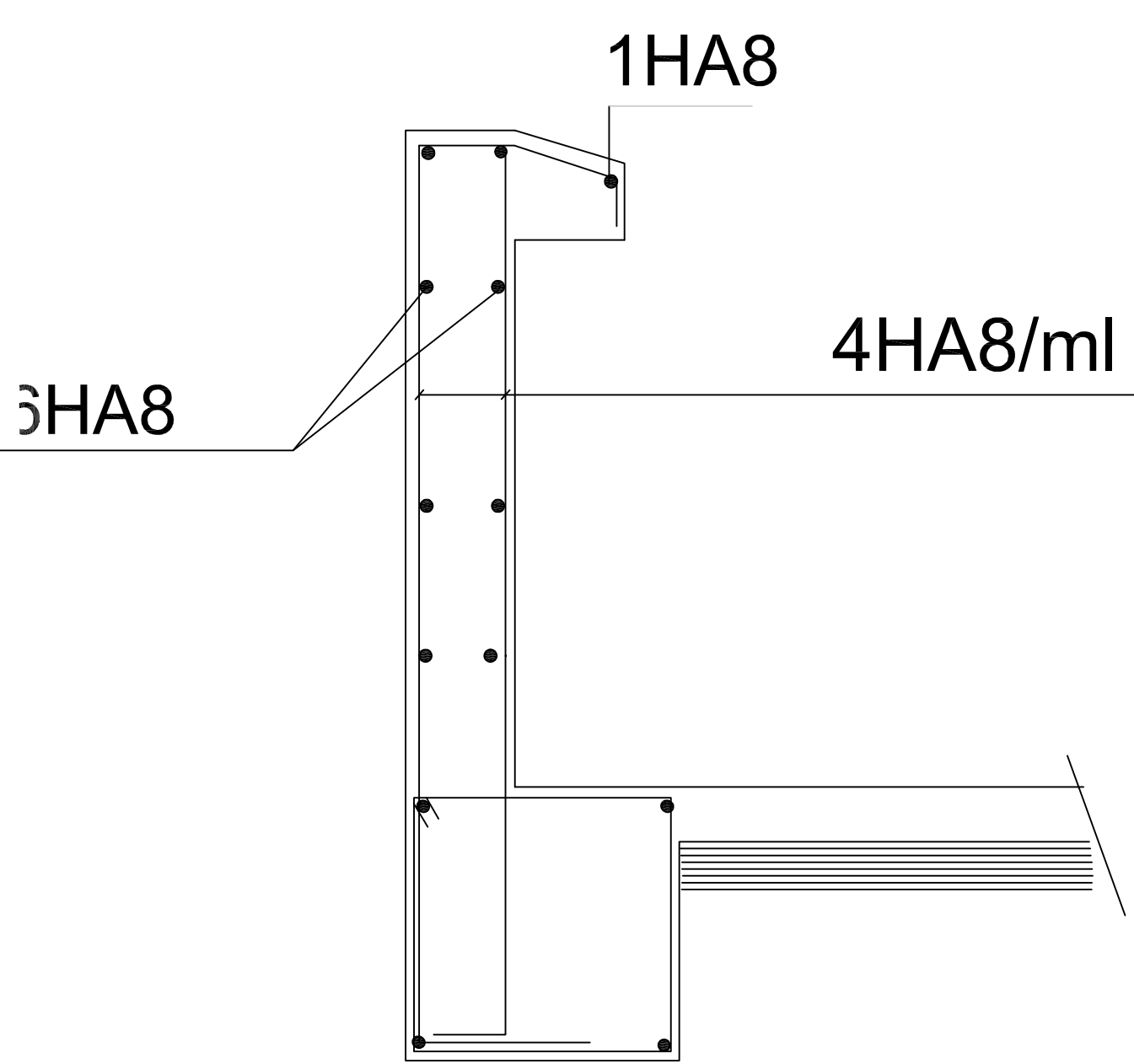
- Règle parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003.
- Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2). charges permanentes et surcharges d'exploitations (Ministère de l'équipement).
- Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites BAEL 91 modifiées 99. Edition Eyrolles 2004.

Ouvrages

- Cours et TD des années de spécialité.
- M.BELLAZOUGUI «Calcul des ouvrages en béton armé »

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.7.1
- Logiciel de ferraillage **SOCOTEC**
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- POWERPOINT 2010
- Logiciel de dessin AUTOCAD 2009



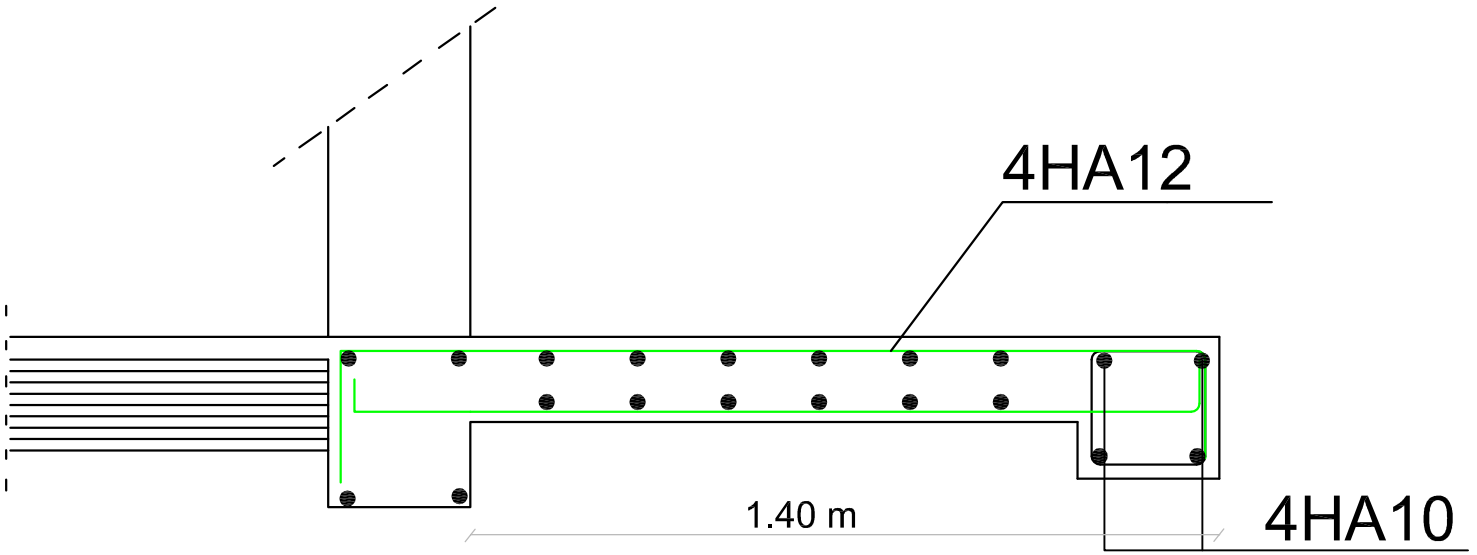
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BELARBIA Kahina. Melle GUEMBOUR Kamelia	TITRE: *Ferraillage de l'acrotère*	
DIRIGE PAR : Mr: CHARCHAR M		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N°	ECHELLE

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711123004+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123004+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-



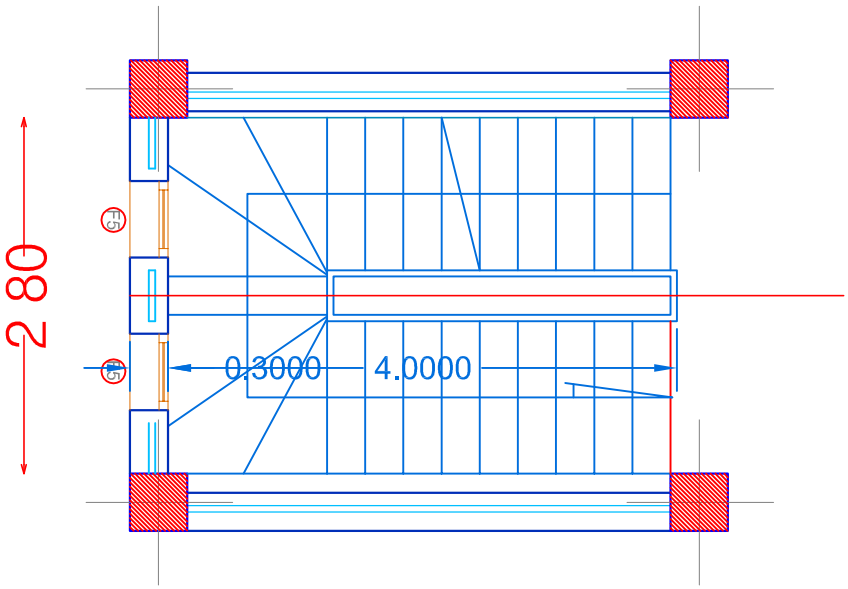
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

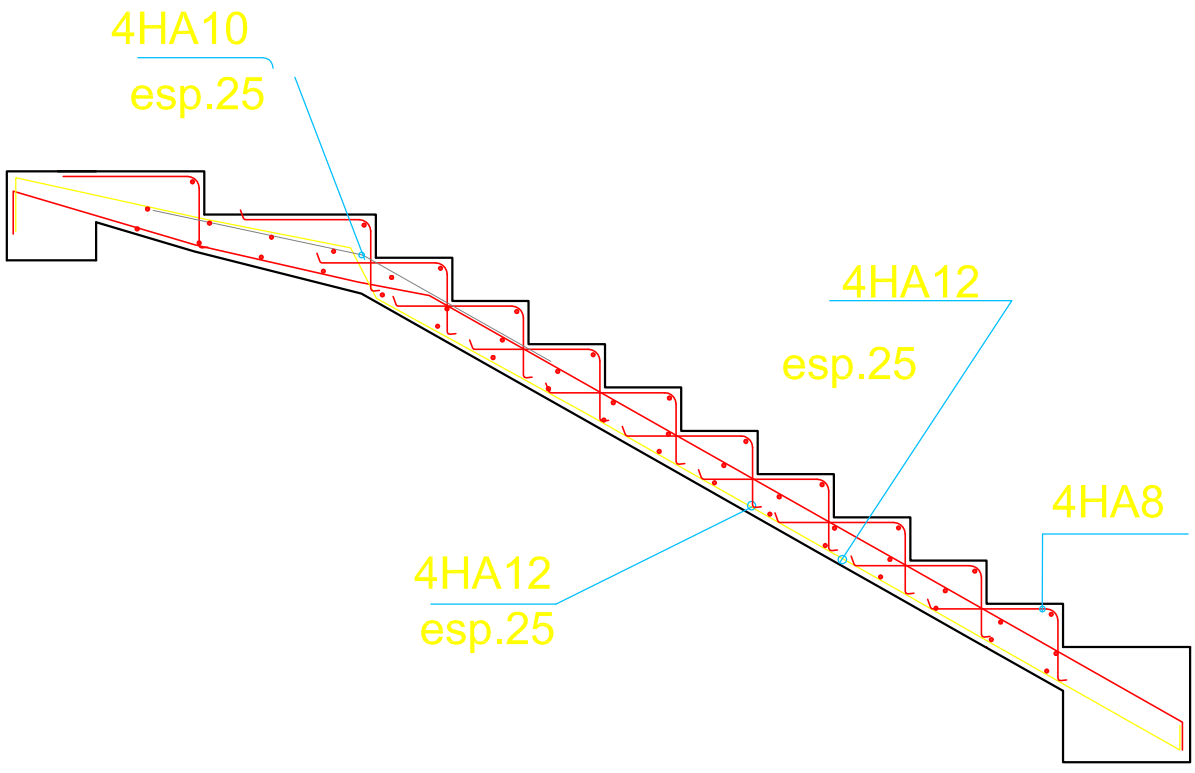
ETUDIE PAR :	TITRE: Ferraillage du balcon
DIRIGE PAR : Mr: CHARCHAR M	
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° / ECHELLE

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711122650+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711122650+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-





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

ETUDIE PAR :
Melle BELARBIA Kahina.
Melle GUEMBOUR Kamelia

DIRIGE PAR :

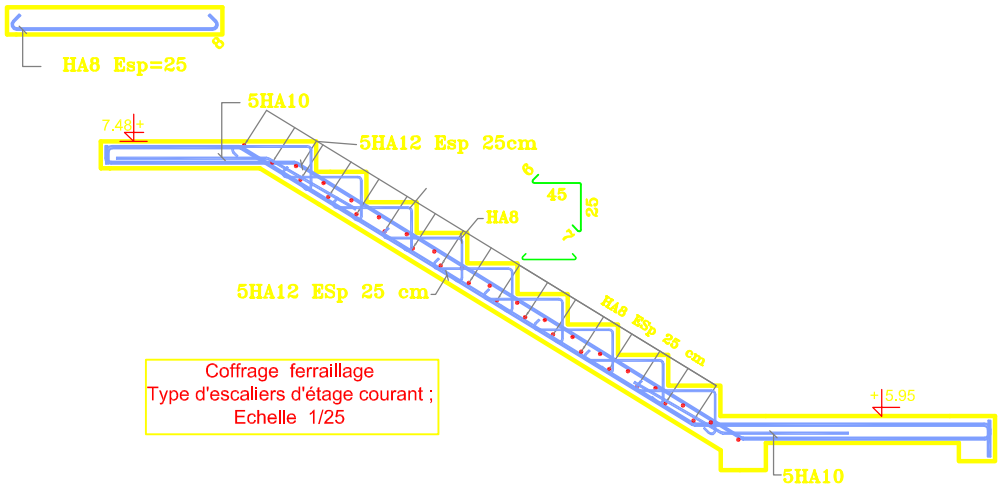
TITRE:

Ferraillage de l'escalier balanc

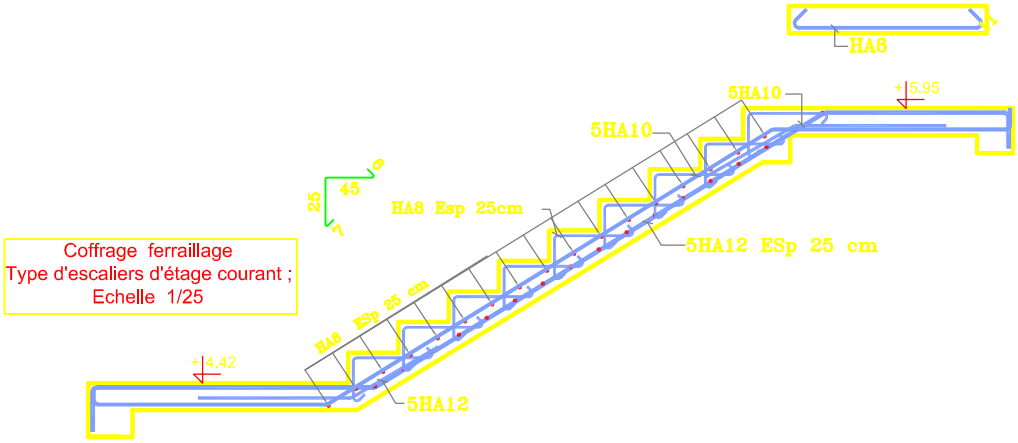
ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711122920+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711122920+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-

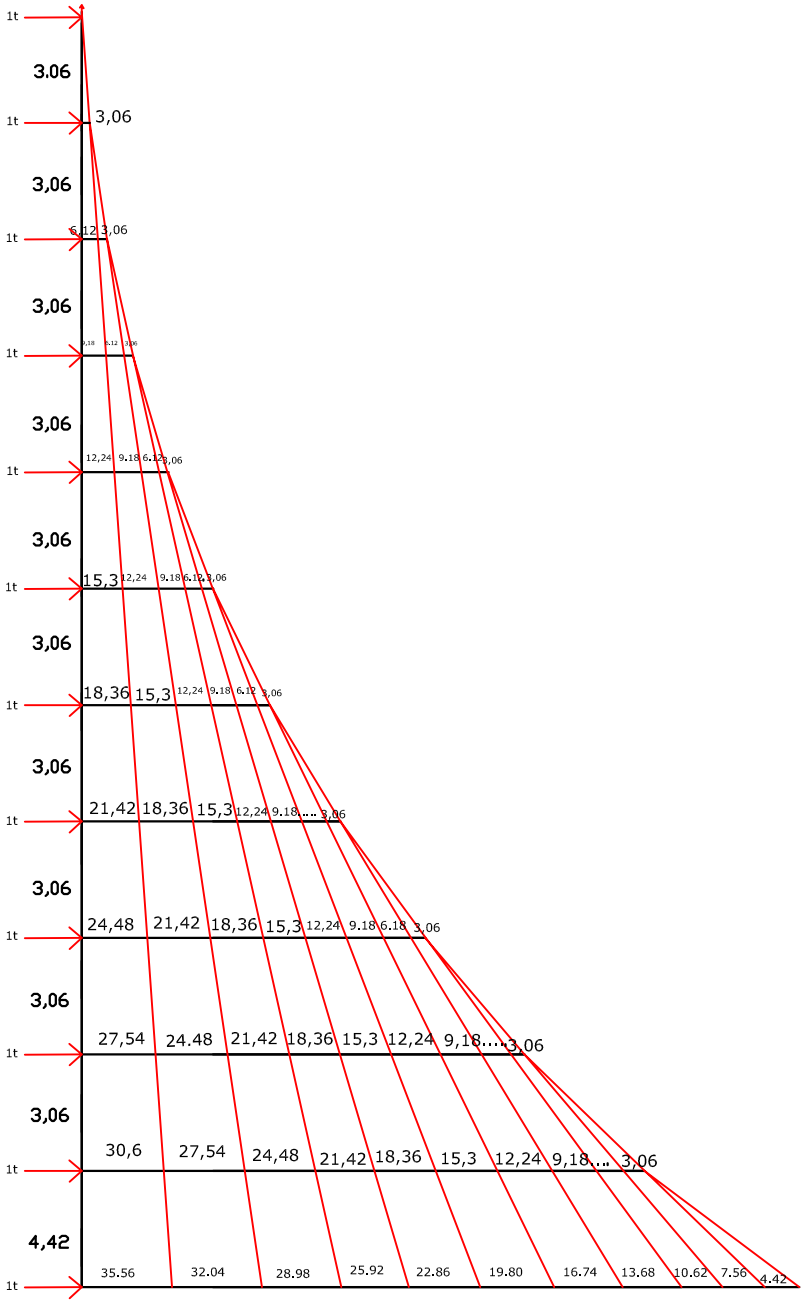


Coffrage ferraillage
Type d'escaliers d'étage courant ;
Echelle 1/25

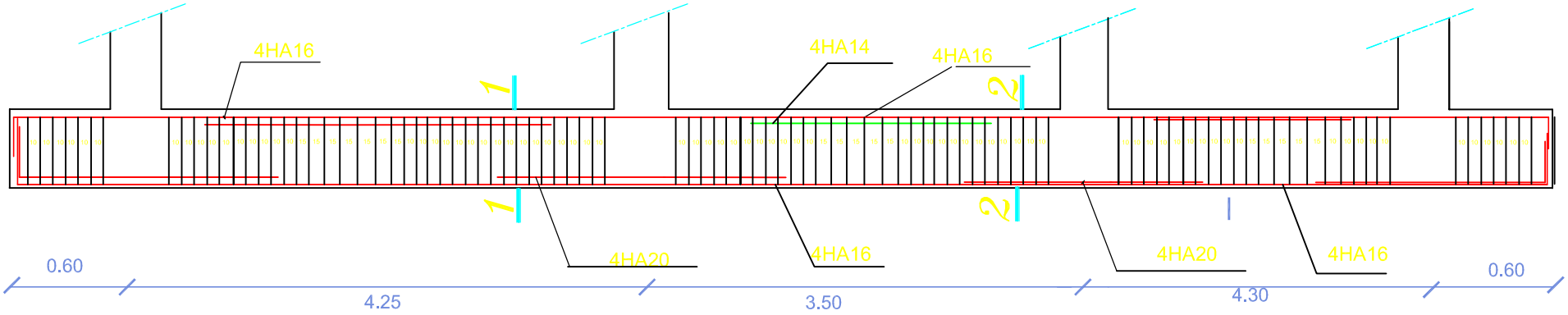


Coffrage ferraillage
Type d'escaliers d'étage courant ;
Echelle 1/25

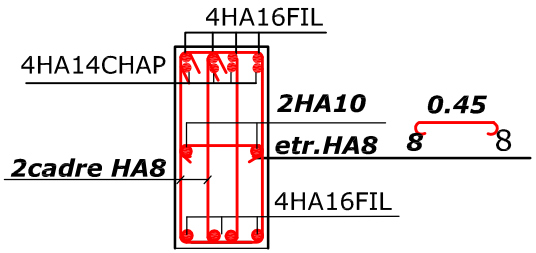
Eudié par :	BELARBIA Kahina GUEMBOUR Kamelia
Dirigé par :	Mr : CHARCHAR Malek



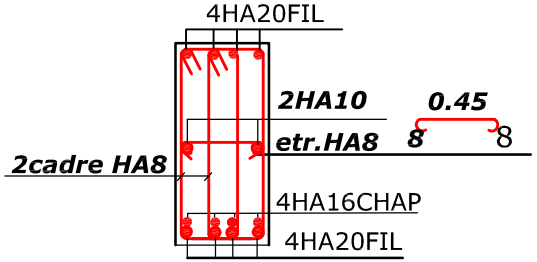
figV-1 : diagramme des moments des aires



COUPE 2-2



COUPE 1-1



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

ETUDIE PAR :
Melle BELARBIA Kahina.
Melle GUEMBOUR Kamelia.

DIRIGE PAR :
Mr CHARCHR M

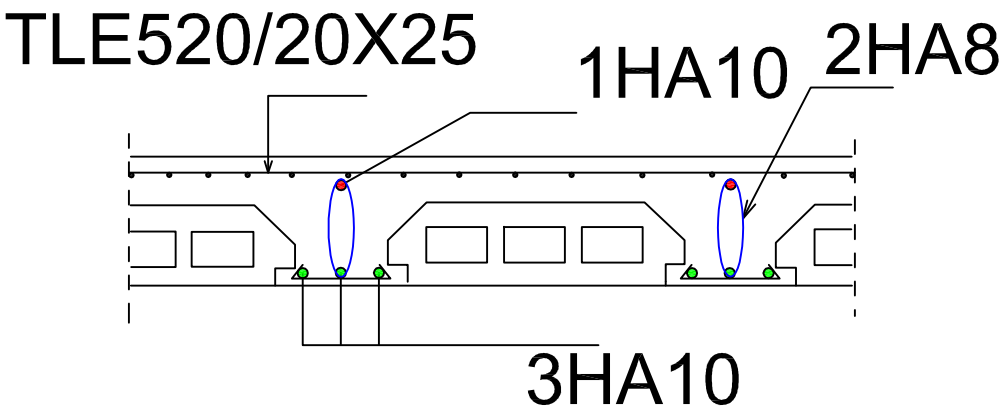
TITRE:
Ferraillage de la nervure

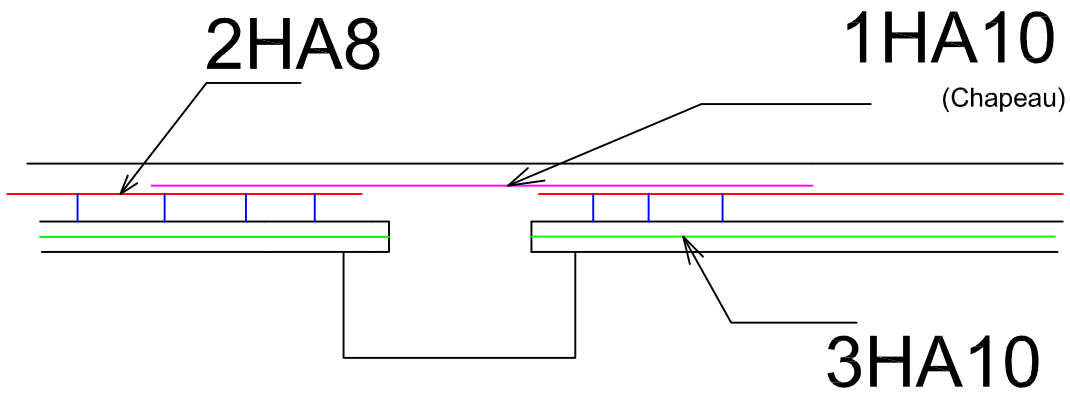
PROMOTION 2012-2013 | PLANCHE N° | ECHELLE

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711123229+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123229+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-





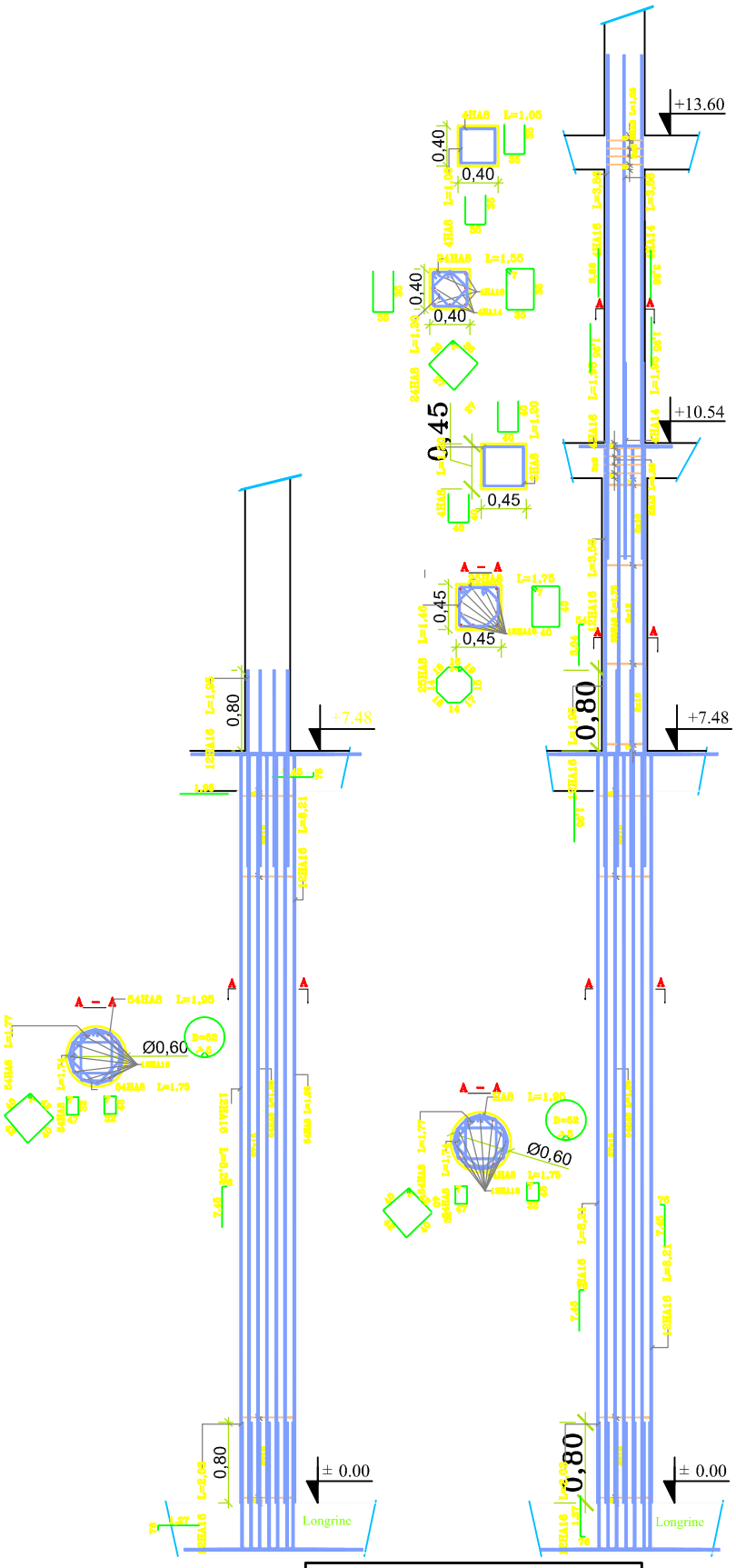
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BELARBIA Kahina. Melle GUEMBOUR Kamelia	TITRE: *Ferraillage des la poutrelle*
DIRIGE PAR : Mr: CHARCHAR M	
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° / ECHELLE

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

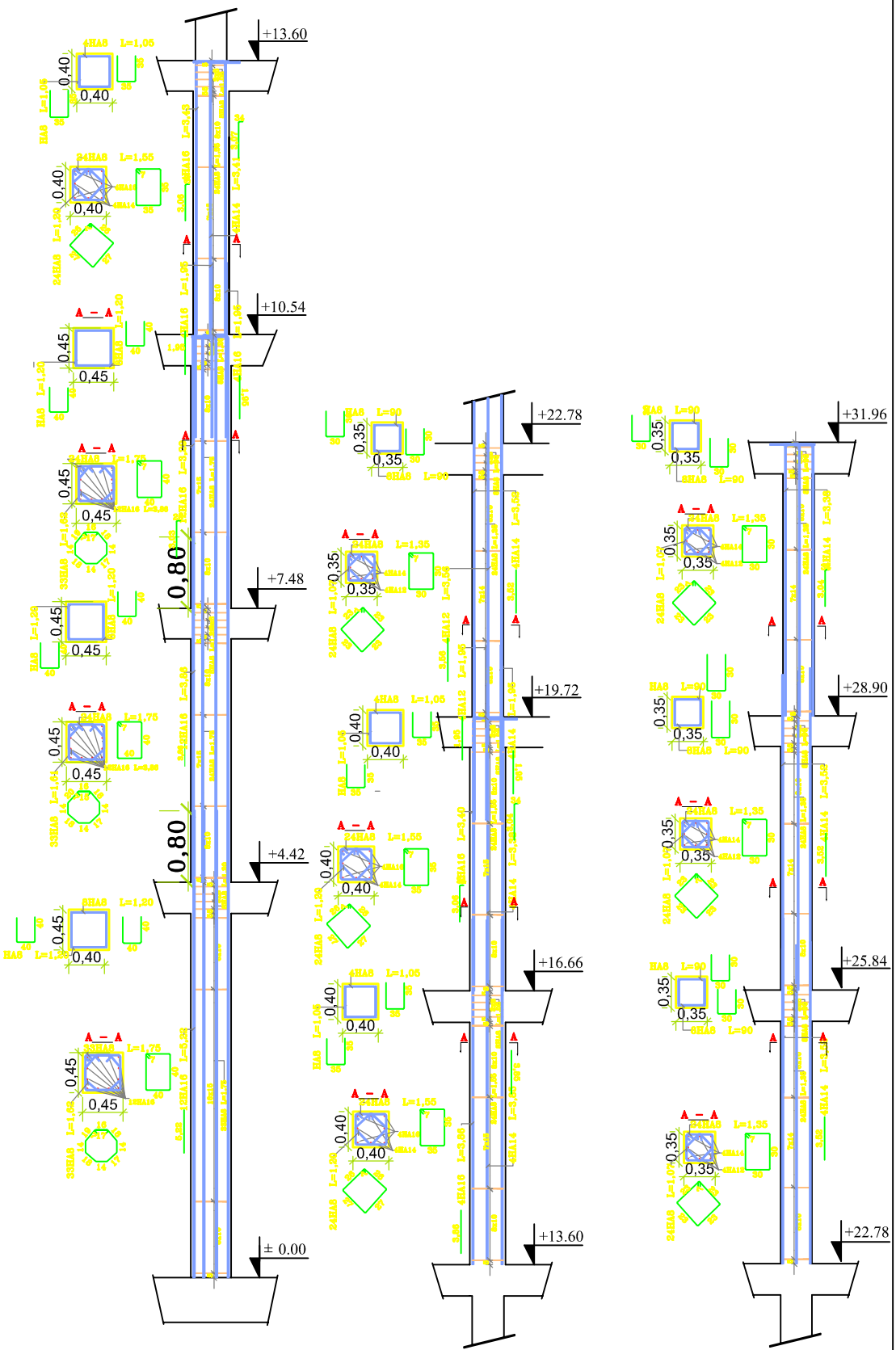
STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711123057+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123057+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-



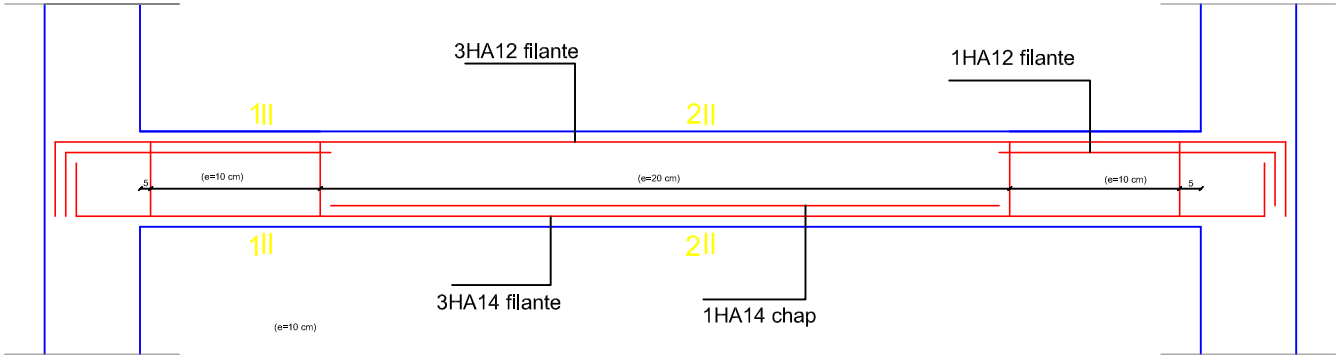
PRINCIPE DECOFFRAGE FERRAILLAGE POTEAUX

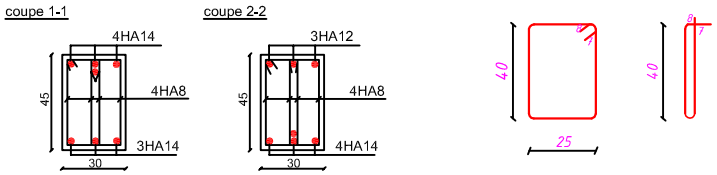
Eudié par :	BELARBIA Kahina GUEMBOUR Kamelia
Dirigé par :	Mr : CHARCHAR Malek



PRINCIPE DE COFFRAGE FERRAILLAGE POTEAUX

Eudié par :	BELARBIA Kahina GUEMBOUR Kamelia
Dirigé par :	Mr : CHARCHAR Malek





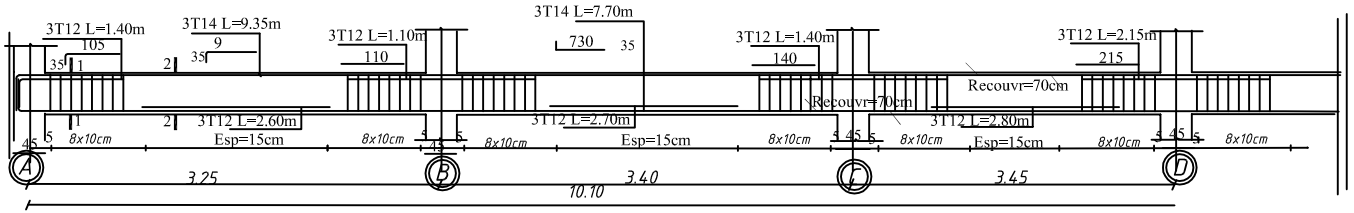
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

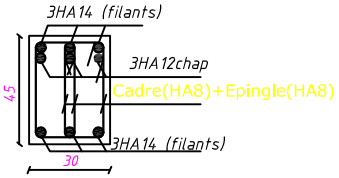
ETUDIE PAR : Melle BELARBIA Kahina. Melle GUEMBOUR Kamelia.	TITRE: Ferraillage de la nervure	
DIRIGE PAR : Mr CHARCHR M		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N°	ECHELLE

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

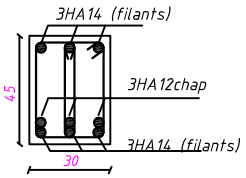
STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711123525+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123525+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-

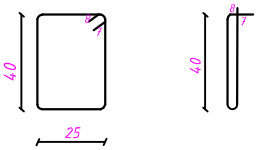




coupe 1-1



coupe 2-2



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

ETUDIE PAR :
Melle BELARBIA Kahina.
Melle GUEMBOUR Kamelia.

DIRIGE PAR :
Mr CHARCHAR M

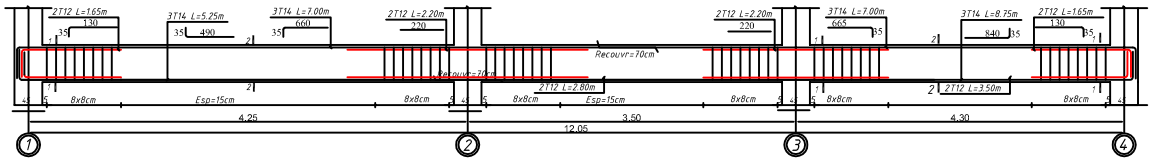
TITRE:
Ferraillage de la poutre principale

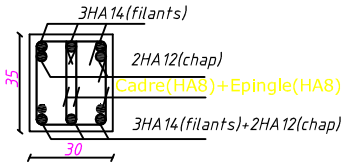
PROMOTION 2012-2013 | PLANCHE N° | ECHELLE

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

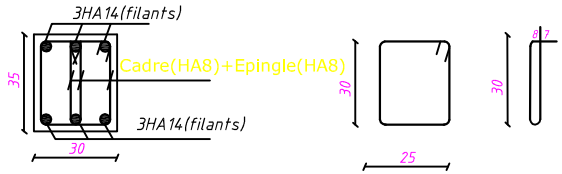
STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711123924+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123924+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-





coupe 1-1



coupe 2-2

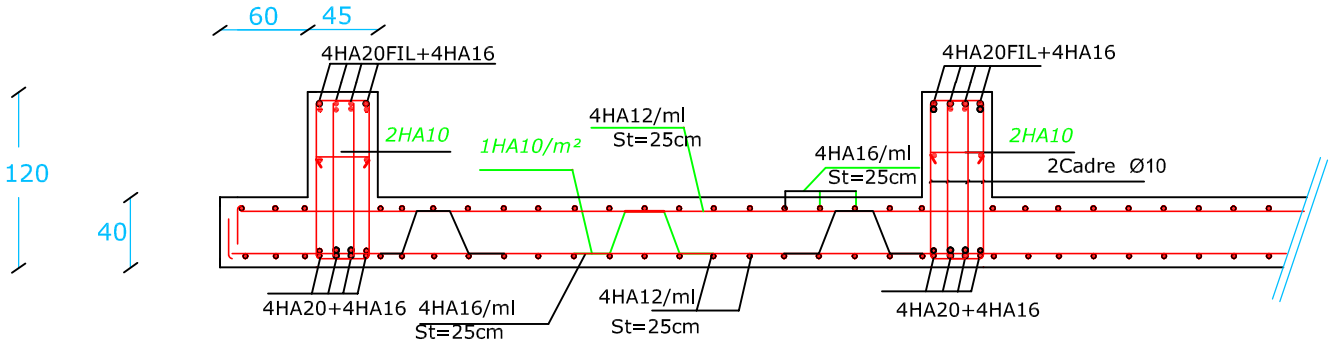
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BELARBIA Kahina. Melle GUEMBOUR Kamelia.	TITRE: Ferraillage de la poutre secondaire	
DIRIGE PAR : Mr CHARCHAR M		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N°	ECHELLE

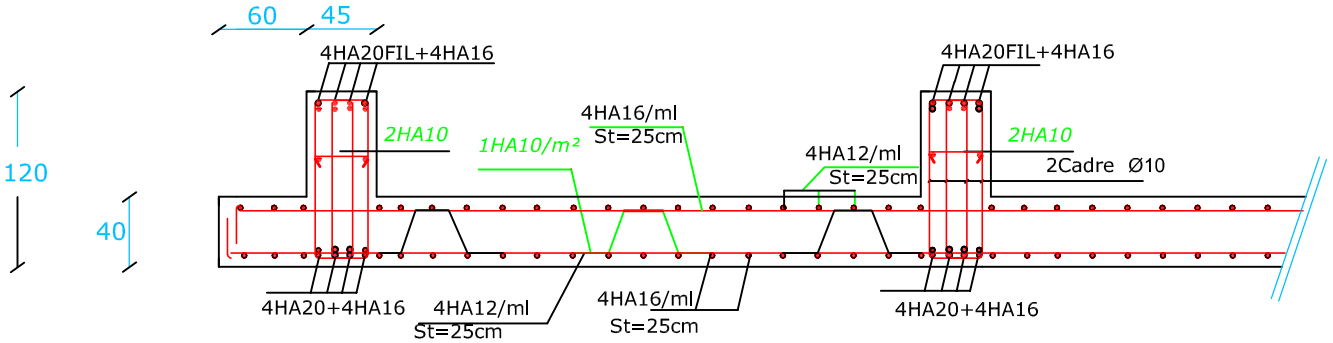
ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711123806+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123806+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-



Ferraillage du radier général SensY-Y



Ferraillage du radier général Sens X-X

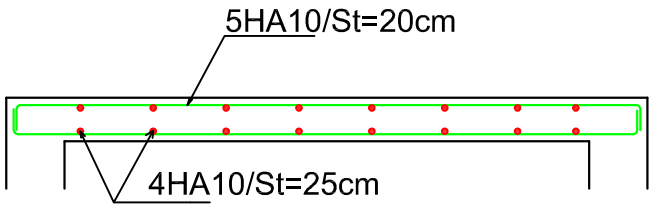
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BELARBIA Kahina. Melle GUEMBOUR Kamelia	TITRE: Ferraillage de radier
DIRIGE PAR : Mr CHARCHAR M	
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° / ECHELLE

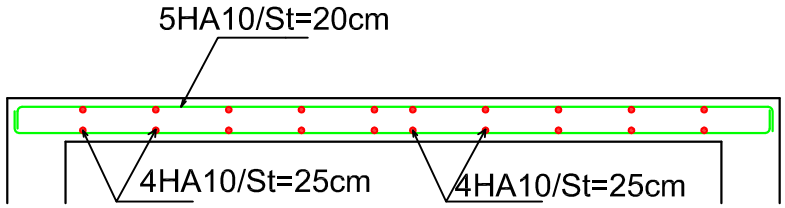
ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

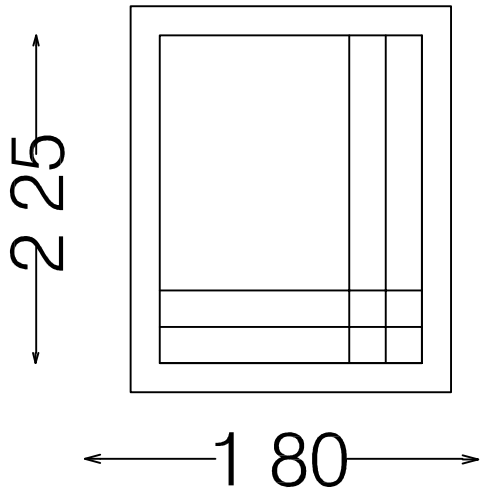
/Title
()
/Subject
(D:20130711123148+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123148+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-

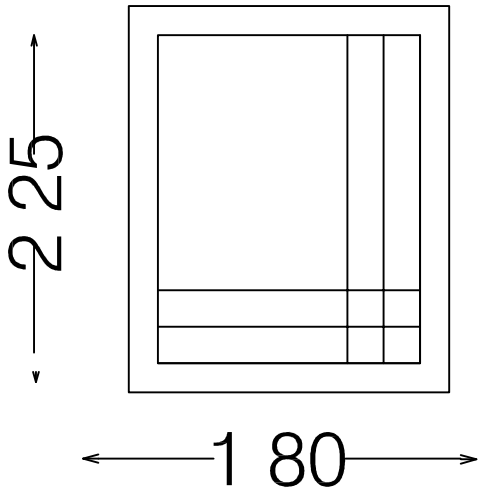


Ferraillage suivant x-x



Ferraillage suivant y-y





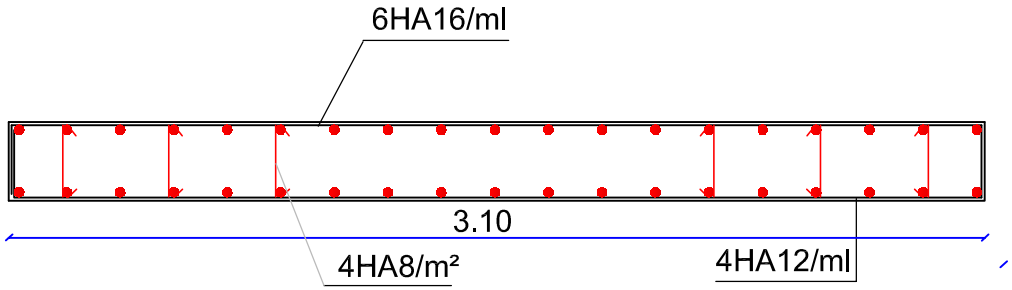
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BELARBIA Kahina. Melle GUEMBOUR Kamelia	TITRE: *Ferraillage de la salle machine*
DIRIGE PAR : Mr: CHARCHAR M	
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° / ECHELLE

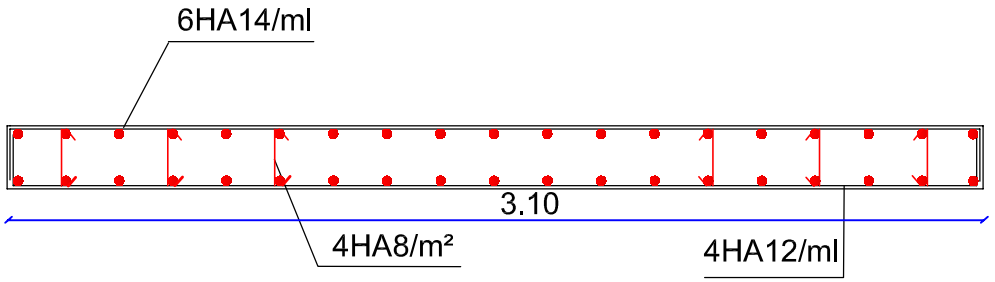
ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

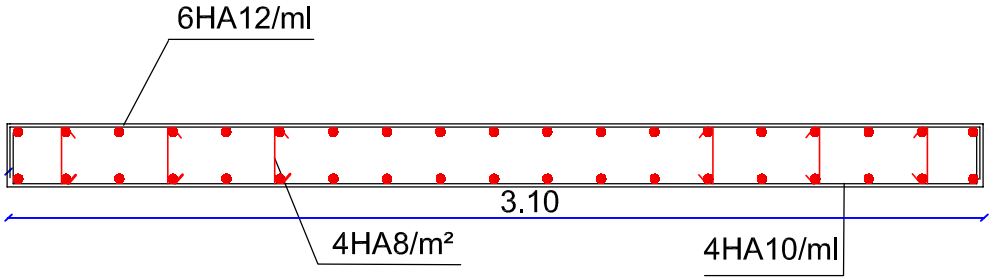
/Title
()
/Subject
(D:20130711122838+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711122838+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-



ZONE II



ZONE III



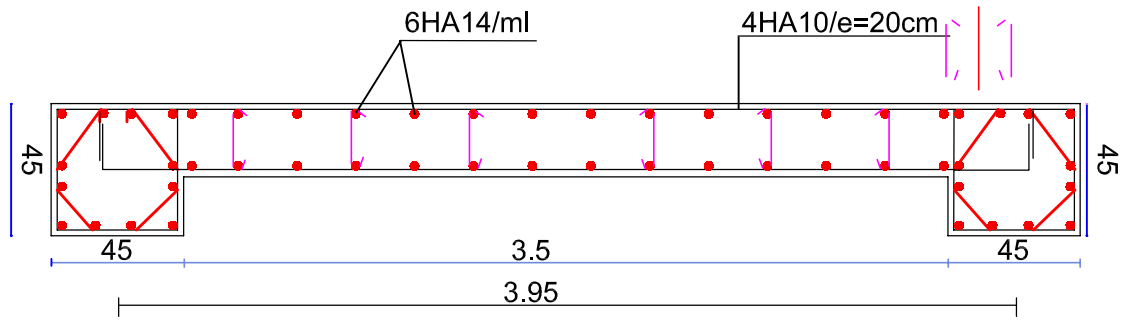
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BELARBIA Kahina. Melle GUEMBOUR Kamelia	TITRE: Ferraillage du voile VL9 de 3.1 m pour les trois zones
DIRIGE PAR : Mr CHARCHR M	
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° / ECHELLE

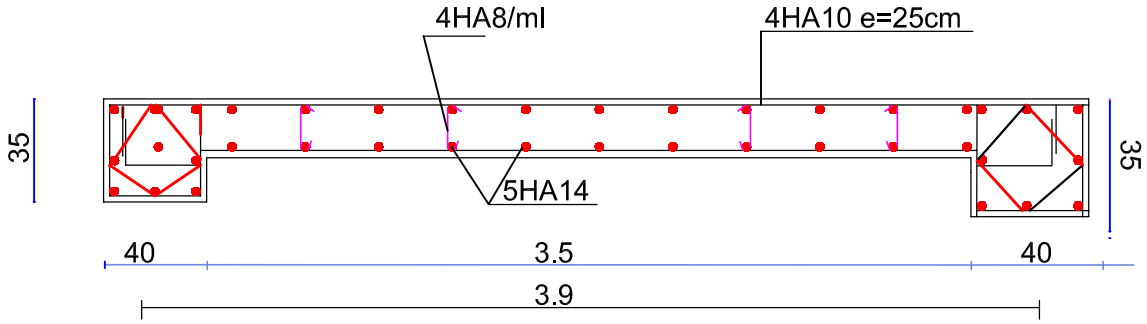
ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

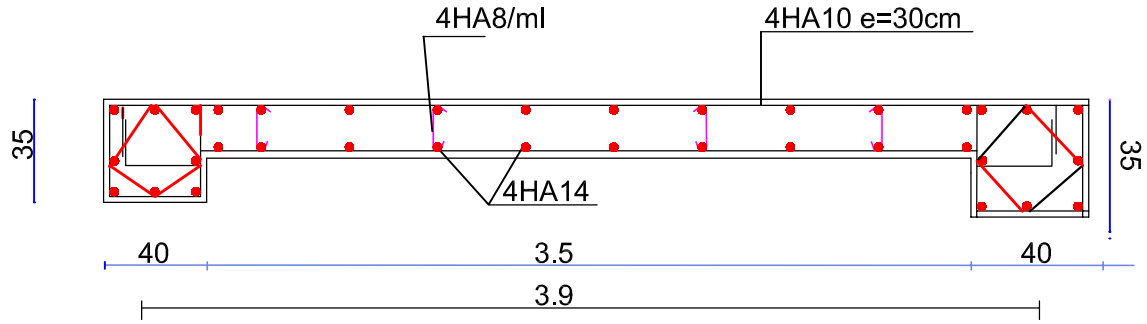
/Title
()
/Subject
(D:20130711123443+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123443+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-



ZONE II



ZONE III



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

ETUDIE PAR :
Melle BELARBIA Kahina.
Melle GUEMBOUR Kameli

TITRE:

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20130711123338+02’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20130711123338+02’00’)
/CreationDate
(BAKIR_02)
/Author
-mark-