

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études



En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : constructions civiles et industrielles.

## Thème

Etude d'un bâtiment (R+9+SS) à usage d'habitation et commercial  
contreventé par voiles avec l'application de l'ETABS



Réalisé par :

M<sup>elle</sup> : MEZANI Kamelia

M<sup>elle</sup> : MAHDI Ghania

Dirigé par:

M<sup>me</sup> : AKMOUSSI

Promotion:2017/2018

# REMERCIEMENTS

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération que nous remercions notre promotrice M<sup>me</sup> AKMOUSSI pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce Mémoire.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet et à toute la promotion de 2017/2018.

Merci

# Dédicaces

*Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :*

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

*A mes chers frères.*

*A mes chères sœurs.*

*A mon binôme GHANIA et sa famille.*

*A mes très chers amis(es).*

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

*A toute la promotion de Génie Civil 2017/2018.*

KAMELIA

# Dédicaces

*Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :*

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

*A mes chers frères.*

*A mes chères sœurs.*

*A mon binôme KAMELIA et sa famille.*

*A mes très chers amis(es).*

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

*A toute la promotion de Génie Civil 2017/2018.*

*GHANIA*

# Sommaire

**Introduction générale**

**Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....Page (01-13)**

**Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments .....Page (14-27)**

**Chapitre III : Calcul des éléments**

**III.1 Acrotère .....Page (28-34)**

**III.2 Planchers .....Page (35-54)**

**III.3 Escaliers .....Page (55-73)**

**III.4 Poutre palière .....Page (74-82)**

**III.5 La poutre de chaînage .....Page (83-91)**

**III.6 Salle machine.....Page (92-101)**

**Chapitre IV : Modélisation et vérification de la structure.....Page (102-125)**

**Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux**

**V.1 Poteaux .....Page (126-139)**

**V.2 Poutres .....Page (140-150)**

**V.3 Voiles.....Page (151-173)**

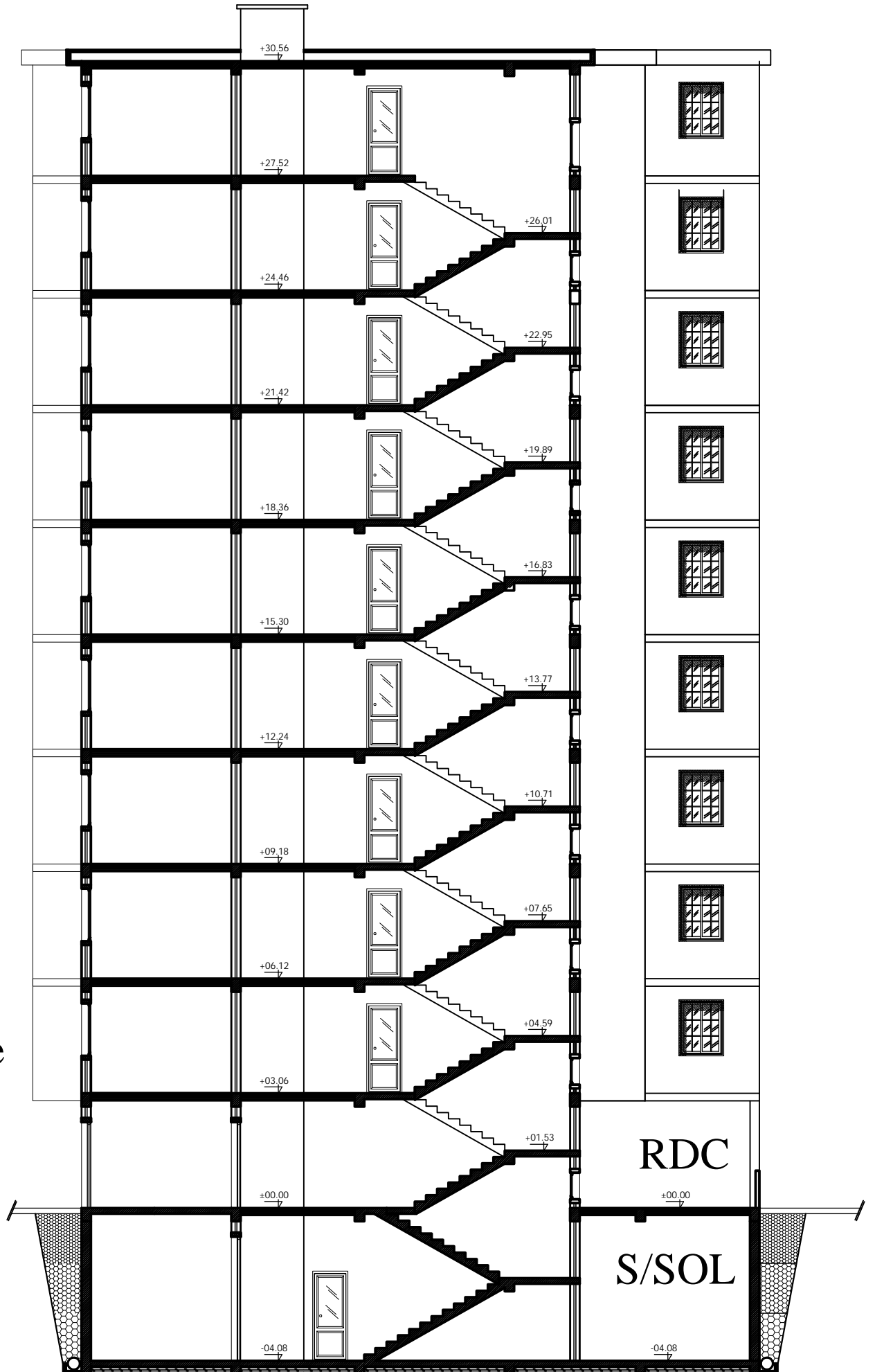
**Chapitre VI : Etude de l'infrastructure. ....Page (174-203)**

**Chapitre VII: Etude de mur plaque .....Page (204-208)**

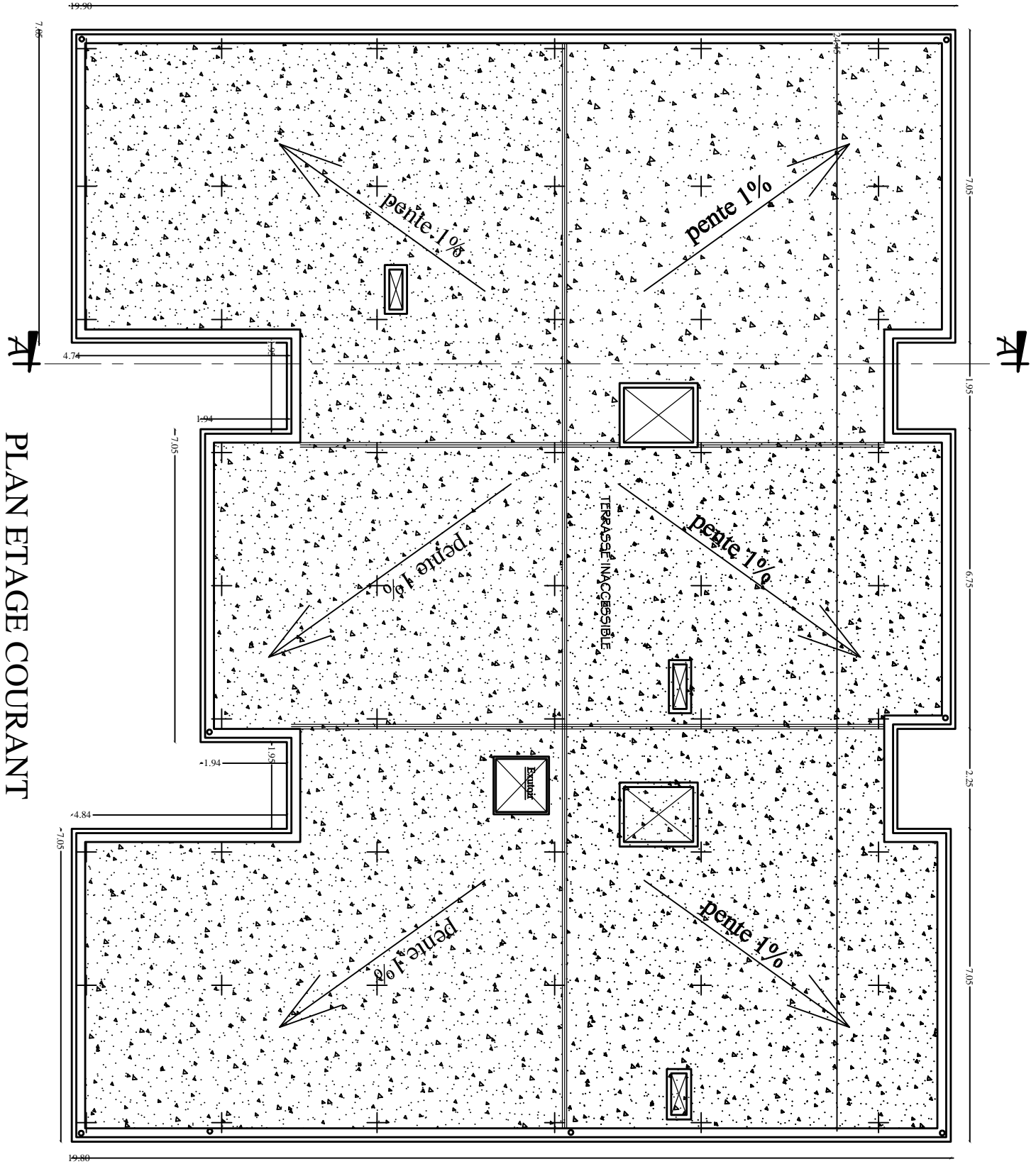
**Conclusion générale**

**Bibliographie**

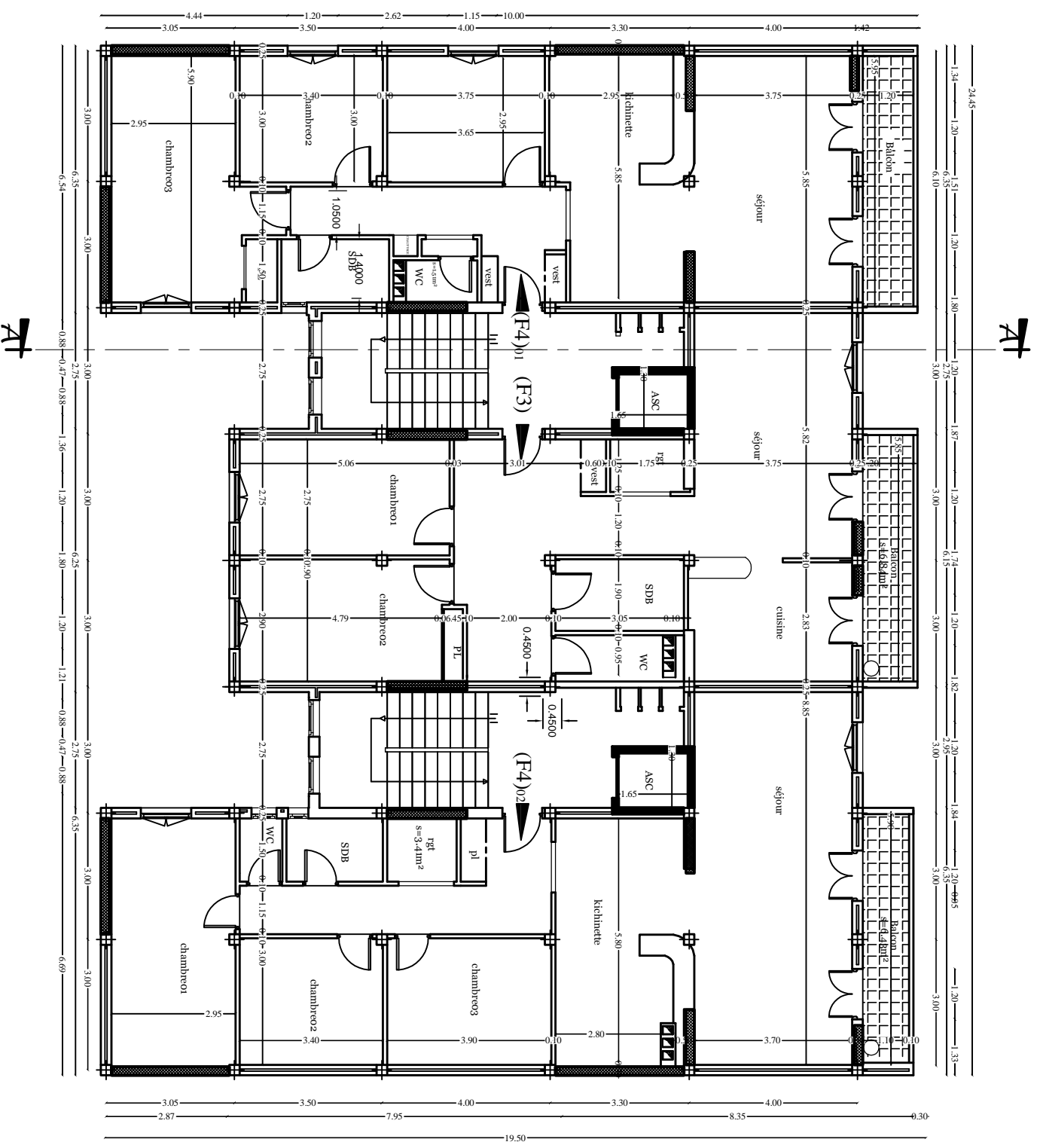
9eme  
étage  
8eme  
étage  
7eme  
étage  
6eme  
étage  
5eme  
étage  
4eme  
étage  
3eme  
étage  
2eme  
étage  
1er  
étage



# PLAN ETAGE COURANT



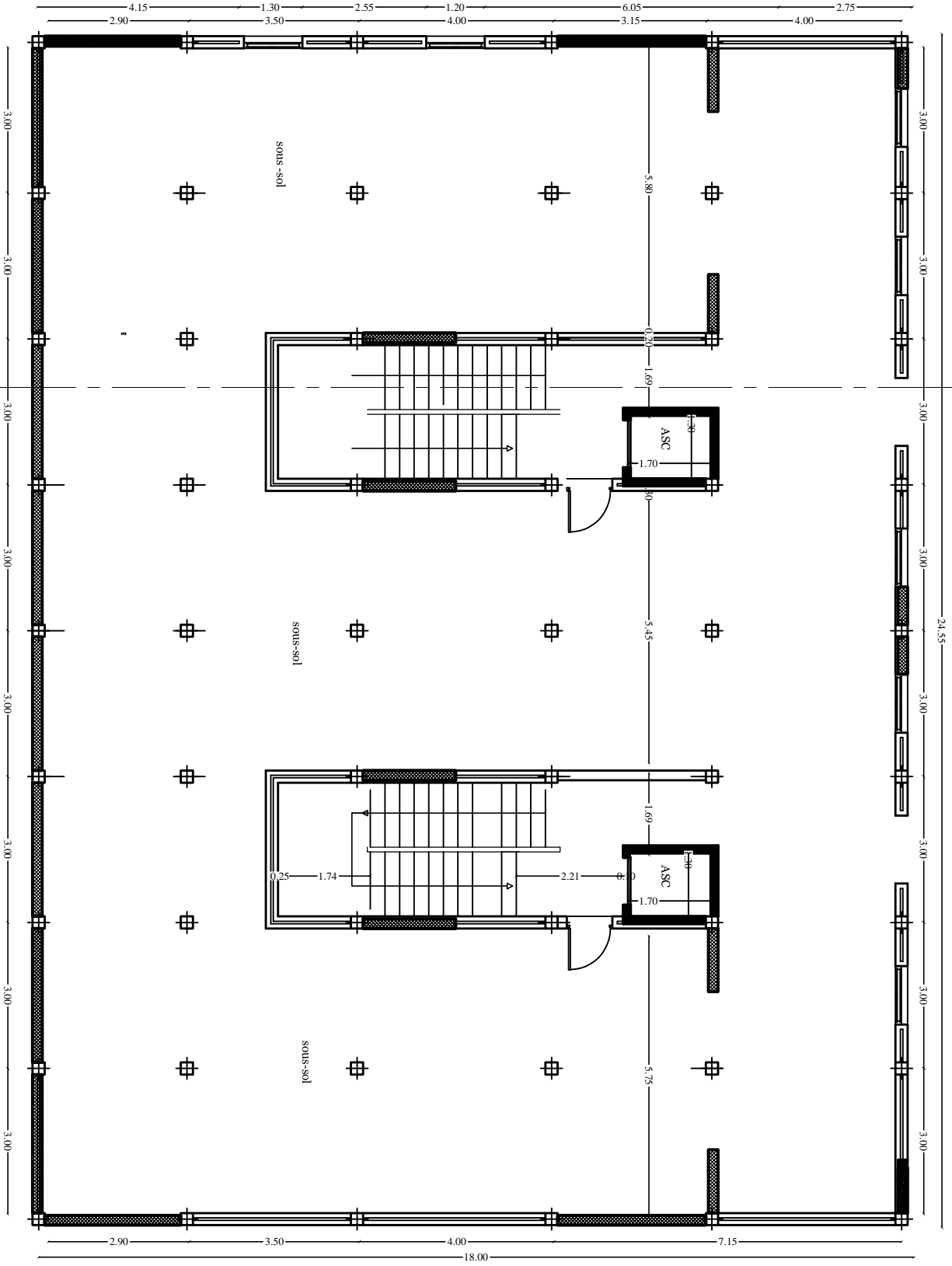
# PLAN ETAGE COURANT



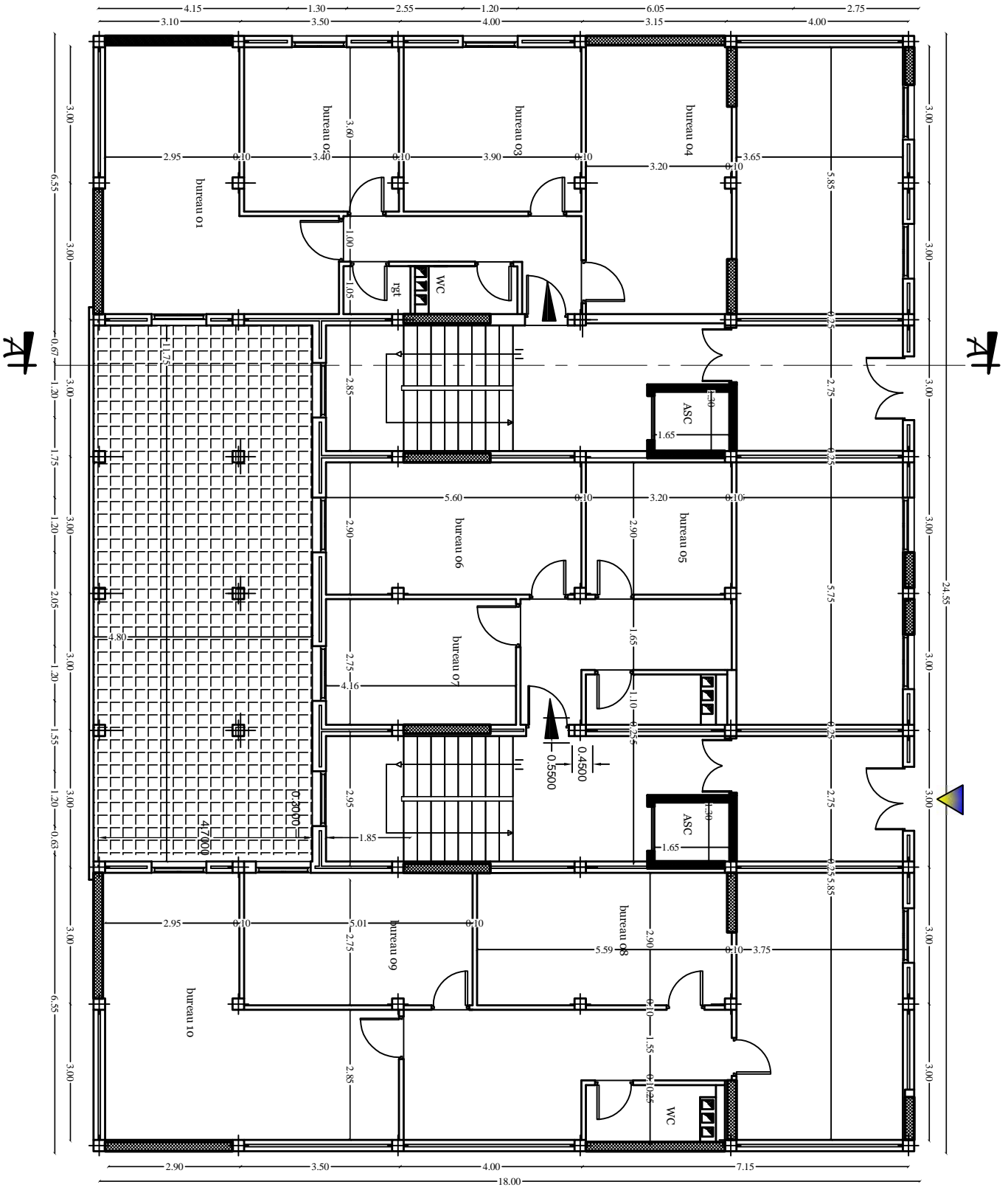
PLAN ETAGE COURANT

# PLAN DU SOUS-SOL

A1



# PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE



# Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+9+S-S) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

# CHAPITRE I:

## Présentation de l'ouvrage

## I.1) Description et implantation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et calcul d'un bâtiment à usage multiple (commerces, bureaux et habitation) en R+9 + 1 sous-sol.

Ce bâtiment comporte :

- 01 sous sol à usage commercial (stockage).
- 01 rez-de-chaussée à usage commercial et administratif.
- 09 étages courants à usage d'habitation.

Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), il sera implanté à TIZI-OUZOU, une région de moyenne sismicité classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) en zone (II. a) et sur un sol du type (S<sub>2</sub>)

### I.1.1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Cet ouvrage présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Largeur du bâtiment est de : **18,30 m.**
- Longueur du bâtiment est de : **24,45 m.**
- Hauteur du sous-sol est de : **4,08 m.**
- Hauteur du rez-de-chaussée est de : **3,06 m.**
- Hauteur de l'acrotère de bâtiment est : **0,60 m.**
- Hauteur totale du bâtiment est : **34,68 m.**

### I.1.2) Les éléments de l'ouvrage :

#### A) L'ossature :

Selon la définition de RPA : Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voiles.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

    ) **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux.

Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

    ) **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, et on trouve dans cet ouvrage un seul type de voiles:

- ✓ **Voiles de contreventements** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

**B) Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Ils assurent également les fonctions suivantes :

- J) **Fonction de résistance mécanique:** Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- J) **Fonction d'isolation :** les planches permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

Dans notre bâtiment on a un seul type de plancher :

- J) **Planchers en corps creux:**

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- ✓ **Nervures :** appelées poutrelles.

Qui assurent la fonction de portance, la distance entre-axes des poutrelles est généralement de 56cm à 65cm.

- ✓ **Un remplissage en corps creux**  
Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- ✓ **Une dalle de compression en béton**

De 4 à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons

**C) Les balcons :**

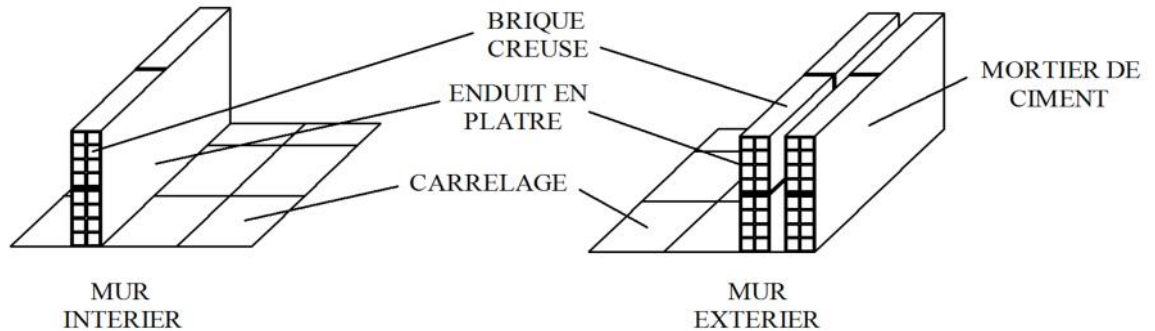
Sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

Dans notre bâtiment on a un seul type de balcon en corps creux.

**D) La maçonnerie :**

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. Il y a deux types de murs dans la structure :

- J) **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique et phonique.
- J) **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.



E) **Les escaliers :** ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, elles sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

F) **Le revêtement :**

Ils sont réalisés en :

Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

Céramique et marbre pour les salles d'eau et les cuisines.

Mortier de ciment pour les murs de façade, la cage d'escalier et les pièces humides.

Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

G) **Le coffrage :**

On utilise le coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

Le coffrage doit être nettoyé avec soin de manière à le débarrasser des poussières, on peut éventuellement enduire les surface de coffrage d'huile pour facilité le décoffrage.

H) **L'acrotère:**

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I) **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur réalisés f en voiles béton armé. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme .

**J) Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

) Les caractéristiques de sol sont : 2bar.

**K) Terrasse inaccessible:**

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de:

- Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyane, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

**I.1.3) Règles et normes utilisés :**

Pour le calcul justificatif des éléments constituant l'ossature du notre bâtiment nous utiliserons les documents suivants :

- ) R.P.A 99 modifié en 2003 : Règlement parasismique Algérien.
- ) BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des constructions et ouvrages en béton armé suivant des états limites.
- ) D.T.R : Document technique réglementaire pour la détermination des charges et des surcharges.

**I.1.4) Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)**

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites.

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Nous distinguons 2 états limites :

**A) États limites ultime (ELU):**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite:

- De l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- De la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents éléments résistant de l'ouvrage.

- Etats limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.
- De la stabilité de forme.

### **B) Etats limites de service (ELS) :**

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de la compression du béton.
- La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

### **I.1.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser :**

Dans notre ouvrage nous irons utilisé deux matériaux : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (**RPA99/Version 2003**), ainsi qu'aux règles de béton armé (**B.A.E.L.91/modifie.99**).

#### **A) Béton :**

##### **a) Définition :**

Le béton est un matériau de construction obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant ,il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible ,de plus le béton a un comportement fragile. Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

- La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment=0.5cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.
- Si l'eau/ciment > 0.5: un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- **Si l'eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire a un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

##### **b) Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours ( $f_{28}$ ).

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur (A.2.1, 11 / BAEL91 modifié 99). Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique  $f_{c28}$  est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. (A.2.1.13/BAEL91 modifié 99).

- Pour le choix de la valeur de  $f_{c28}$  on peut considérer que :
  - Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
  - On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
  - On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
  - Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.
- Dans notre cas on a fixé  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. (A.2.1,11/BAEL91 modifié 99)

) Pour  $j < 28$  jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = j \cdot \frac{f_{t2}}{4,7 + 0,8} \quad \text{Pour } f_{cj} < 40\text{MPa} \\ f_{cj} = j \cdot \frac{f_{t2}}{1,4 + 0,9} \quad \text{Pour } f_{cj} > 40\text{MPa} \end{array} \right.$$

) Pour  $j = 60$  :

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

Telle que :

$f_{cj}$  : La résistance de béton à la compression à (j) jours.

$J$  : Nombre de jours.

$f_{c28}$  : La résistance de béton à la compression à 28 jours.

### c) Résistance caractéristique de béton à la traction :

La résistance à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \longrightarrow \quad (\text{A.2.1,12/BAEL91 modifié 99})$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

**Note** :  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa ou bien  $\text{N/mm}^2$

**d) Module de déformation :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

**J) Module de déformation transversal :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art. A.2.1.3/BAEL91modifié99})$$

Avec :

**E**: module de Young

$\nu$ : Coefficient de poisson

- ✓ **Le coefficient de poisson** ( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (**A.2.1,3/BAEL91modifié99**)

=0.2 : pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

=0 : pour le calcul des déformations à l'état limite ultime (ELU).

**J) Module de déformation longitudinale :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale:

- ✓ **Le module instantané  $E_{ij}$**  : est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Il est donnée par

$$E_{ij} = 110000(f_{cj})^{1/3} \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art A-2.1, 21 BAEL91modifié99}).$$

- ✓ **Le module différé  $E_{vj}$**  : est utilisé pour les calculs sous chargement de longue durée (cas courant), qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art A-2.1, 22 BAEL91modifié99})$$

**$f_{cj}$**  : La résistance de béton à la compression à (j) jours.

$$\text{Pour } j=28 \longrightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

**e) Contrainte à la compression :**

- J) **ELU (Etat Limite Ultime)**: Correspond à la perte d'équilibre statique (bascullement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Cette contrainte à ELU est donnée par la formule :

$$f_b = \frac{0,8 \cdot f_{t2}}{\Theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art. A4.3.41, BAEL 91 modifié 99})$$

Telle que

- ✓  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,50 \text{ en situation durable} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \end{array} \right.$$

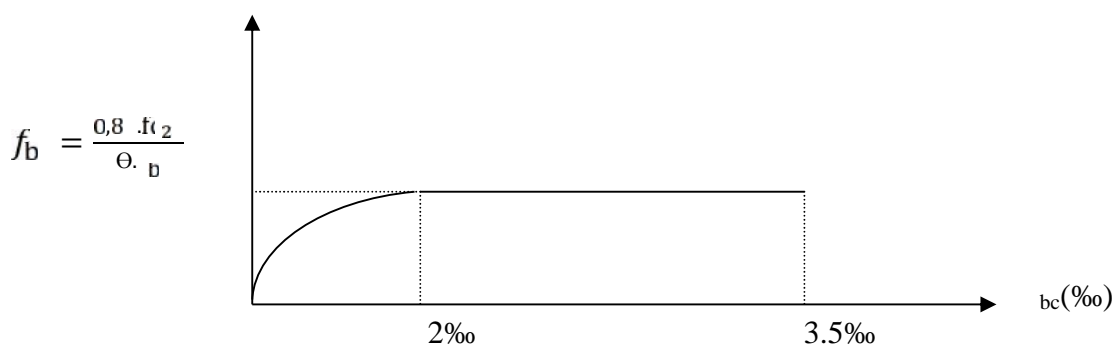
- ✓  $\Theta$  : coefficient fixe en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Theta = 1,00 \quad \Longleftrightarrow \text{si } T > 24\text{h} \\ \Theta = 0,90 \quad \Longleftrightarrow \text{si } 24\text{h} > T > 1\text{h} \\ \Theta = 0,85 \quad \Longleftrightarrow \text{si } T < 1\text{h} \end{array} \right.$$

T: durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

A j=28 jours en situation courante,  $\Theta=1$  (situation durable)

$$f_b = \frac{0,8 \cdot (2)}{1 \cdot (1,5)} = 10,67 \text{ MPa} \longrightarrow f_b = 10,67 \text{ MPa}$$



**Diagramme contrainte déformation du béton.**

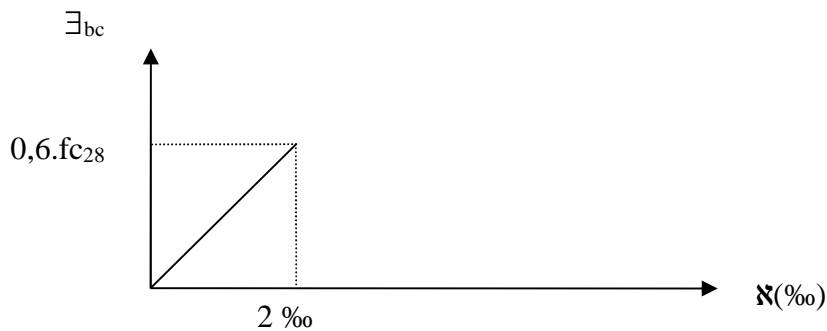
Le diagramme est composé:

- D'une partie parabolique et la déformation limite a 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- 2‰<sub>bc</sub> 3.5‰<sub>bc</sub>  $\longrightarrow$   $\sigma_b = \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\epsilon \cdot \gamma_b} = f_b$

) **ELS (Etat Limite de Service)**: C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration. Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par :  $\bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec: } \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa (Art 4.5.2 BAEL91)}$$



**Diagramme contrainte-déformation du béton.**

) **contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_{\mu} = \frac{V_{\mu}}{b \cdot d} \quad (\text{Art 5.1,1/BAEL91 modifié 99})$$

**Avec :**  $V_{\mu}$  : effort tranchant.

➤ **Les contraintes limites admissibles :**

- Cas de fissuration peu préjudiciable :  
 $\mu = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{MPa})$
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  
 $\mu = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{MPa})$

**B) Acier :**

a) **Définition:**

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste mal à la traction, est pour ça on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu. Les armatures pour béton

armés ont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (R. L) et les barres à haute adhérence (H. A).

**b) Les aciers utilisés :**

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : FeE215 et FeE235.

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

✓ On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ ] scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ( $\theta < 6$ )	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

**Tableau I-1 : caractéristique des aciers**

**c) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Quelque soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ en MPa. (Art A.2.2, 1/ BAEL91)}$$

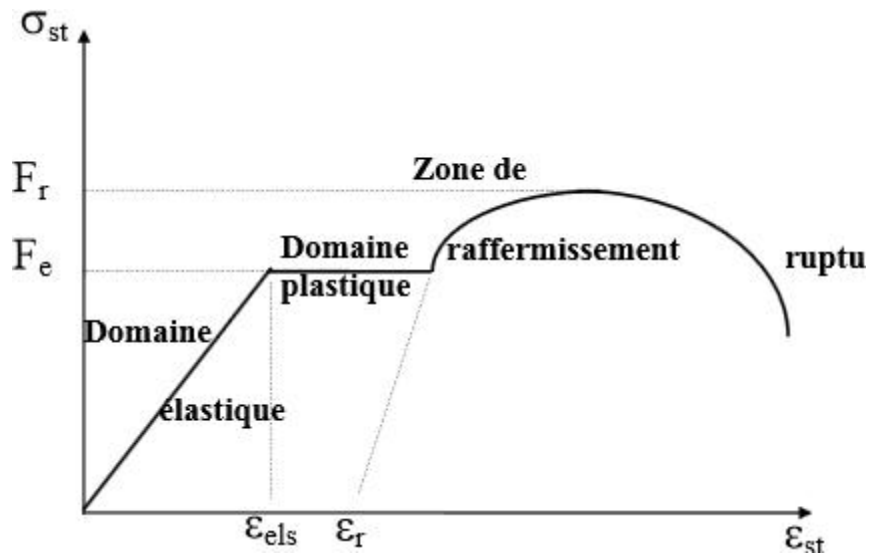
**d) La limite élastique garantie Fe :**

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ .

**e) Diagramme contrainte déformation :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet d'une traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :



**Diagramme contrainte- déformation**

Avec :

**Fr** : Résistance à la rupture.

**Fe** : Limite d'élasticité.

**ε<sub>els</sub>** : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

**ε<sub>r</sub>** : Allongement à la rupture.

✓ On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de rupture.

**f) Contraintes limites :**

) **Calcul de la contrainte limite à l'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_t}{\gamma_s} \quad (\text{Art.2.1.2/BAEL.91})$$

Avec:

**σ<sub>s</sub>** : La contrainte d'acier à l'ELU.

**f<sub>t</sub>**: Contrainte d'élasticité de l'acier.

**γ<sub>s</sub>**: Coefficient de sécurité.

$\gamma = 1,0$  → Situation accidentelle

(A.4.3,2/BAEL91modifié99)

$\gamma = 1,15$  → Situation courante

) **Calcul de contrainte limite à l'ELS :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures importantes du béton, la contrainte des armatures tendues sur la sollicitation de service la plus déformable, doit demeurer inférieure aux limites indiquées ci-après :

✓ **Fissuration peu préjudiciable : (Art.4.5, 32/BAEL91)**

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable** lorsque :

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

✓ **Fissuration préjudiciable : (A.4.5,33/BAEL91)**

Cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries. La contrainte admissible de traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_t \right\}$$

Avec :  $f_{tj}$  : résistance caractéristique de béton à la traction

$\eta = 1,6$  acier HA.

$\eta = 1,0$  acier RL.

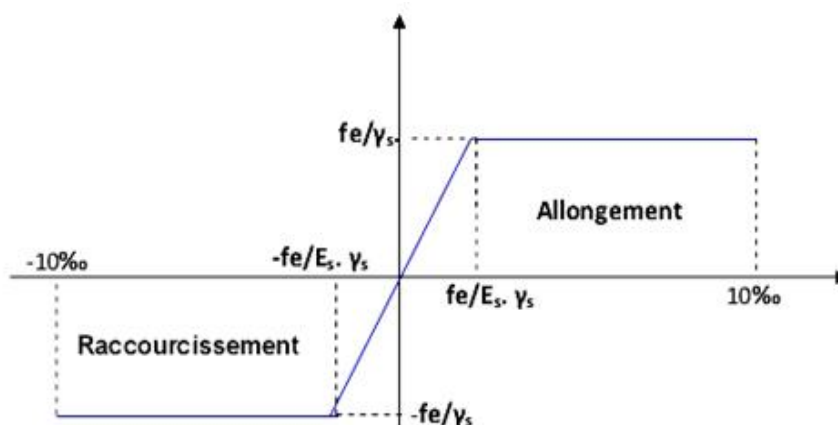
$\eta = 1,3$  cas des files dont  $< 6\text{mm}$

✓ **Fissuration très préjudiciable : (A.4.5,34/BAEL91modifié99)**

Les éléments soumis à des milieux agressifs et aux intempéries, la contrainte admissible de traction de l'acier est :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_t \right\}$$

j) **Diagramme de contraintes –déformations de calcul : ( A.2.2,2/BAEL91modifié99)**



**Diagramme contrainte - déformation**

**h) Protection des armatures : Art A.7.1 /BAEL91) :**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. Le BAEL préconise les valeurs suivantes

- **C 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).
- **C 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **C 1 cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C= 3 cm**.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre : **C= 2 cm**.

### **Conclusion:**

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respecte les règles de **BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique algérien (**RPA**).

# **CHAPITRE II:**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

## II.1) Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/Version 2003** » et les bases de « **BAEL 91/modifié 99** », « **CBA 93** » ainsi que le « **DTR-B. C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

## II.2 Pré dimensionnement des éléments :

### II.2.1) Les Planchers :

#### ) Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées perpendiculaire par rapport à la plus grande portée, supportant une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
  - ✓ **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- } (d'après le CBA)

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses tâches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur totale ( $h_{tp}$ ) est donné par les formules suivantes :

(Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99)

$$h_{tp} \geq \frac{L_m}{2,5} \quad (\text{ArtB.6.8.424/BAEL91})$$

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

$h_{tp}$  : hauteur totale du plancher.

#### Remarque :

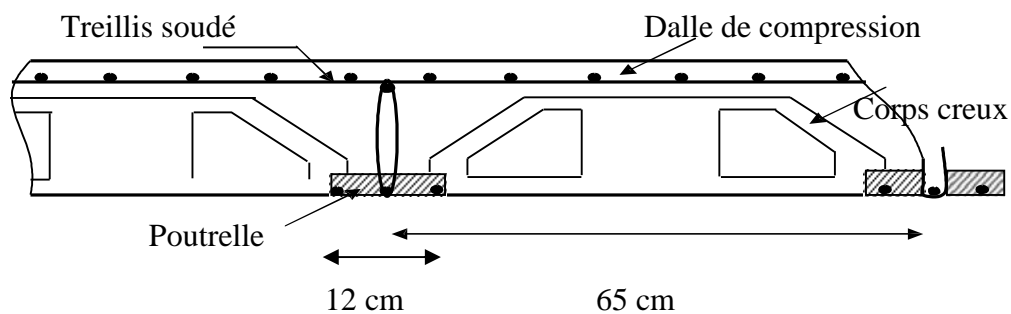
En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone II<sub>a</sub>.

Dans notre cas :  $L_{max} = 300 - 25 = 275$  cm

Ce qui nous donne :  $h_{tp} = 275 / 22,5 = 12,22$  cm.

On opte pour un plancher (**16+4**) cm et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
  - L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**
- } (**DTR C.3**)



**Figure II-1** : Schématisation d'un plancher en corps creux.

### II.2.2) Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**B.A.E.L.91\_modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement «**RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

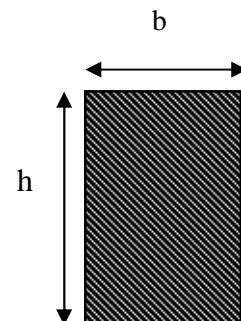
$$\mathbf{h} : \text{hauteur totale de la poutre comprise entre.} \quad \Rightarrow \quad \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{1}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{1}} \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\mathbf{b} : \text{largeur de la poutre comprise entre.} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{0.4 h} \leq \mathbf{b} \leq \mathbf{0.7 h}$$

**L** : portée maximum entre nus d'appuis.

Selon le **RPA 99/2003** les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (II<sub>a</sub>) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{h} \quad \mathbf{30} \\ \mathbf{b} \quad \mathbf{20 \text{ cm}} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \quad \mathbf{4} \end{array} \right\} \quad (\text{RPA 99 / Art 7.5.1})$$



Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

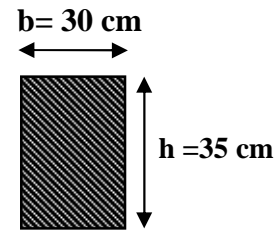
)] **Poutres secondaire :**

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

**Hauteur (h) :** On a :  $L = 300 - 25 = 275 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \iff 18.33 \text{ cm} \leq h \leq 27.5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm**



**Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \iff 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \iff 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Pour uniformiser la base des poutres

On prend : **b = 30 cm**

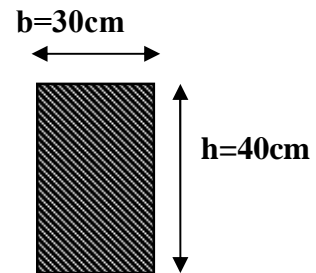
)] **Poutres principales :**

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

**Hauteur (h) :** On a  $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$D'où : \frac{L}{1} \leq h \leq \frac{L}{1} \iff 25 \text{ cm} \leq h \leq 375 \text{ cm}$$

On prend : **h = 40 cm**



**Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \iff 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \iff 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm**

)] **Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h 30 cm	40 cm	35 cm	Ok
b 20 cm	30 cm	30 cm	Ok
h/b 4	1.33	1.16	Ok

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

- )] Poutres principales : **(30 x 40) cm<sup>2</sup>.**
- )] Poutres secondaires : **(30x35) cm<sup>2</sup>.**

**II.2.3) Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- ) **L'épaisseur du voile (e) :** Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

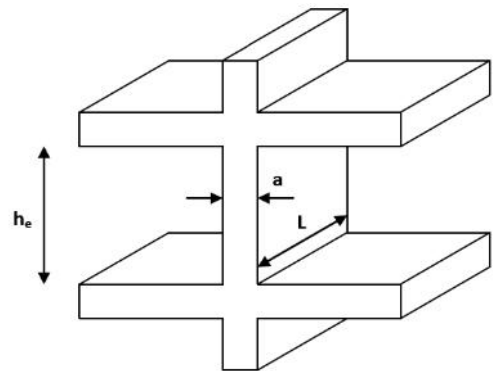
Avec :

**a** : épaisseur d'un voile.

**L** : portée min du voile.

**he** : hauteur d'étage.

(a ≥ 15[cm]).

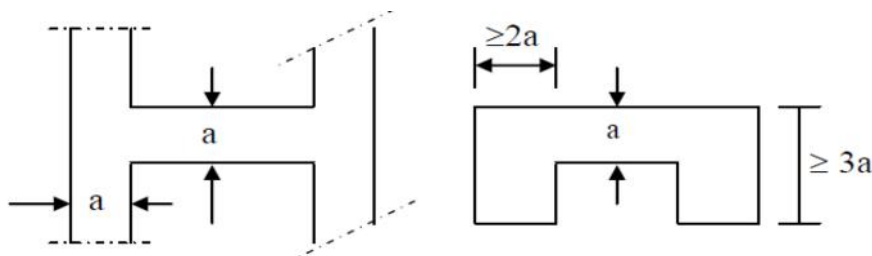


Trois cas peuvent se présenter :

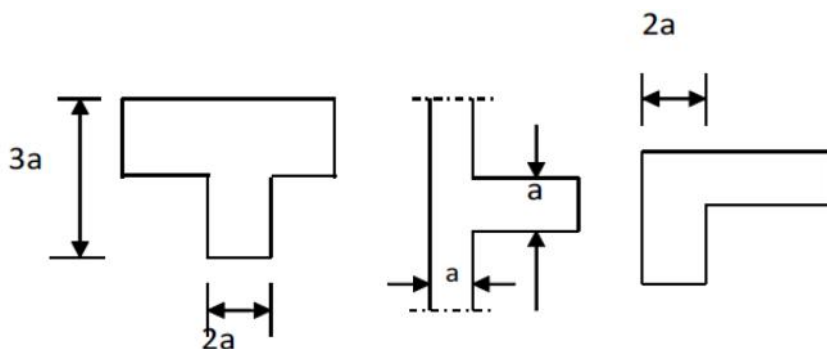
**Figure II.1 : Coupe de voile en élévation**

(a <math>\frac{h\_e}{2}</math>)

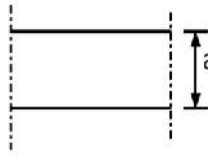
**1<sup>er</sup> cas :**



**2<sup>ème</sup> cas :** (a <math>\frac{h\_e}{2}</math>)



**3<sup>ème</sup> cas :**  $(a \leq \frac{h_e}{2})$



**Dans notre cas :**

$$a \leq \max \left( e_m ; \frac{h_e}{2} \right)$$

$$a \leq h_e / 20 \quad \text{Avec : } h_e = h - e_p \quad \text{et } e_p : \text{Hauteur de plancher.}$$

✓ **Pour le sous-sol:**  $h_e = h - e_p = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$$a \leq \frac{h_e}{2} = \frac{3}{2} = 19.4 \text{ cm}$$

✓ **Pour l'étage courant et RDC :**  $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \leq \frac{h_e}{2} = \frac{2}{2} = 14.3 \text{ cm}$$

**On prend: a = 20 cm** pour tous les voiles.

### )] Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m} \quad \iff \text{Condition vérifiée.}$$

**Avec :**

$L_{\min}$  : La portée minimale d'un voile.

$a$  : Epaisseur du voile

### II.2.4) Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être carrée, rectangulaire ou circulaire.

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 charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} \quad \text{Avec: } N_s = G + Q$$

$\bar{\sigma}_b$ : La contrainte admissible à la compression du béton

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau,

$A$ : section transversale du poteau,

**G** : charge permanente,  
**Q** : surcharge d'exploitation

Avec:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ kN/cm}^2$ .

Selon le (RPA 99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) 25cm .....en zone I et IIa.
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) 30cm ..... en zone III et IIb.
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>)  $\frac{h_e}{2}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

**Remarque :**

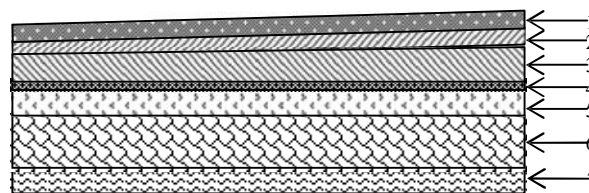
L'effort normal « Ns » étant déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

**A) Déterminer les charges et les surcharges :**

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

**a) Charges permanents :**

**) Plancher terrasse (inaccessible) :**

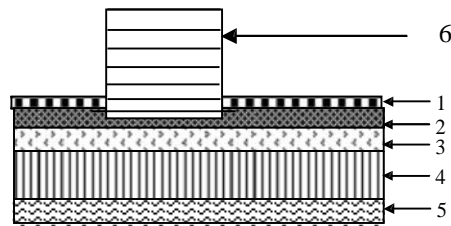


**Figure II-2 :** Coupe verticale d'un plancher

	Désignation	Epaisseur(m)	(KN/m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	20.00	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22.00	01.54
4	Isolation thermique (liège)	0.04	04.00	0.16
5	Feuille polyâne	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	14	02.80
7	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
<b>G<sub>TOTALE</sub></b>				<b>5.83KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-1 :** Charges permanentes du plancher terrasse

) **plancher d'étage courant et commercial :**



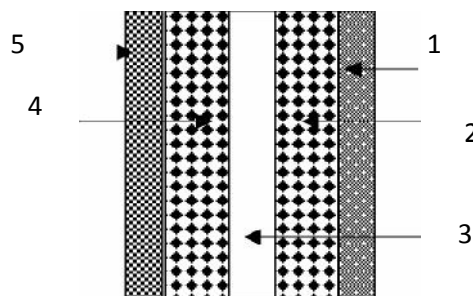
**Figure II -3 :** Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux-

N°	Désignation	Epaisseur (m)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20.00	0.60
3	Couche de sable	0.03	22.00	0.66
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	14	02.80
5	Enduit sous plafond	0.02	10.00	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.10	09.00	0.90
<b>G<sub>TOTALE</sub></b>				<b>5.61KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-2 :** Charges permanentes du plancher étage courant et commercial

) **Maçonnerie**

- ✓ **Murs extérieurs :** En double cloisons de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d'air de 5cm.

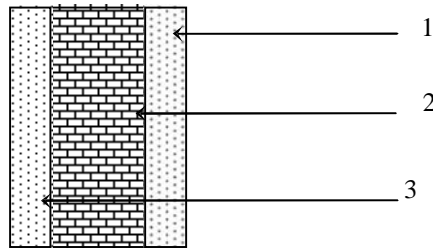


**Figure II-4 :** Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Lame d'air	05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>G<sub>TOTALE</sub></b>				<b>2.36KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-3 :** Charges permanentes des murs extérieurs

✓ **Murs intérieurs** : En briques creuses de 10cm d'épaisseur.



**Figure II-5** : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
<b>G<sub>TOTALE</sub></b>				<b>1.30KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-4** : Charges permanentes des murs intérieurs

) **Acrotère**

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1m$

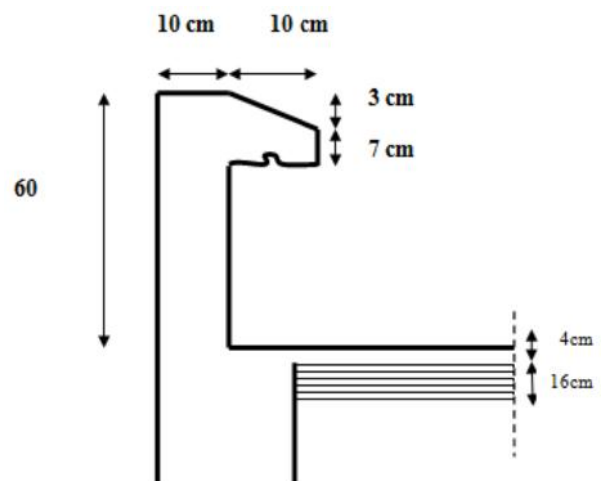
Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton = 25KN/m<sup>3</sup>

S: Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 1.712 \text{ KN / ml}$$



**Figure II-6** : Coupe verticale de l'acrotère.

**b) Les surcharges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit

Désignations	Surcharges d'exploitation ( $KN/m^2$ )
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant : à usage d'habitation	1.50
Plancher du RDC : à usage commercial	2.50
Plancher du sous sol : à usage commercial	2.50
Balcons	3.50
Escaliers	2.50
Acrotère	1.00

**Tableau II-5** : surcharges d'exploitation

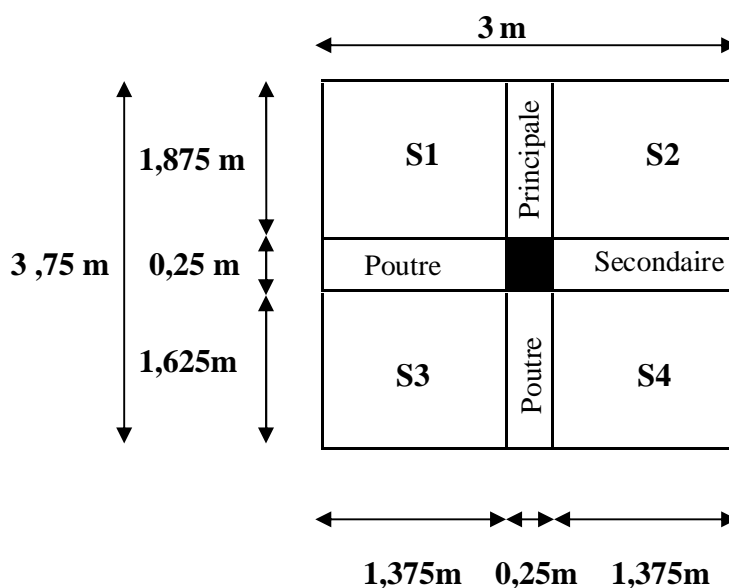
### B) descente des charges :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

#### a) Surface d'influence :

Le poteau le plus sollicité est : B3

Vu que la surface d'influence :



#### J) Surface brute:

$$S_1 = 1,375 \times 1,875 = 2,578 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,375 \times 1,875 = 2,578 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,375 \times 1,625 = 2,234 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,375 \times 1,625 = 2,234 \text{ m}^2$$

$$S_b = 9,624 \text{ m}^2.$$

) **Surface nette**

$$S_n = 3 \times 3,75$$

$$S_n = 11,25 \text{ m}^2.$$

**b) Poids revenant à chaque élément :**

$$\text{Poids du plancher } P = G \times S$$

) **Plancher terrasse :**

$$P = 5,83 \times 9,624 = 56,107 \text{ KN.}$$

) **Plancher d'étage courant :**

$$P = 5,61 \times 9,624 = 53,990 \text{ KN.}$$

) **Poutres principales :**

$$P = (0,30 \times 0,40) \times 25 \times 3,75 = 11,25 \text{ KN.}$$

) **Poutres secondaires :**

$$P = (0,30 \times 0,35) \times 25 \times 3 = 7,875 \text{ KN.}$$

**D'où le poids totale :**

$$P_{\text{tot}} = p_{\text{pp}} + p_{\text{ps}} = 11,25 + 7,875 = \mathbf{19,125 \text{ KN.}}$$

) **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) 25 cm** pour la **zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b=h=25cm**.

✓ **Poids de poteau de S / Sol:**

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,375 \text{ KN.}$$

✓ **Poids de poteaux de l'étage courant et du RDC :**

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,581 \text{ KN}$$

**c) Surcharge d'exploitation :**

$$Q_0 = 1 \times 9,624 = 9,624 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,5 \times 9,624 = 14,436 \text{ KN.}$$

$$Q_{10} = 2,5 \times 9,624 = 24,06 \text{ KN.}$$

**C) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages**

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux (plus de 5 niveaux), bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

✓ La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \leq 5$$

Tell que :

**Q<sub>0</sub>** : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

**Q<sub>i</sub>** : Surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

**Q<sub>n</sub>** : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression de surcharges.

) Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

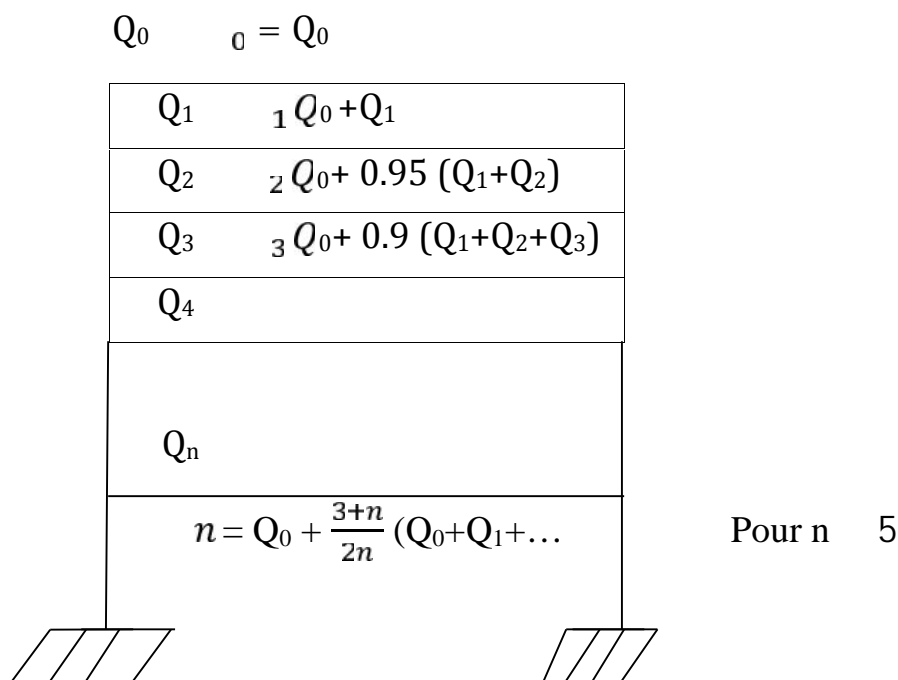


Figure II-8 : valeurs de coefficient dégression (  $\frac{3+n}{2}$  )

) Coefficients de dégression des surcharges :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-sol
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65

Tableau II-6 : valeurs de coefficient dégression (  $\frac{3+n}{2}$  )

) Les surcharges cumulées :

**Niveau9** :  $Q_0=9.624\text{KN}$

**Niveau8** :  $Q_0+ Q_1 =9,624 +14.436= 24,06 \text{ KN}$

**Niveau7** :  $Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 9,624 + 0,95(2 \times 14,436)=37,052 \text{ KN}$

**Niveau6** :  $Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 9,624+ 0,90(3 \times 14, 436)=48,601 \text{ KN}$

**Niveau5** :  $Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 9,624 + 0,85(4 \times 14, 436)=58,706 \text{ KN}$

**Niveau4** :  $Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 9,624+ 0,80(5 \times 14, 436)=67 ,368 \text{ KN}$

**Niveau3** :  $Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 9,624+ 0,75(6 \times 14, 436)=74,586 \text{ KN}$

**Niveau2** :  $Q_0+ 0,714(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 9,624+ 0,714(7 \times 14, 436)=81,775 \text{ KN}$

**Niveau1** :  $Q_0+ 0,687(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)$   
 $=9 ,624+0,687(8 \times 14, 436)=88,964 \text{ KN}$

**Niveau RDC** :  $Q_0+0.667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$   
 $= 9,624 +0.667 \times (9 \times 14, 436)= 96,283 \text{ KN}$

**Niveau S/sol** :  $Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$   
 $= 14.131+0.65 \times (9 \times 14, 436+24,06)= 114,220 \text{ KN}$

N	G ( KN )					Q(KN)		N(KN)	S(cm <sup>2</sup> )	
	G <sub>pl</sub>	G <sub>pot</sub>	G <sub>pout</sub>	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N=G+Q	$\frac{S_{trouvée}}{N/_{bc}}$	S <sub>adopté</sub> e
9	56,107	/	19,125	75,232	75 ,232	9,624	9,624	84,856	56,570	35
8	53,990	4,581	19,125	77,696	152,928	14,436	24,06	176,988	117,992	35
7	53,990	4,581	19,125	77,696	230,624	14,436	38,496	269,12	179,413	35
6	53,990	4,581	19,125	77,696	308,32	14,436	52,932	361,252	240,834	35
5	53,990	4,581	19,125	77,696	386,016	14,436	67,368	453,384	302,256	40
4	53,990	4,581	19,125	77,696	463,712	14,436	81,804	545,516	363,677	40
3	53,990	4,581	19,125	77,696	541,408	14,436	96,24	637,648	425,098	40
2	53,990	4,581	19,125	77,696	619,104	14,436	110,676	729,78	486,52	45
1	53,990	4,581	19,125	77,696	696,800	14,436	125,112	821,912	547,941	45
RDC	53,990	4,581	19,125	77,696	774,496	14,436	139,548	914,044	609,362	45
S/sol	53,990	6,375	19,125	79,490	853,996	24,06	163,608	1017,64	678,426	45

**Tableau II-7** : Récapitulatif de la descente de charge.

**Remarque :** Les sections adoptées sont nettement supérieure aux sections trouvées pour les raisons suivant :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres (RPA99/Modif2003-Art 7.6.2)
- Pour une meilleure disposition des armateurs
- Pour tenir compte de l'effet des sollicitations dynamiques (l'effet du séisme).

#### D) Vérification relative aux coffrages :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (**Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003**)

Condition exigées par RPA	Poteaux	Valeurs calculée	Vérifications
Min (b, h) 25cm. Min (b, h) $h_e/20$ $1/4 < b/h < 4$	35 x 35 40 x 40 45 x 45	Min (b, h) = 35	OK
		$h_e/20=286/20=14.3$	OK
		b/h=1	OK
	Sous /sol 45 x 45	Min (b, h) = 35	OK
		$h_e/20=388/20=19.4$	OK
		b/h=1	OK

**Tableau II-8 :** Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

#### J) Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

#### E) Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

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

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

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

: Elancement du poteau.

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

$L_0 = h_e$  = Longueur libre du poteau.

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

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I = b \times h^3/12 = b^4/12$ .

$B$  : section transversal du poteau ( $B = b \times h$ ) =  $b^2$

$$= \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{\frac{b}{\sqrt{I}}} = \frac{0.7 \times L_0 \times \sqrt{I}}{b}$$

**Poteaux (45 × 4) : Sous/sol** :  $L_0 = 4.08 \text{ m} \longrightarrow = 21,985 < 50 \longrightarrow$  **vérifiée**  
**Étages 1, 2 et RDC** :  $L_0 = 3.06 \text{ m} \longrightarrow = 16,489 < 50 \longrightarrow$  **vérifiée**

**Poteaux (40 × 4) : étages 3, 4, 5** :  $L_0 = 3.06 \text{ m} \longrightarrow = 18,550 < 50 \longrightarrow$  **vérifiée**

**Poteaux (35 × 3) : étages 6, 7, 8, 9** :  $L_0 = 3.06 \text{ m} \longrightarrow = 21,20 < 50 \longrightarrow$  **vérifiée**

### Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher  $h_t = 20\text{cm}$  soit un plancher de **16+4 cm**.
- Section des poutres principales **(30x40) cm<sup>2</sup>**.
- Section des poutres secondaires **(30x35) cm<sup>2</sup>**.
- Sections des poteaux : **S /S, RDC, 1,2 : 45 x 45**  
**3, 4, 5 : 40 x 40**  
**6, 7, 8, 9 : 35 x 35**
- Epaisseur des voiles : **ep = 20cm**.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

# CHAPITRE III:

## Calcul des éléments

### III.1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale ( $Q= 1[\text{KN/ml}]$ ) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m]de largeur.

#### A) Dimensions de l'acrotère

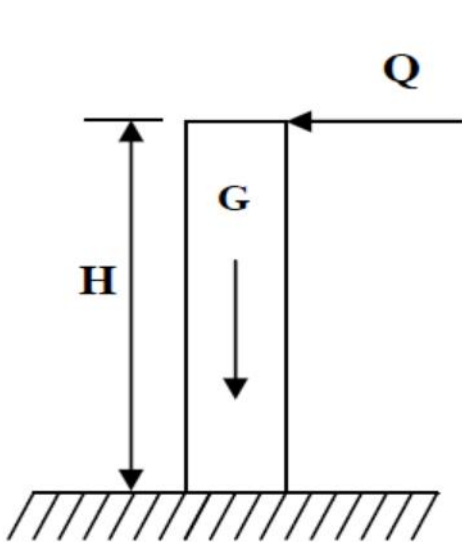


Figure III-1-2: Schéma statique.

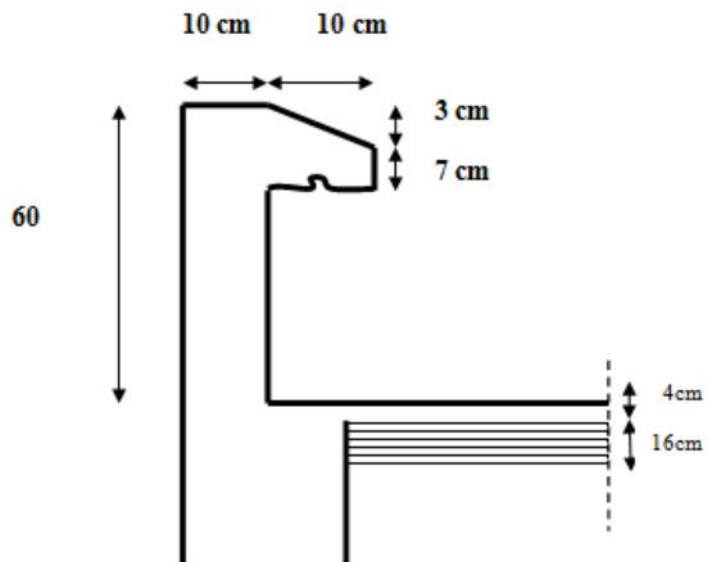


Figure III-1-1: Coupe verticale de l'acrotère.

#### B) Détermination des sollicitations :

##### 1) Le chargement :

- ✓ Poids propre de l'acrotère :  $G = \gamma \times S \times L$  et  $L=1\text{ml}$

**Avec :**  $\gamma$  : masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

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

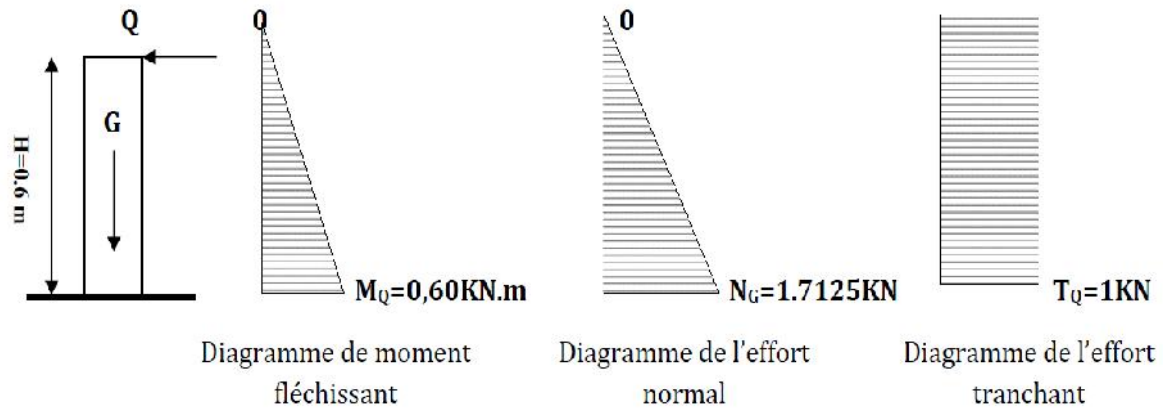
$$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

- ✓ Surcharge d'exploitation horizontale :

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

**C) Calcul des sollicitations :**

- ) Effort normal du au poids propre :  $N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$
- ) Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$
- ) Moment de renversement  $M$  du à  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$
- ) Diagramme des efforts :

**Figure III-1-3 :** Diagrammes des efforts internes.**D) Combinaisons de Charge :**

) **ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

) **ELS :  $G + Q$**

$$\begin{cases} N_s = G = 1.7125 \text{ KN.} \\ M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN.} \end{cases}$$

**E) Ferrailage de l'acrotère :**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à un effort normal ( $N$ ) et un moment de renversement ( $M$ ).

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à l'ELS.

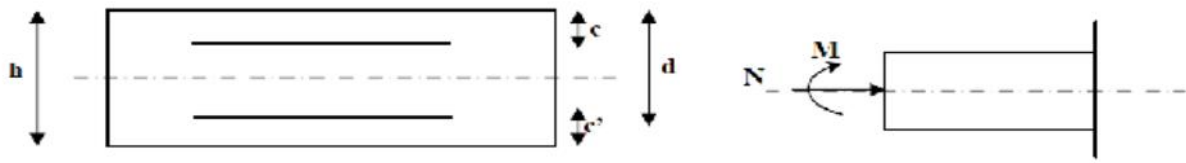


Figure III-1-4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

**F) Calcul des armatures à l'ELU :**

**) Position du centre de pression à l'ELU :**

**h :** Epaisseur de la section : 10cm

**b :** largeur de la section : 100cm

**c et c' :** Enrobage : 2cm

**d = h - c :** Hauteur utile.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.3} = 0.389\text{m} = 39\text{cm}$$

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

Donc :  $e_u = 39\text{cm} > a = 3\text{cm}$

**a :** Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues ;

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ).

**) calcul en flexion simple**

**✓ Le moment fictif :**

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

$$M_f = 0.9 + 2.312 \times \left( \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

**✓ Calcul de  $\mu$  (moment réduit) :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

**Avec :**

$$f_{bc} = \frac{0.8 \times f_c}{\theta_\gamma} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{0.9 \times 10^5}{1 \times 8^2 \times 1.2 \times 14.2} = 0.01066$$

$$\mu_b = 0.01066 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.01066 \longrightarrow \rho = 0.994 \text{ (par interpolation)}$$

)] **Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :**

✓ **La section des armatures réelles :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ Mpa}$$

$A_f$  : armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.9 \times 1^5}{0.9 \times 8 \times 3 \times 1^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.35 - \frac{2.3}{3 \times 8} = 0.284 \text{ cm}^2$$

**G) Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité du béton : (BAEL 91/Art. A.4.2.1)**

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

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

)] **Armature principale :**

$$A_{min} = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0.4 \times d)}{e_s - (0.1 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 1^2}{1.7} = 35.04 \text{ cm}$$

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

$$A_{min} = \frac{0.2 \times 1 \times 8 \times 2.1}{4} \times \left[ \frac{3.0 - (0.4 \times 8)}{3.0 - (0.1 \times 8)} \right]$$

$$A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.284 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{la section n'est pas vérifiée}$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera  $A = A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

)] **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.0}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b) Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,1/BAEL 91)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable donc on doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.1 \times f_c}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[ \frac{0.1 \times 2}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right] = \min [2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

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

**Avec :**

$$V_u = T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 8} = 0.001875 \text{ KN/cm}^2 = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$s < \bar{s} \quad \text{Avec : } \bar{s} = s \times f_{t1} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement pour l'Acier de haute adhérence  $\Psi_s = 1.5$

$$s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times U_i}$$

$$U_i = n \times \times = 4 \times \times 0.8 = 10.053 \text{ cm.}$$

**Avec :**

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

**n** : nombre des barres

**D'où :**

$$s = \frac{1.5 \times 1}{0.9 \times 8 \times 10.053} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$s < \bar{s} \longrightarrow \text{La section est vérifiée}$$

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

**d) Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \quad \min [3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$

$$25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm} \quad \min [4h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$

$$25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

**e) Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91)**

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit ( $l_s$ ).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \text{ avec } \tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 4}{4 \times 2.8} = 28.04 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 30 \text{ cm}$

**H) Vérification à l'ELS:****a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :  
(Art. A.4.5.33BAEL)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{f_{t2}}) \right] \text{ (Art. A.4.5.33BAEL)}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2 \times 4}{3}; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] = \min [266.67; 201.63]$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{1 \times A_s}{b \times d} = \frac{1 \times 2.0}{1 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \longrightarrow \beta_1 = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.69.$$

D'où :

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 1^6}{0.9 \times 8 \times 2.0 \times 1^2} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{t2} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{4.6} \times 40.56 = 8.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales  $\longrightarrow 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $St = 25\text{cm}$ .
- Armatures de répartitions  $\longrightarrow 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $St = 25\text{cm}$ .

**c) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99/Art 6.2.3)**

L'acrotère est un élément non structurel soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la

formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération (**RPA99/Art 4.2.3 Tableau 4-1**)

A = 0,15 en zone IIa (groupe d'usage 2).

**C<sub>p</sub> :** Facteur de force horizontale (C<sub>p</sub> = 0,3)

**W<sub>p</sub> :** Poids de l'acrotère = 1.7125KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,7125 = 0,308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée alors le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

### **Conclusion :**

Le ferrailage de l'acrotère est comme suit :

- **A=4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml et St = 25cm.**
- **A<sub>r</sub> = 4 = 2.0 c<sup>2</sup>/m et St = 25cm.**

### III.2) Etudes des planchers :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée,

ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

#### III.2.1) Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, 6 mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**.

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

##### A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

- **A<sub>⊥</sub>**: section en cm<sup>2</sup> par mètre linéaire,
- **L** : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,
- **f<sub>e</sub>** : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa) =520 MPa .

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

on adopte : **5 /m = 0,63 cm<sup>2</sup>** avec **e = 20 cm**

##### B) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5 /m = 0,63 cm<sup>2</sup> / ml** avec **e = 20 cm**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520).

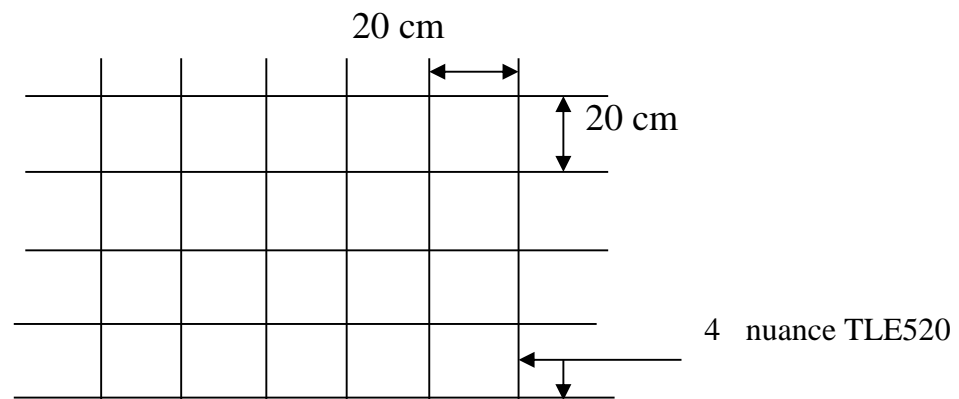


Figure III-2-1 : Armatures de l'hourdis

### III.2.2) Etude de la poutrelle :

#### A) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

) **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

) **Critère de la continuité** :

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

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles **BAEL91** préconise que la largeur **b1** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{1} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

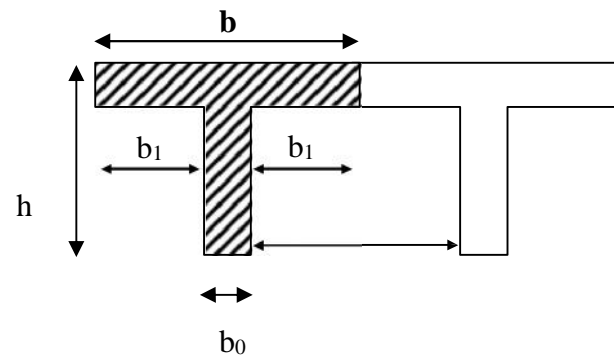


Figure III-2-2 : La poutrelle comme une section en T.

**Avec :**

**l** : distance entre axe des poutrelles ;

**l1** : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 3.00$  m (la travée la plus sollicitée) ;

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

**b0** : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm) ;

**h0** : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm) ;

#### B) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

##### Etape 01: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à  $0.95 \text{ KN/m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier. La section est estimée à  $4 \times 12 \text{ cm}^2$ .

##### a) Chargement

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

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

Avec :  $l = 65\text{cm}$ : largeur de l'hourdis  
 $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74\text{KN/ml}$   
 Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1\text{KN/ml}$ .

**b) Calcul à L'ELU**

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ( $L = 3.00\text{m}$ ).

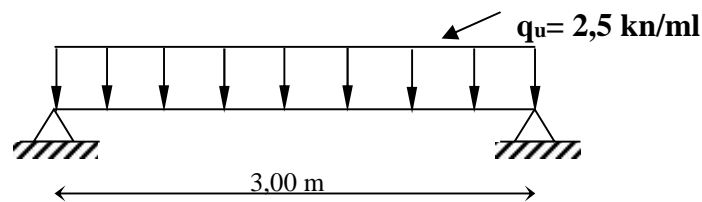
✓ **Combinaison de charges**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1) = 2.5\text{KN/ml}$$

✓ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2.5 \times \frac{3.00^2}{8} = 2.812\text{KN.m}$$



**Figure III-2-3 : schéma statique de la poutrelle**

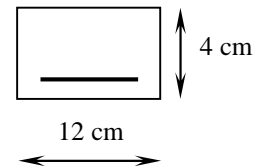
✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{3.00}{2} = 3.75\text{KN}$$

**c) Ferrailage**

$$\rho_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.812 \times 10^3}{12 \times 14,2^2 \times 14,2} = 4.125$$

Avec :  $c = 2 \text{ cm}$



$d$ : La hauteur utile ( $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ )

$\mu_b = \rho_b \times f_{bu} = 4.125 \times 14,2 = 58,575$  La section est doublement armée

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

**Etape 02 : Après coulage de la dalle de compression.**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **qu** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

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

**a) Largeur efficace de la table de compression :**

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \quad \frac{6 - 1}{2} = 26.5 \\ b_1 \quad \frac{3}{1} = 40 \\ b_1 \quad \frac{2}{3} \times \frac{3}{2} = 133.3 \end{array} \right.$$

**On prend:  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$**

On a:  $b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$ .

**b) Charges et surcharges**

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
<b>Plancher terrasse</b>	$5.83 \times 0.65 = 3,789$	$1 \times 0.65 = 0.65$
<b>Plancher étage courant à usage habitation</b>	$5.61 \times 0.65 = 3.646$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
<b>Plancher à usage administratif et commercial</b>	$5.61 \times 0.65 = 3.646$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

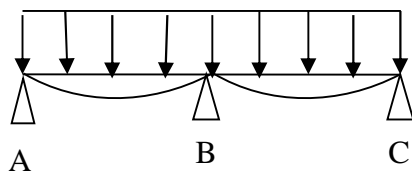
## c) Combinaison de charges :

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	6.135	4.472
Plancher étage courant à usage habitation	6.385	4.621
Plancher à usage administratif et commercial	7.360	5.271

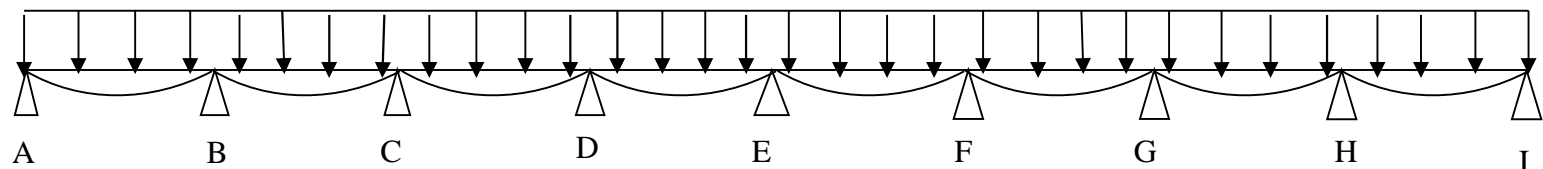
## d) Choix des poutrelles a étudié :

On choisit deux types de poutrelles :

**Type I :** Poutrelle a 2 travées.



**Type II :** poutrelle a 8 travées



### III.2.3 Etude du plancher sous -sol (à usage commercial)

#### A) Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont:

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

**a) Méthode forfaitaire :**

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

- ✓ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$ .

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.22 \text{ KN/m} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.0}{3.0} = 1$$

Même longueurs pour toutes les travées  $\longrightarrow$  condition vérifiée

- ✓ La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

**Conclusion :**

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

**b) Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment «  $M_0$  » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

**c) Exposé de la méthode :**

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓  $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = q l^2 / 8$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓  $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓  $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considéré

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right.$$

- ✓ La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

**0,6M<sub>0</sub>** dans le cas d'une poutre à deux travées.

**0,5M<sub>0</sub>** pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées

**0,4M<sub>0</sub>** pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

**0,3M<sub>0</sub>** pour les appuis de rive semi encastrés

#### d) Rapport de charge :

Soit :  $r$  le rapport des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées

$$= \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec} \quad 0 \leq r \leq \frac{2}{3}$$

$$= \frac{2.5}{2.5+5.6} = 0.308$$

$$0 < r = 0.308 < 0.667 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

#### B) Calcul a l'ELU :

##### ➤ Charge reprise par les poutrelles :

$$q_u = 7.360 \text{ KN/m}$$

1<sup>er</sup> cas : on a 3 appuis.

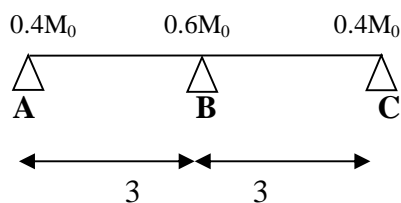


Figure III-2-4 : Schéma statique de la poutrelle à 2 travées.

##### a) Calcul des moments isostatique :

$$M_{0AB} = M_{0BC} = \frac{qL^2}{8} = \frac{7.3 \times 3^2}{8} = 8.28 \text{ KN.m}$$

Car les longueurs des travées sont égales.

##### b) Calcul des moments sur des appuis :

$$M_A = M_C = 0.3 M_0 = 2.484 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max (M_{0AB} ; M_{0BC}) = 4.968 \text{ KN.m}$$

##### c) Calcul des moments en travée :

- ✓ Etude de la travée AB (de rive) :

$$M_{t_i} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

Avec :  $1+0.3 = 1.0924 > 1.05 \longrightarrow$  condition vérifier

$$M_{t_l} \geq (1.0924 \times 8.28) - \frac{2.4 + 4.9}{2} = 5.319 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_{t_l} \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} M_0 = \frac{1.2+0.3 \times 0.3}{2} \times 8.28 = 5.350$$

**Donc :**  $M_{t_l} = 5.350$

**✓ Etude de la travée BC (de rive) :**

$$\checkmark M_{t_l} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

Avec :  $1+0.3 = 1.0924 > 1.05 \longrightarrow$  condition vérifier

$$M_{t_l} \geq (1.0924 \times 8.28) - \frac{4.9 + 2.4}{2} = 5.321 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_{t_l} \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} M_0 = \frac{1.2+0.3 \times 0.3}{2} \times 8.28 = 5.350 \text{ KN.m}$$

**Donc :**

$$M_{t_l} = 5.350$$

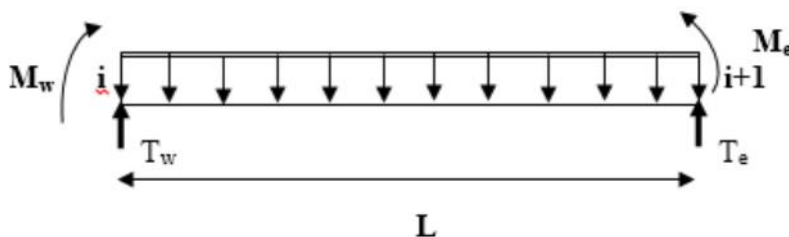
#### d) Calcul de l'effort tranchant

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcul les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de la RDM :  $\sum M / i = 0$

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

$$\text{Avec : } (x) = + \frac{q_u \times L_i}{2} \text{ a } (x=0)$$

$$(x) = - \frac{q_u \times L_i}{2} \text{ a } (x=L)$$



**Figure III-2-5 :** Schéma de calcul des efforts tranchants

**T(x) :** effort tranchant sur appui ; à une distance x.

**„(x) :** effort tranchant de la travée isostatique ;

**M<sub>i</sub> et M<sub>i+1</sub> :** moment sur appuis i et i+1 respectivement en valeur algébrique ;

**T<sub>w</sub> :** effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

**T<sub>e</sub> :** effort tranchant sur appui droit de la travée ;

**L :** longueur de la travée.

✓ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_A}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_A} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-4.9) - (-2.4)}{3}$$

$$T_A = 10.212 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_A}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_A} = -\frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-4.9) - (-2.4)}{3}$$

$$T_B = -11.868 \text{ KN}$$

✓ **Travée BC :**

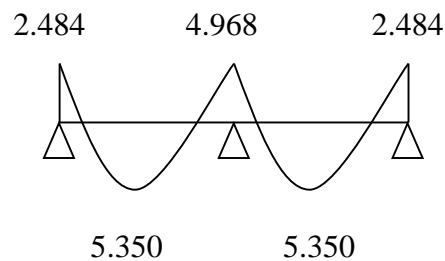
$$T_B = \frac{q_u \times L_B}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_B} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-2.4) - (-4.9)}{3}$$

$$T_B = 11.868 \text{ KN}$$

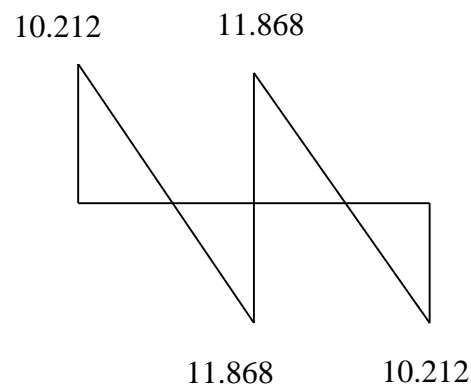
$$T_C = -\frac{q_u \times L_B}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_B} = -\frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-2.4) - (-4.9)}{3}$$

$$T_C = -10.212 \text{ KN}$$

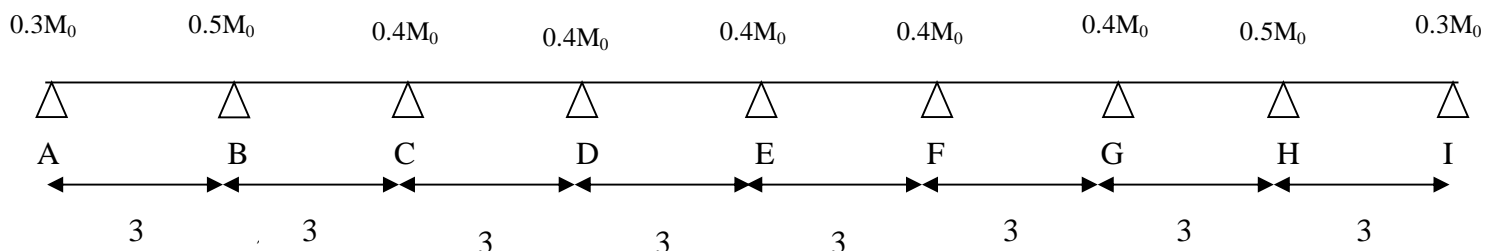
**Diagramme des moments :**



**Diagramme de l'effort tranchant :**



**2<sup>ème</sup> cas : on a 9 appuis**



**a) Calcul des moments isostatique :**

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = M_{0EF} = M_{0FG} = M_{0GH} = M_{0HI} = \frac{qL^2}{8} = \frac{7.3 \times 3^2}{8} = 8.28 \text{ KN.m}$$

Car les longueurs des travées sont égales.

**b) Calcul des moments sur des appuis :**

$$M_A = M_I = 0.3 M_0 = 2.484 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_H = 0.5 M_0 = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = 0.4 M_0 = 3.312 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul des moments en travée :**

✓ **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$M_{t_i} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

Avec :  $1 + 0.3 = 1.0924 > 1.05 \longrightarrow$  condition vérifier

$$M_{t_i} \geq (1.0924 \times 8.28) - \frac{2.4 + 4.1}{2} = 5.733 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_i} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.3}{2} \times 8.28 = 5.350$$

**Donc :**

$$M_{t_i} = M_{t_l} = 5.733 \text{ KN.m}$$

✓ **Etude de la travée BC :**

$$M_{t_l} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

Avec :  $1 + 0.3 = 1.0924 > 1.05 \longrightarrow$  condition vérifier

$$M_{t_l} \geq (1.0924 \times 8.28) - \frac{4.1 + 3.3}{2} = 5.319 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_l} \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0.3 \times 0.3}{2} \times 8.28 = 4.522 \text{ KN.m}$$

**Donc :**

$$M_{t_l} = M_{t_t} = 5.319 \text{ KN.m}$$

✓ **Etude de la travée CB :**

$$M_{t_t} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max(1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

Avec :  $1 + 0.3 = 1.0924 > 1.05 \longrightarrow$  condition vérifier

$$M_{t_t} \geq (1.0924 \times 8.28) - \frac{3.3 + 3.3}{2} = 5.733 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_t} \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0.3 \times 0.3}{2} \times 8.28 = 4.522 \text{ KN.m}$$

**Donc :**

$$M_{t_t} = M_{t_l} = M_{t_t} = M_{t_l} = 5.733 \text{ KN.m}$$

**d) Calcul de l'effort tranchant**

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

$$\text{Avec : } (x) = + \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=0)$$

$$(x) = - \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=L)$$

✓ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_A}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_A} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-4.1) - (-2.4)}{3}$$

$$T_A = 10.488 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_A}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_A} = -\frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-4.1) - (-2.4)}{3}$$

$$T_B = -1.5 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_B}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_B} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-4.1)}{3}$$

$$T_B = 11.316 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_B}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_B} = -\frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-4.1)}{3}$$

$$T_C = -1.7 \text{ KN}$$

✓ Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_C}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_C} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-3.3)}{3}$$

$$T_C = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_C}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_C} = -\frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-3.3)}{4}$$

$$T_D = -1.0 \text{ KN}$$

✓ Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_D}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_D} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-3.3)}{3}$$

$$T_D = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_D}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_D} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-3.3)}{3}$$

$$T_E = -11.04 \text{ KN}$$

✓ Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times L_E}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_E} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-3.3)}{3}$$

$$T_E = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_E}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_E} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-3.3)}{3}$$

$$T_F = -11.04 \text{ KN}$$

✓ Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u \times L_F}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_F} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-3.3)}{3}$$

$$T_F = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times L_F}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_F} = -\frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-3.3) - (-3.3)}{3}$$

$$T_G = -1.0 \text{ KN}$$

✓ Travée GH:

$$T_G = \frac{q_u \times L_G}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_G} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-4.1) - (-3.3)}{3}$$

$$T_G = 10.764 \text{ KN}$$

$$T_H = -\frac{q_u \times L_G}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_G} = -\frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-4.1) - (-3.3)}{3}$$

$$T_H = -11.316 \text{ KN}$$

✓ **Travée HI :**

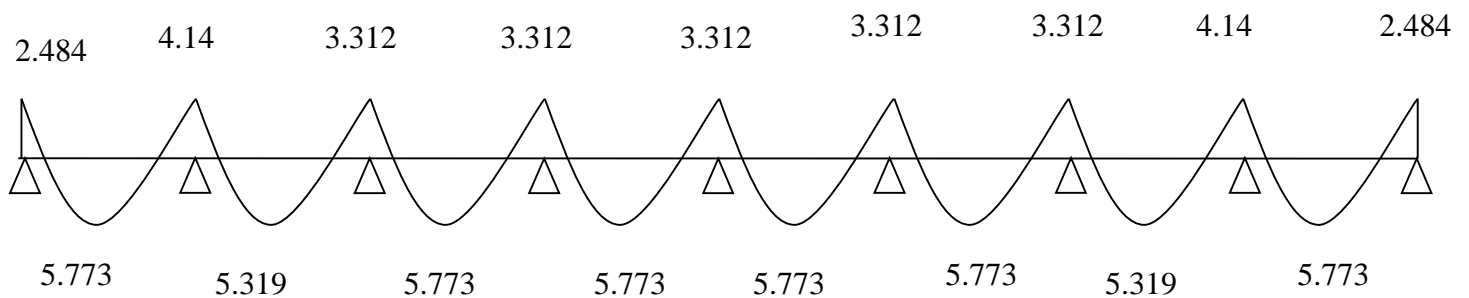
$$T_H = \frac{q_u \times L_H}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_H} = \frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-2.4) - (-4.1)}{3}$$

$$T_H = 11.592 \text{ KN}$$

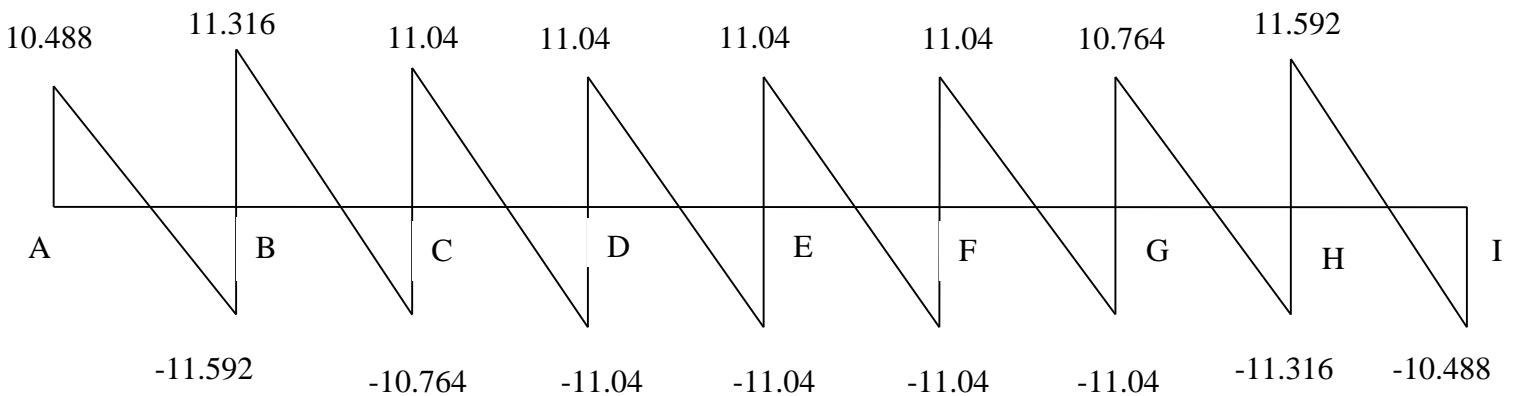
$$T_I = -\frac{q_u \times L_H}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_H} = -\frac{7.3 \times 3}{2} + \frac{(-2.4) - (-4.1)}{3}$$

$$T_I = -10.488 \text{ KN}$$

**Diagramme des moments :**



**Diagramme de l'effort tranchant**



**C) Ferrailage a l'ELU :**

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum  $M_{t \max} = 5.733 \text{ KN.m}$  et aux appuis avec le moment maximum  $M_{a \max} = 4.968 \text{ KN.m}$ .

**a) Armature longitudinal :**

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$ ;  $d = 18 \text{ cm}$

✓ **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = bh_0 \times f_{cb} \times (d - \frac{h_0}{2}) = 14.2 \times 0.65 \times |0.04| \times 14.2 \times |f_0.18 Z| \frac{0.0}{2} A10^3 \times 59.072 KN.m$$

$M_{t \max} = 5.733 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire  $(bxh) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

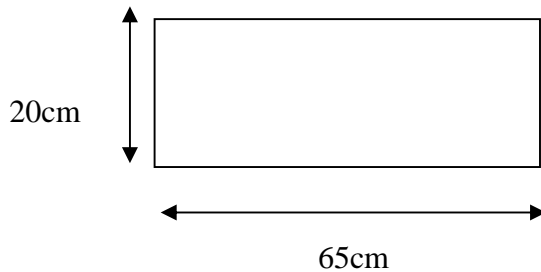


Figure III-2-6 : Section de la poutrelle I

$$\mu = \frac{M_t^m}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{5.7 \times 10^5}{6 \times 10^2 \times 1.2 \times 10^2} = \mathbf{0.019} < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{(SSA).}$$

$$\mu = 0.019 \rightarrow = 0.9905$$

$$A_s = \frac{M_t^m}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{M_t^m}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.7 \times 10^5}{0.9 \times 1 \times \frac{4}{1.1} \times 10^2} = \mathbf{0.924 \text{ cm}^2}$$

Soit :  $A_s = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$

✓ En appuis :

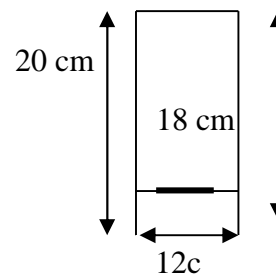
La table de compression est entièrement tendue, la section à considérée pour le calcul est une section rectangulaire de la hauteur utile  $d = 18 \text{ cm}$  et de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$M_a^{\max} = 4.968 \text{ KN.m}$ .

$$\mu = \frac{M_a^m}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{4.9}{0.1 \times (0.1)^2 \times 1.2 \times 10^3} = 0,089 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,089 \rightarrow = 0,953$$

$$A_s = \frac{M_a^m}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{M_t^m}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.968 \times 10^5}{0.953 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.832 \text{ cm}^2$$



Soit :  $A_s = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$

b) Armature transversale :

D'après l'article (A.7.2.12.BAEL91), le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

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

$\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales

$\phi_l$ : Diamètre max des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{2}{3}; \frac{1}{4}; 1\right) = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0.571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec  $A_t$  N12HA8 N1cm

**c) L'espace des cadres : (Art. A.5.1.22/BAEL91)**

$$S_t = \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

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

**D) Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification au cisaillement : (Art. A.5.1.1/BAEL 91)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^m}{b \times d} = \frac{1.8 \times 10^3}{1 \times 1} = 0.549 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.559 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \left( \frac{0.2 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t2}}{f_e} \right)$$

✓ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \left( \frac{f_{t2}}{f_e} \right) = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \left( \frac{f_{t2}}{f_e} \right) = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $\tau_s \leq \tau_{s, \text{lim}}$

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_m}{0.9 \times d \times U_j}$$

Avec :

$$U_j = n \times \dots \times$$

$$\tau_{se} = \frac{1.8 \times 1^3}{0.9 \times 1 \times 2 \times 1 \times 3.1} = 0.97 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence,  $\tau_{se}$  pour l'entraînement des barres est :

$$\tau_s = s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec } s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc  $\tau_{se} = 0.97 \text{ MPa}$   $\tau_s = 3.15 \text{ MPa}$  —————> **condition vérifiée**

#### d) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $l_s$  dite longueur de scellement droite.

La longueur du scellement d'après les règles de BAEL 91 est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \cdot s^2 \cdot f_{t28} \text{ (contrainte d'adhérence)}$$

$s$  : coefficient de scellement, dépend de l'état de surface de la barre.

$s = 1.5$  pour les barres à haute adhérence.

$$\tau_s = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 4}{4 \times 2.8} = 35.21 \text{ cm}$$

Pour  $f_{t28} = 2.5 \text{ MPa}$  et  $f_{e400}$  ;  $\frac{l_s}{\phi} = 35.21$ .

Pour  $\phi = 10 \text{ mm}$   $\implies l_s = 35.21$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 \cdot L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm.}$$

#### e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A_a \leq \frac{Y_s}{f_e} \left( V_u^m + \frac{M_u^m}{0.9} \right)$$

✓ **Appuis de rive**

$$A_a = 1.57 > \frac{1.1}{4 \times 1^{-1}} \times (10,488 - \frac{2.4}{0.9 \times 0.1})$$

$$A_a = 1.57 > -0.13 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Appuis intermédiaires**

$$A_a = 1.57 > \frac{1.1}{4 \times 1^{-1}} \times (11,868 - \frac{4.9}{0.9 \times 0.1})$$

$$A_a = 1.57 > -0.54 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Donc les armatures calculées sont suffisantes.**

**f) Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \cdot a \cdot b \cdot f_c}{\gamma_b}$  avec  $a=0.9$  d

$$V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \cdot 0.9 \cdot 15}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

✓ **Appuis de rive :**

$$V_u^{\max} = 10,488 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$V_u^{\max} = 11.868 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**E) Calcul à l'ELS :**➤ **Charge reprise par les poutrelles :**

$$q_u = 5.271 \text{ KN/m}$$

➤ **Rapport  $q_s/q_u$ :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

$$q_s/q_u = 5.271 / 7.360 = 0.716$$

**1<sup>er</sup> cas : on a 3 appuis :****a) Calcul des moments isostatique**

Travée	(A-B)	(B-C)
<b>M<sub>0</sub>(KN.m)</b>	5.929	5.929

Car les longueurs des travées sont égales

**b) Calcul des moments sur des appuis**

Appuis	A	B	C
$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	1.778	3.557	1.778

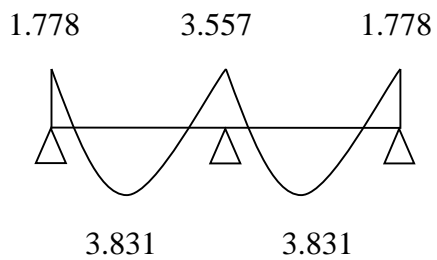
**c) Calcul des moments en travée :**

Travée	(A-B)	(B-C)
$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$	3.831	3.831

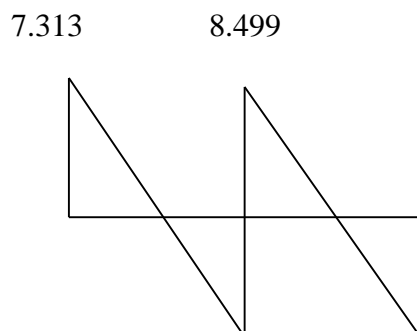
**d) Calcul de l'effort tranchant**

Travée	(A-B)	(B-C)
$T_i[\text{KN}]$	7.313	8.499
$T_{i+1}(\text{KN})$	-8.499	-7.313

**Digramme des moments fléchissant**



**Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)**



8.499

7.313

**2<sup>ème</sup> cas : on a 9 appuis****a) Calcul des moments isostatique :**

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)	(F-G)	(G-H)	(H-I)
<b>M<sub>0</sub>(KN.m)</b>	5.929	5.929	5.929	5.929	5.929	5.929	5.929	5.929

Car les longueurs des travées sont égales.

**b) Calcul des moments sur des appuis :**

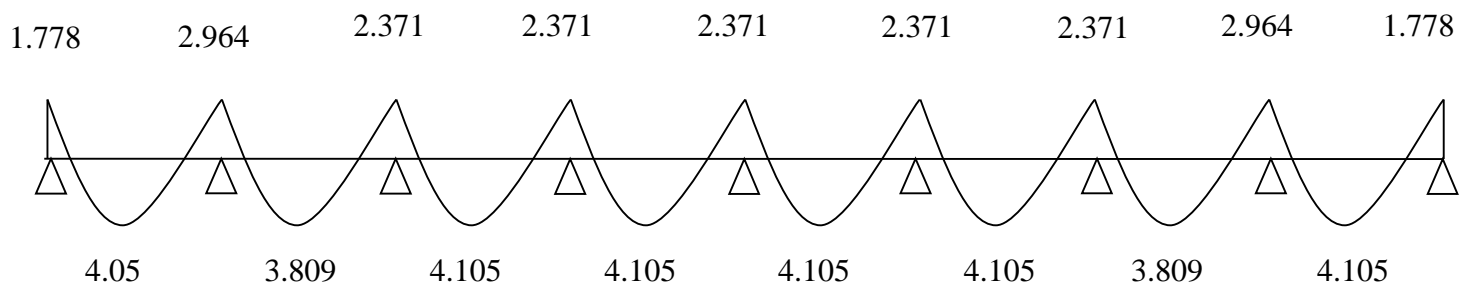
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I
<b>M<sub>appui</sub>(KN.m)</b>	1.778	2.964	2.371	2.371	2.371	2.371	2.371	2.964	1.778

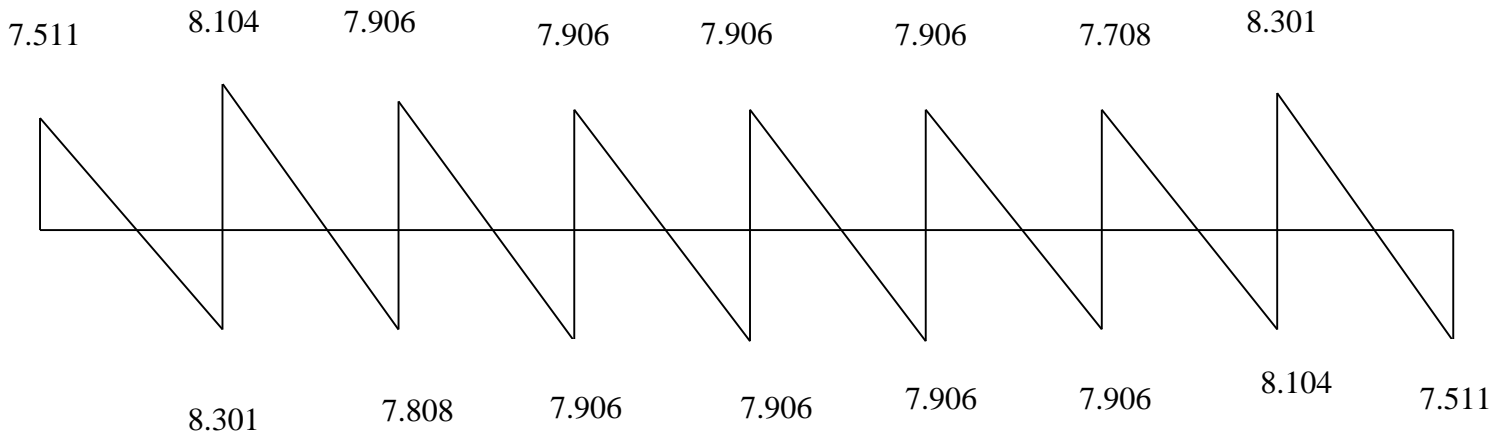
**c) Calcul des moments en travée :**

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)	(F-G)	(G-H)	(H-I)
<b>M<sub>travée</sub>(KN.m)</b>	4.105	3.809	4.105	4.105	4.105	4.105	3.809	4.105

**d) Calcul de l'effort tranchant**

travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)	(F-G)	(G-H)	(H-I)
<b>T<sub>i</sub>[KN]</b>	7.511	8.104	7.906	7.906	7.906	7.906	7.708	8.301
<b>T<sub>i+1</sub>(KN)</b>	-8.301	-7.708	-7.906	-7.906	-7.906	-7.906	-8.104	-7.511

**Digramme des moments :**

**Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)****F) Vérification à L'ELS****a) Etat limite de la compression du béton**

✓ **En travée :**

$$M_{\max} = 4.105 \text{ KN.m}$$

✓ **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho = \frac{\rho \times A_s}{b \times d} = \frac{1 \times 1.5}{1 \times 1} = 0.727$$

$$\rho = 0.727 \longrightarrow \rho = 0.8765 \longrightarrow K_1 = 25.485$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^m}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.1 \times 10^3}{0.8 \times 1 \times 1.5} = 165,72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 165.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{165.72}{2.4} = 6.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

J) **Aux appuis :**

✓ **Contrainte dans les aciers :**

$$M_{a \max} = 3,557 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_a}{b \times d} = \frac{1 \times 1.5}{1 \times 1} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \longrightarrow \rho_1 = 0.87675 \longrightarrow K_1 = 25.485$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^m}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,5 \times 1^3}{0.8 \times 1 \times 1.5} = 143.60 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 143.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{1 \cdot 6}{2 \cdot 4} = 5.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**b) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL91) :**

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

Les règles du BAEL91 (Art.B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{2.5} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{1 M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} > \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

**h** : hauteur total de la section ;

**l** : portée libre maximal ;

**M<sub>t</sub>** : maximum de flexion ;

**b** : largeur de nervure.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{300} = 0.066 > 0.044 \quad \text{condition vérifié} \\ \frac{20}{300} = 0.066 > \frac{4.105}{15 \times 5.929} = 0.046 \quad \text{condition vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{condition vérifié} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifier alors le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

### Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures en travées : **2 HA10= 1.57 cm<sup>2</sup>**.
- Armatures en appuis : **2 HA 10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**.
- Armatures transversales : **2HA8=1.00 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **15 cm**.

### III.3) Etude des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte 02 cages d'escaliers de même type (escalier à 02 volées) et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

#### III.3.1) Caractéristique dimensionnelles :

**Marche** : partie horizontale qui reçoit la charge verticale (le pied), sa forme est rectangulaire, arrondie, etc.

**Contre marche** : partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

**Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.

**Giron (g)** : distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

**Montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

**Volée** : ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

**Palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.

**Emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.

**Ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

**Paillasse** : dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marche.

#### III.3.2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

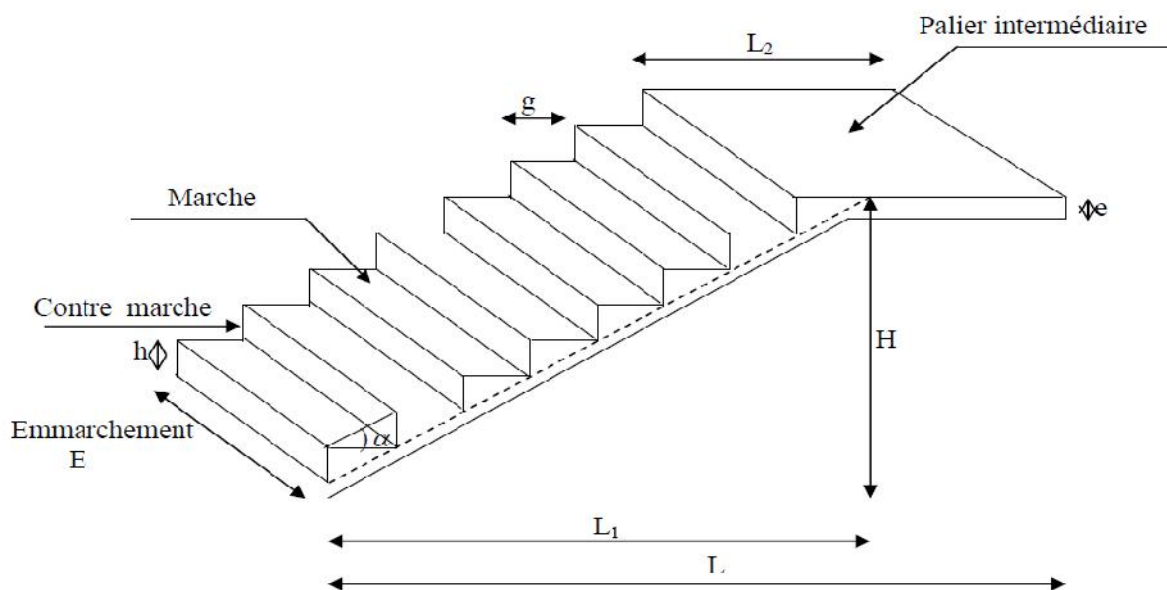


Figure III-3-1 : Coupe verticale de l'escalier

Notation utilisées :

**g** : Giron (largeur des marches).

**h** : Hauteur de la contre marche.

**E** : Emmarchement.

**L<sub>1</sub>** : Longueur projeté de la volée.

**L<sub>2</sub>** : Longueur du palier intermédiaire.

**L** : Longueur projetée du palier et de la paillasse  $L=L_1+L_2$ .

**e** : Épaisseur de la paillasse.

**H** : Hauteur de la volée.

### III.3.3) Calcul de l'escalier d'étage courant :

#### A) Pré dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

Pour l'étage courant, nous avons une hauteur de 3,06m pour chaque niveau.

#### J) Calcul de n, h et g :

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

#### ✓ La hauteur de la marche h :

On a: 16.5cm h 17.5 cm; on prend: h = 17cm.

#### ✓ Nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} ; \text{ Pour l'étage courant } H = 3.06\text{m.}$$

$$n = \frac{1}{1} = 9 \text{ contre marche.}$$

Le nombre de marche est pris comme suit  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

#### ✓ Le giron g :

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{2}{9-1} = 30\text{cm}$$

La relation empirique qui lié h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de **BLONDEL**.

#### J) Vérification de la relation de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm } 2h+g \text{ } 65 \text{ cm.}$$

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

$$59 \text{ cm } 2h+g = 64 \text{ cm } 65 \text{ cm } \implies \text{Condition vérifiée.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

### ) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

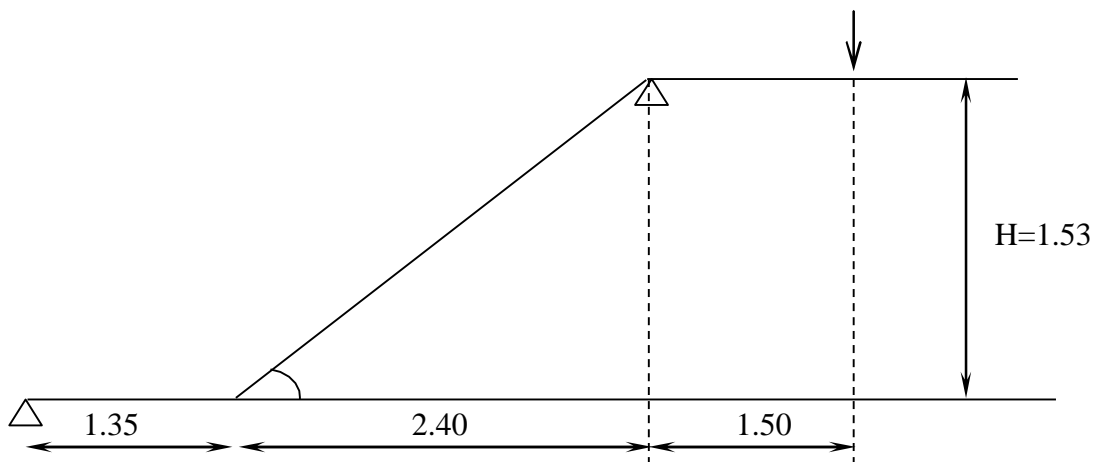
L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

$$\frac{L}{3} \leq e_p \leq \frac{L}{2}$$

**L** : longueur projetée du palier et de la paillasse :  $L=L_1+L_2$

**L1** : longueur de la paillasse projetée.

**L2** : longueur du palier.



**Schéma statique**

Calcul de :

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{1.5}{2.4} = 0.6375 \implies \alpha = 32.517^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \implies L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{0.8} \implies L = 284.70 \text{ cm}$$

$$L = L_1 + L' = 135 + 284.70 = 419.70 \text{ cm}$$

$$L = 419.70 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{3} \leq e_p \leq \frac{L}{2} \implies \frac{419.7}{3} \leq e_p \leq \frac{419.7}{2} \implies 140 \leq e_p \leq 210$$

On adopte pour  $e = 20$  [cm].

### B) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

On considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

) **Les charges permanentes :**

**Paillasse :**

Eléments	Poids propre (KN / m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$(25 \times 0.2) / 0.843 = 5.931$
Poids propre des marches	$(25 \times 0.17) / 2 = 2.125$
<b>Revêtements :</b>	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit ciment	$22 \times 0.015 = 0.33$
Gard de corps	0.2
	<b>G<sub>1</sub> = 9.826 KN / m<sup>2</sup></b>

**Le palier :**

Eléments	Poids propre (KN / m <sup>2</sup> )
Poids propre de palier	$0.2 \times 25 = 5$
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
	<b>G<sub>2</sub> = 6.24 KN/m<sup>2</sup></b>

**Mur extérieur :**

Eléments	Poids propre (KN / m <sup>2</sup> )
Poids de mur extérieur	<b>G<sub>3</sub> = 2.36 KN/m<sup>2</sup></b>

$$P = (3,06 - 0,2) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.75 \text{ KN.}$$

Surcharges d'exploitation : selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage administratif  
**Q = 2.5 KN / m<sup>2</sup>.**

**C) Combinaison de charges :**

) **ELU : qu = 1.35 G + 1.5Q**

**Paillasse :**  $q_{u1} = (1,35G_{\text{pai}} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (9.826) + 1,5(2,5)] \times 1 = 17.015 \text{ kN/ml}$

**Palier :**  $q_{u2} = (1,35G_{\text{pal}} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (6.24) + 1,5(2,5)] \times 1 = 12.174 \text{ kN/ml}$

**Mur extérieur :**  $q_{u3} = 1.35 \times P = 1.35 \times 6.75 = 9.11 \text{ KN}$

) ELS :  $q_s = G + Q$

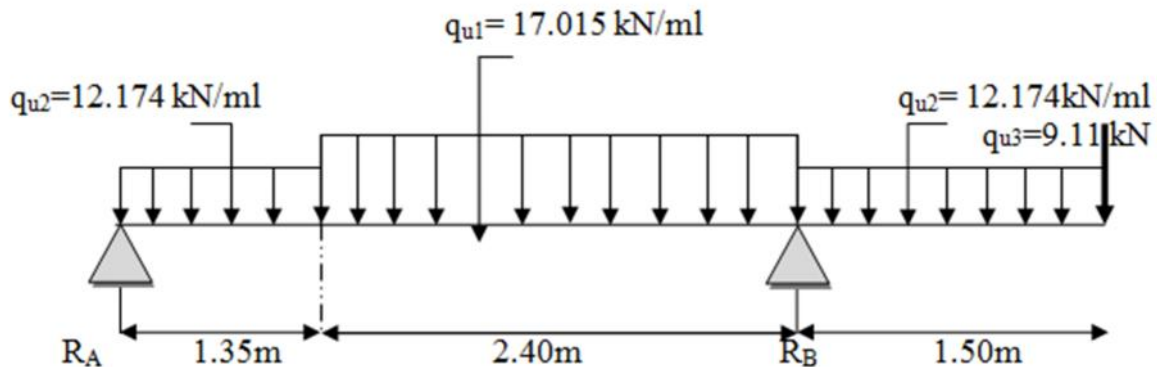
**Paillasse** :  $q_{s1} = (G_{\text{pai}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(9.826) + (2,5)] \times 1\text{m} = 12.326 \text{ kN/ml}$

**Palier** :  $q_{s2} = (G_{\text{pal}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(6.24) + (2,5)] \times 1\text{m} = 8.74 \text{ kN/ml}$

**Mur extérieur** :  $q_{s3} = 6.75 \text{ kN}$

**D) Calcul des sollicitations à l'ELU :**

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM :



**Figure III-3-2:** Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

) Les réactions d'appuis :

$$|F/y = 0 \quad |R_A + R_B = 1.35q_{u2} + 2.40q_{u1} + 1.50q_{u2} + q_{u3}$$

$$R_A + R_B = 1.35 \times 12.174 + 2.40 \times 17.015 + 1.50 \times 12.174 + 9.11$$

$$R_A + R_B = 84.64 \text{ KN/ml.}$$

$$|M/A = 0 \quad |R_B \times L = 1.35 \times q_{u2} \times \frac{1.3}{2} + 2.40 \times q_{u1} \times (1.35 + \frac{2.4}{2}) + 1.50 \times q_{u2} \times (1.35 + 2.40 + \frac{1.5}{2}) + 9.11 \times 5.25$$

$$|R_B \times 3.75 = 1.35 \times 12.174 \times \frac{1.3}{2} + 2.40 \times 17.015 \times (1.35 + \frac{2.4}{2}) + 1.50 \times 12.174 \times (1.35 + 2.40 + \frac{1.5}{2}) + 9.11 \times 5.25$$

$$|R_B \times 3.75 = 12.174 \times 0.91 + 17.015 \times 6.12 + 12.174 \times 6.75 + 9.11 \times 5.25$$

$$|R_B = \frac{2 \cdot 2}{3.7} = 65.39 \text{ KN}$$

$$R_A = 84.64 - 65.39 = 19.25 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 19.25K \\ R_B = 65.39K \end{array} \right. \parallel$$

Calcul des efforts internes :  
1<sup>ère</sup> tronçons : 0 ≤ x ≤ 1.35 m

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

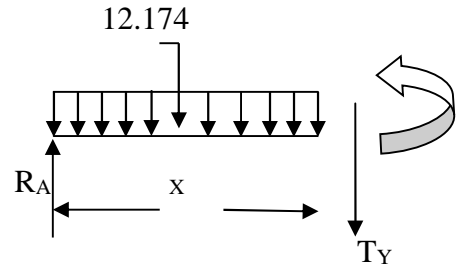
$$T(x) = 19.25 - 12.174x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(x=0) = 19.25 \text{ KN} \\ T_Y(x=1.35) = 19.25 - 12.174 \times 1.35 = 2.82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times \frac{x^2}{2} = 19.25 \cdot x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 19.25x - 6.087x^2$$

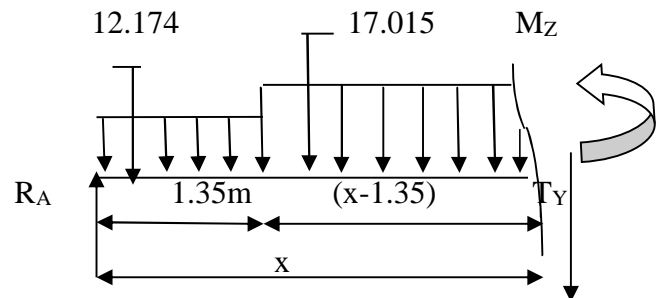
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0; M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.35; M(x=1.35) = 14.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



2<sup>ième</sup> tronçons : 1.35m ≤ x ≤ 3.75 m

$$T(x) = R_A - q_{u2} (1.35) - q_{u1} (x - 1.35)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(x=1.35) = 19.25 - 12.174 \times 1.35 = 2.82 \text{ KN} \\ T_Y(x=3.75) = 19.25 - 12.174 \times 1.35 - 17.015(3.75 - 1.35) = -38.02 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$

$$T(x) = 0 \quad T(x) = R_A - q_{u2} (1.35) - q_{u1} (x - 1.35) = 0$$

$$T(x) = 0 \quad |_{x = \frac{R_A - q_{u2} (1.35) + q_{u1} (1.35)}{q_{u1}}}$$

$$T(x) = 0 \quad |_{x = \frac{19.25 - 12.174 (1.35) + 17.015 (1.35)}{17.015}}$$

$$T(x) = 0 \quad |_{x = 1.52 \text{ m}}$$

$$x = 1.52 ; x \in [1.35; 3.75]$$

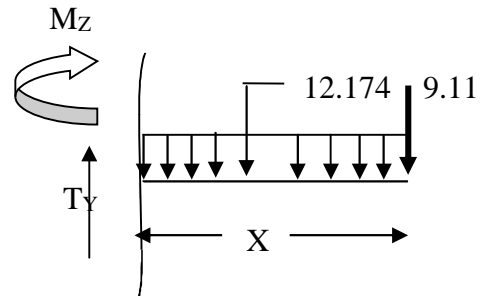
$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 1.35 \times (x - \frac{1.35}{2}) - q_{u1} \left[ \frac{(x - 1.35)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 19.25x - 12.174 \times 1.35 \times (x - 0.675) - 17.015 \left[ \frac{(x-1.3)^2}{2} \right]$$

$$\begin{cases} M(x=1.35) = 19.25 \times 1.35 - 12.174 \times 1.35 \times (1.35 - 0.675) - 17.015 \left[ \frac{(1.3 - 1.3)^2}{2} \right] \\ M(x=3.75) = 19.25 \times 3.75 - 12.174 \times 1.35 \times (3.75 - 0.675) - 17.015 \left[ \frac{(3.7 - 1.3)^2}{2} \right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x=1.35) = 14.89 \text{ KN.m} \\ M(x=3.75) = -27.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3<sup>ième</sup> tronçons : 0 x 1.45 m



$$T(x) = +q_u3 + q_u2 \cdot x.$$

$$T(x) = 9.11 + 12.174 x.$$

$$\begin{cases} T_Y(x=0) = 9.11 \text{ KN} \\ T_Y(x=1.50) = 9.11 + 12.174 \times 1.50 = 27.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_u3 x - q_u2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -9.11 x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.50) = -9.11 \times 1.50 - \frac{12.174}{2} \times 1.50^2 = -27.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

) Calcul du moment max :

On a: pour  $x = 1.52 \text{ m}$ ;  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M(x=1.52) = 19.25 \times 1.52 - 12.174 \times 1.35 \times (1.52 - 0.675) - 17.015 \left[ \frac{(1.5 - 1.3)^2}{2} \right]$$

$$M(x=1.52) = 15.13 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3M_m = -0.3(15.13) = -4.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85M_m = 0.85(15.13) = 12.86 \text{ KN.m}$$

J) Diagramme des efforts internes :  
1

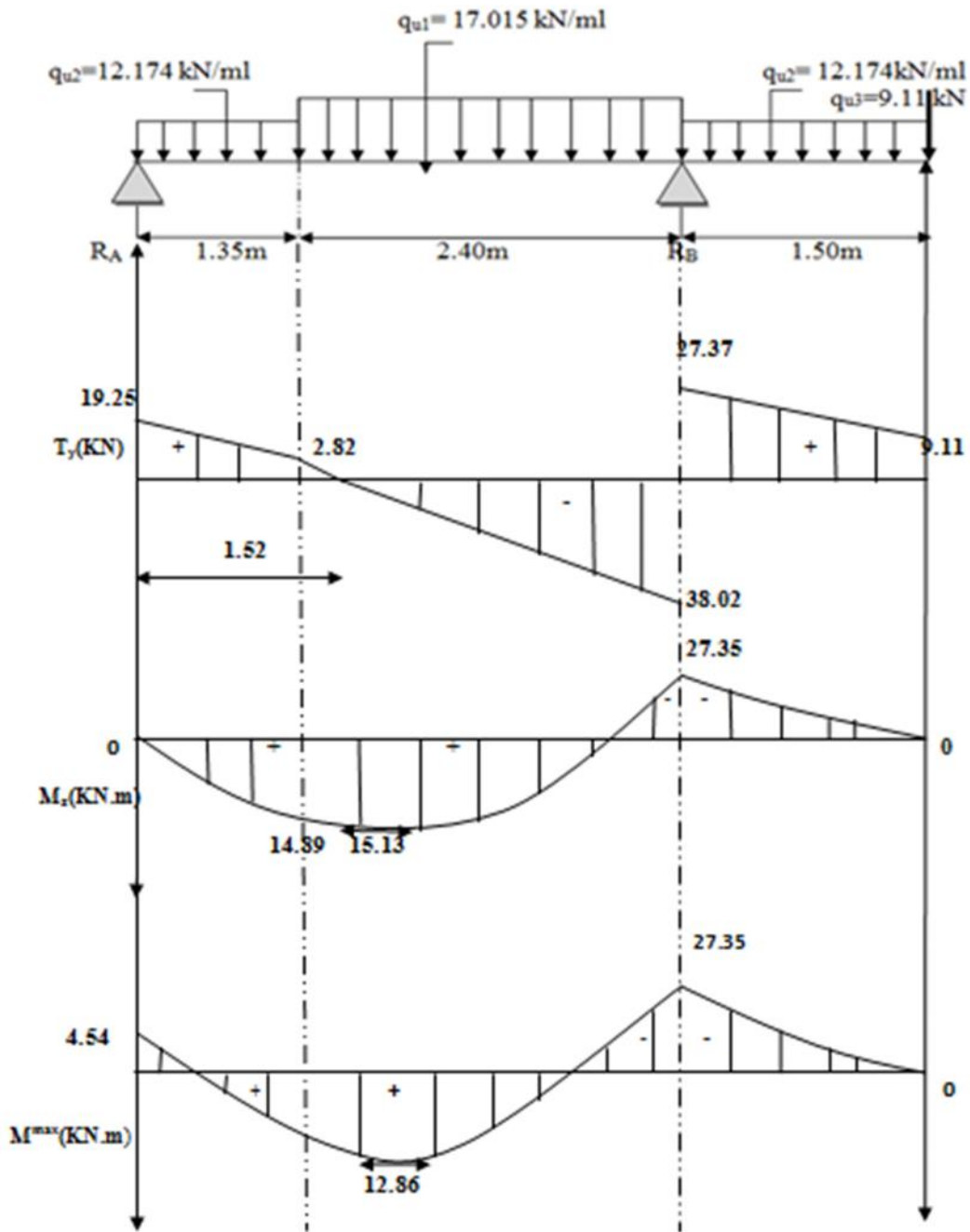


Figure III-3-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

E) Calcul des armatures :

Le ferrillage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

## ) Aux appuis

✓ Appuis A :  $M_u^a = 4.54 \text{ KN.m}$

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{4.5 \times 10^3}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.012$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \text{SAA} \quad \text{Tableau} \quad \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.5 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.9}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

✓ Appuis B :  $M_u^a = 27.35 \text{ KN.m}$

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{2.3 \times 10^3}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.074$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \text{SAA} \quad \text{Tableau} \quad \beta = 0.962$$

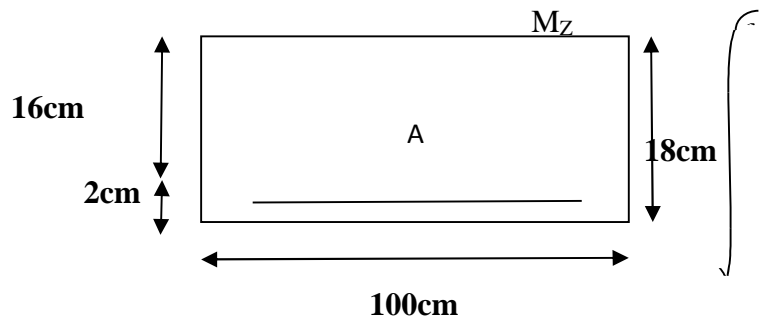
$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.3 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 5.10 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.6}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .



J) En travée :  $M_u^t = 12.86 \text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{td}} = \frac{1.8 \times 10^3}{1 \times 1.2^2 \times 1.2} = 0.034$$

$$\mu_u < \mu_j = 0.392 \quad \text{SAA} \quad \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.8 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 2.35 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.5}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**F) Vérification à l'ELU :**

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

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

$$A_{\min} = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} = \frac{0.2 \times 1 \times 1 \times 2.1}{4} = 1.932 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_A = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_B = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Espacement des barres : (BAEL91 Art A 8.2.4.2)**

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

**Armatures principales :**

**Aux appuis :**  $S_{t \max} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ . |Condition vérifiée

**En travée :**  $S_t = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ . |Condition vérifiée

**Armatures de répartitions :**

**Aux appuis :**  $S_{t \max} = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ . |Condition vérifiée

**En travée :**  $S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ . | **Condition vérifiée**

**c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :**

**(BAEL91, Art A 6.1.3)**

$$\tau_s \quad \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad (s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

**Avec :**

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u$  : effort tranchant

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $n \cdot \emptyset$

$d$  : hauteur utile est égale à 16 cm

**Appuis A :**  $V_u = 19.25\text{KN}$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.2 \times 10^3}{0.9 \times 16 \times 5 \times 3.14 \times 1} = 0.85\text{Mpa}$$

$$\tau_s = 0.85\text{Mpa} \quad \bar{\tau}_s = 3.15\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Appuis B :**  $V_u = 38.02\text{KN}$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{3.8 \times 10^3}{0.9 \times 16 \times 5 \times 3.14 \times 1} = 1.40\text{Mpa}$$

$$\tau_s = 1.40\text{Mpa} \quad \bar{\tau}_s = 3.15\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Vérification de l'effort tranchant : Vérification au cisaillement (BAEL99 Art 5.1.1, 211)**

$$V_m = 38.02\text{KN}; \quad \tau_u = \frac{V_m}{b} = \frac{3.8 \times 10^3}{1 \times 16} = 0.24\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c2}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} > \tau_u = 0.24\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**e) Ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times f_{t2} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset_{t2} \times \epsilon_e \times f_{te}}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 4}{4 \times 2.8} = 42.33\text{cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4  $L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91)**.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_r = 18 \text{ cm.}$$

**f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**  
**(BAEL 91 Art A.5.1, 313)**

**Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2 \frac{M_u^m}{b}}{f_c} < 0.8 \frac{f_c}{\gamma_b} \quad V_u^m < 0.267 b a f_c$$

Avec :

**a:** désigne la section d'appuis égale à  $0.9d$  ( $a = 0.9 \times 160 = 144 \text{ mm}$  et  $b = 1000 \text{ mm}$ )

$$V_u^m < 0.267 \times 1000 \times 144 \times 25 = 961.200 \text{ KN}$$

$$V_u^m = 38.02 \text{ KN} < 961.200 \text{ KN} \quad \text{|Condition vérifiée}$$

**Influence sur l'acier :**

$$A_a \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^m + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

**$V_u$**  : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

**$M_u$**  : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \frac{1.1}{4} \left( 38.02 \times 10^3 - \frac{2.3 \times 10^3 \times 10^3}{0.9 \times 1} \right)$$

$$A_a = -4.37 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > -4.37 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**G) Calcul des sollicitations à l'ELS :**

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

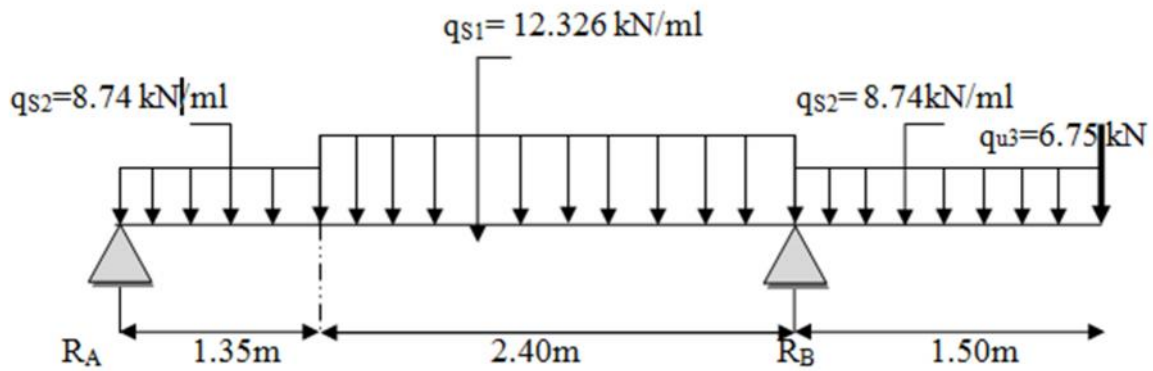


Figure III-3-4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \quad | R_A + R_B = 1.35q_{s2} + 2.40q_{s1} + 1.50q_{s2} + q_{s3}$$

$$R_A + R_B = 1.35 \times 8.74 + 2.40 \times 12.326 + 1.50 \times 8.74 + 6.75$$

$$R_A + R_B = 61.24 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad | R_B \times L = 1.35 \times q_{s2} \times \frac{1.3}{2} + 2.40 \times q_{s1} \times \left(1.35 + \frac{2.4}{2}\right) + 1.50 \times q_{s2} \times \left(1.35 + 2.40 + \frac{1.5}{2}\right) + 9.11 \times 5.25$$

$$\sum M/B = 0 \quad | R_B \times 3.75 = 1.35 \times 8.74 \times \frac{1.3}{2} + 2.40 \times 12.326 \times \left(1.35 + \frac{2.4}{2}\right) + 1.50 \times 8.74 \times \left(1.35 + 2.40 + \frac{1.5}{2}\right) + 6.75 \times 5.25$$

$$\sum M/B = 0 \quad | R_B \times 3.75 = 8.74 \times 0.91 + 12.326 \times 6.12 + 8.74 \times 6.75 + 6.75 \times 5.25$$

$$\sum M/B = 0 \quad | R_B = \frac{1.8}{3.7} = 47.42 \text{ KN}$$

$$R_A = 61.24 - 47.42 = 13.82 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 13.82 \text{ KN} \\ R_B = 47.42 \text{ KN} \end{array} \right.$$

|  
|  
|  
|  
|

## ) Calcul des efforts internes :

1<sup>ère</sup> tronçons : 0 x 1.35 m

$$T(x) = R_A - q_{s2} \cdot x$$

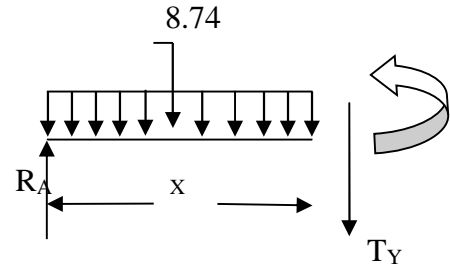
$$T(x) = 13.82 - 8.74x$$

$$\begin{cases} T_Y(x=0) = 13.82 \text{ KN} \\ T_Y(x=1.35) = 13.82 - 8.74 \times 1.35 = 2.021 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s2} \times \frac{x^2}{2} = 13.82x - \frac{8.7}{2} x^2$$

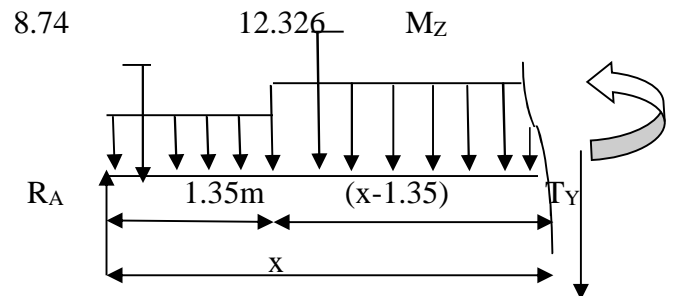
$$M(x) = 13.82x - 4.37x^2$$

$$\begin{cases} x=0; M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.35; M(x=1.35) = 10.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2<sup>ième</sup> tronçons : 1.35m x 3.75 m

$$T(x) = R_A - q_{s2}(1.35) - q_{s1}(x-1.35)$$

$$\begin{cases} T_Y(x=1.35) = 13.82 - 8.74 \times 1.35 = 2.021 \text{ KN} \\ T_Y(x=3.75) = 13.82 - 8.74 \times 1.35 - 12.326(3.75 - 1.35) = -27.56 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$ 

$$T(x) = 0 \quad T(x) = R_A - q_{s2}(1.35) - q_{s1}(x-1.35) = 0$$

$$T(x) = 0 \quad |_{x = \frac{R_A - q_{s2}(1.35) + q_{s1}(1.35)}{q_{s1}}}$$

$$T(x) = 0 \quad |_{x = \frac{1.8 - 8.7(1.3) + 1.3(1.3)}{1.3}}$$

$$T(x) = 0 \quad |_{x = 1.52 \text{ m}}$$

$$x = 1.52 ; x \in [1.35; 3.75]$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s2} \times 1.35 \times (x - \frac{1.3}{2}) - q_{s1} \left[ \frac{(x-1.3)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 13.82x - 8.74 \times 1.35 \times (x - 0.675) - 12.326 \left[ \frac{(x-1.3)^2}{2} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.35) = 13.82 \times 1.35 - 8.74 \times 1.35 \times (1.35 - 0.675) - 12.326 \left[ \frac{(1.3 - 1.3)^2}{2} \right] \\ M(x=3.75) = 13.82 \times 3.75 - 8.74 \times 1.35 \times (3.75 - 0.675) - 12.326 \left[ \frac{(3.7 - 1.3)^2}{2} \right] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.35) = 10.69 \text{ KN.m} \\ M(x=3.75) = -19.95 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3<sup>ème</sup> tronçons : 0 x 1.45 m

$$T(x) = +qs_3 + qs_2 x.$$

$$T(x) = 6.75 + 8.74 x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(x=0) = 6.75 \text{ KN} \\ T_Y(x=1.50) = 6.75 + 8.74 \times 1.50 = 19.86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -qs_3 x - qs_2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -6.75 x - \frac{8.7}{2} x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.50) = -6.75 \times 1.50 - \frac{8.7}{2} \times 1.50^2 = -19.95 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

) Calcul du moment max :

On a: pour  $x = 1.52 \text{ m}$ ;  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

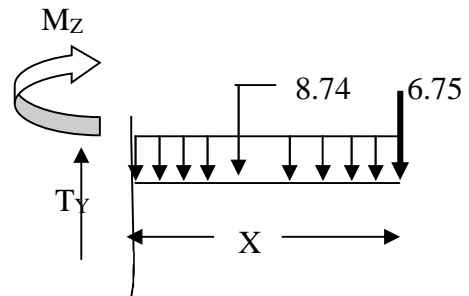
$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.52) = 13.82 \times 1.52 - 8.74 \times 1.35 \times (1.52 - 0.675) - 12.326 \left[ \frac{(1.5 - 1.3)^2}{2} \right] \\ M(x=1.52) = 10.86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_u^d = -0.3M_m = -0.3(10.86) = -3.258 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85M_m = 0.85(10.86) = 9.231 \text{ KN.m}$$



) Diagramme des efforts internes :

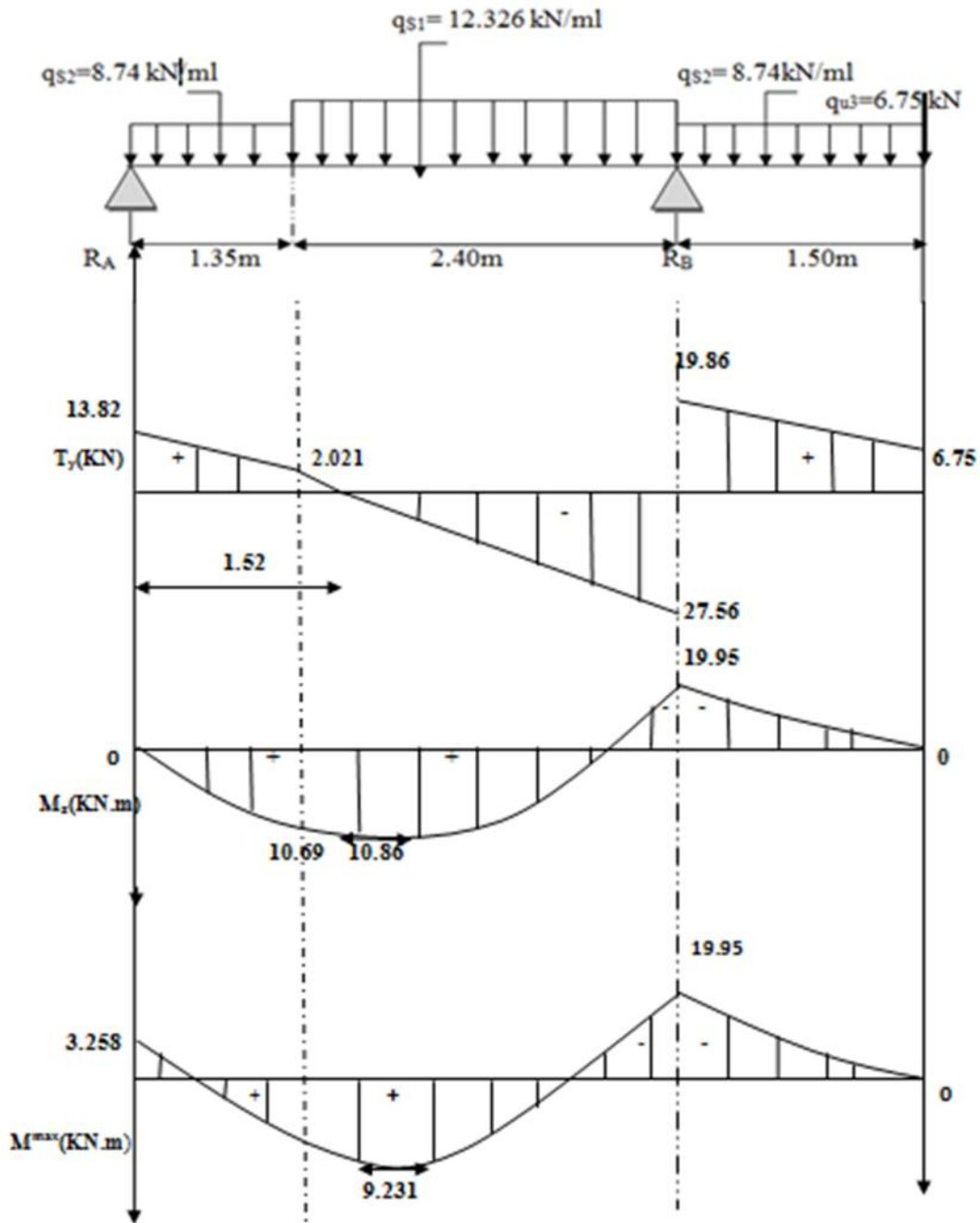


Figure III-5 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

H) Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_b = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c = 15\text{MPa}$

Aux appuis :

✓ **Appuis A** :  $M_a = 3.258 \text{ kN.m}$  ;  $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{1 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{1 \times 3.9}{1 \times 1} = 0.245 \quad \beta_1 = 0.921 ; \alpha_1 = 0.237$$

$$K = \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{0.2}{1 - 0.2} = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.2 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3.9} = 56.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0.020 \times 56.40 = 1.128 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

✓ **Appuis B** :  $M_a = 19.95 \text{ kN.m}$  ;  $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{1 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{1 \times 5.6}{1 \times 1} = 0.351 ; \beta_1 = 0.908 ; \alpha_1 = 0.276$$

$$K = \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{0.2}{1 - 0.2} = 0.025$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{19.9 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 5.6} = 243.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0.025 \times 243.05 = 6.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

**En travée** :  $M_t = 9.231 \text{ kN.m}$  ;  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{1 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{1 \times 4.5}{1 \times 1} = 0.283 ; \beta_1 = 0.916 ; \alpha_1 = 0.252$$

$$K = \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{0.2}{1 - 0.2} = 0.022$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{9.2 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 4.5} = 139.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0.022 \times 139.35 = 3.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{1} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10^6 u} ; \quad \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{1} \quad \left| \frac{1}{3} = 0.048 \leq \frac{1}{1} = 0.0625 \right| \quad \text{||Condition non vérifiée.}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche

$$f = \frac{5}{3} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{5}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_{s1} ; q_{s2}) = \max(12.326 ; 8.74) = 12.326 \text{ KN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I_{fi}$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu_v} ; \quad I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B_0}$$

$S_x$  : Moment statique de la section homogène

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_x = \frac{1 \cdot 1^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16 = 17284.8 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 18) + (15 \times 4.52) = 1867.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1} \cdot \frac{.8}{.8} = 9.25 \text{ cm} ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9.25 = 8.75 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section est homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 = \frac{1}{3} (9.25^3 + 8.75^3) + 15 \times 4.52 (8.75 - 2)^2$$

$$I_0 = 51801.64 \text{ cm}^4$$

$$v = \frac{0.0 \times f_{ct}}{(2+3) \frac{B_0}{b}} \quad \text{et} \quad \mu = \text{Max} \left( \frac{1-1.7 f_{ct}}{4 \cdot s + f_{ct}} ; 0 \right)$$

$$v = \frac{0.0 \times 2.1}{(2+3)0.2} = 0.030 \quad \text{et} \quad \mu = \text{Max} \left( 1 - \frac{1.7 \times 2.1}{4 \times 0.283 \times 1.3 + 2.1} ; 0 \right) = 0.98$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu_v} = \frac{1.1 \times 51801.64}{1 + 0.98 \times 0.030} = 55354.39 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{3} \times \frac{1 \cdot 3 \times 3.7^4}{1 \cdot 8 \times 10^3 \times 5 \cdot 3 \times 10^{-8}} = 0.0053 \text{ m}$$

$$f = \frac{L}{5} = \frac{3.7}{5} = 0.0075$$

$$f = 0.0053 \text{ m} < \bar{f} = 0.0075 \text{ m} \quad | \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier

**) Armatures principales :****Aux appuis :**

**Appuis A:**  $A_a = 5HA10 = 3.92\text{cm}^2$  ( $S_t=20\text{cm}$ )

**Appuis B:**  $A_a = 5HA12 = 5.65\text{cm}^2$  ( $S_t=20\text{cm}$ )

**En travées :**  $A_t = 4HA12 = 4.52\text{cm}^2$  ( $S_t=25\text{cm}$ )

**) Armatures de répartitions :****Aux appuis :**

**Appuis A:**  $A_r = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$  ( $S_t=25\text{cm}$ )

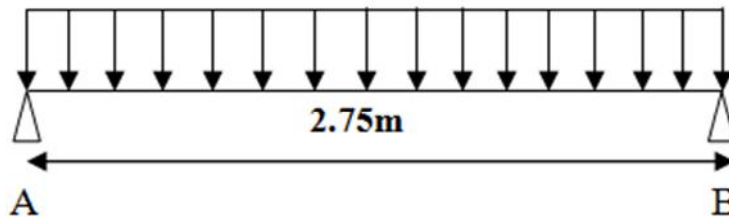
**Appuis B:**  $A_r = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$  ( $S_t=25\text{cm}$ )

**En travées :**  $A_r = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$  ( $S_t=25\text{cm}$ )

### III.4) Etude de la poutre palière :

La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux.

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, elle est encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier. Le calcul se fera en flexion simple et en torsion, mais on se limitera à la flexion simple car elle nous donne les moments les plus défavorables.



#### A) Pré dimensionnement :

##### ) Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_m}{1} \leq h_t \leq \frac{L_m}{1}$$

Avec :

$L_{max}$  : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_m = 2.75m \implies \frac{2}{1} \leq h_t \leq \frac{2}{1} \quad \text{Donc : } 18.33 \leq h_t \leq 27.5cm$$

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

##### ) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 0.4 \times 30cm \leq b \leq 0.7 \times 30cm \implies 12cm \leq b \leq 21cm$$

Avec :

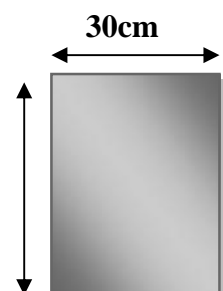
$b$  : La largeur de la poutre

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour  $b = 30 \text{ cm}$

#### ) Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{3}{2} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$



**B) Détermination des charges :**

$$\text{) Poids propre de la poutre : } G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ kN/ml}$$

$$\text{) Effort tranchant à l'appui : ELU : } T_u = 65.39 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 47.42 \text{ kN}$$

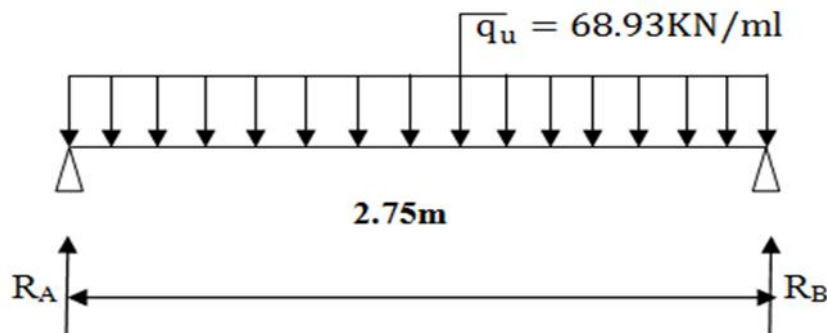
**C) Combinaison des charges :**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.625) + 65.39$$

$$q_u = 68.93 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + T_s = 2.625 + 47.42$$

$$q_s = 50.045 \text{ kN/ml}$$

**D) Calcul des efforts internes à l'ELU :**

**Figure III-4-1** : Schéma statique de la poutre palière (ELU)

**) Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{68.93 \times 2.7}{2} = 94.78 \text{ kN}$$

**) Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_m = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{68.93 \times 2.7^2}{8} = 65.16 \text{ kN.m}$$

**) Correction des moments :****Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 65.16 = -19.55 \text{ kN.m.}$$

**En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 65.16 = 55.39 \text{ kN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

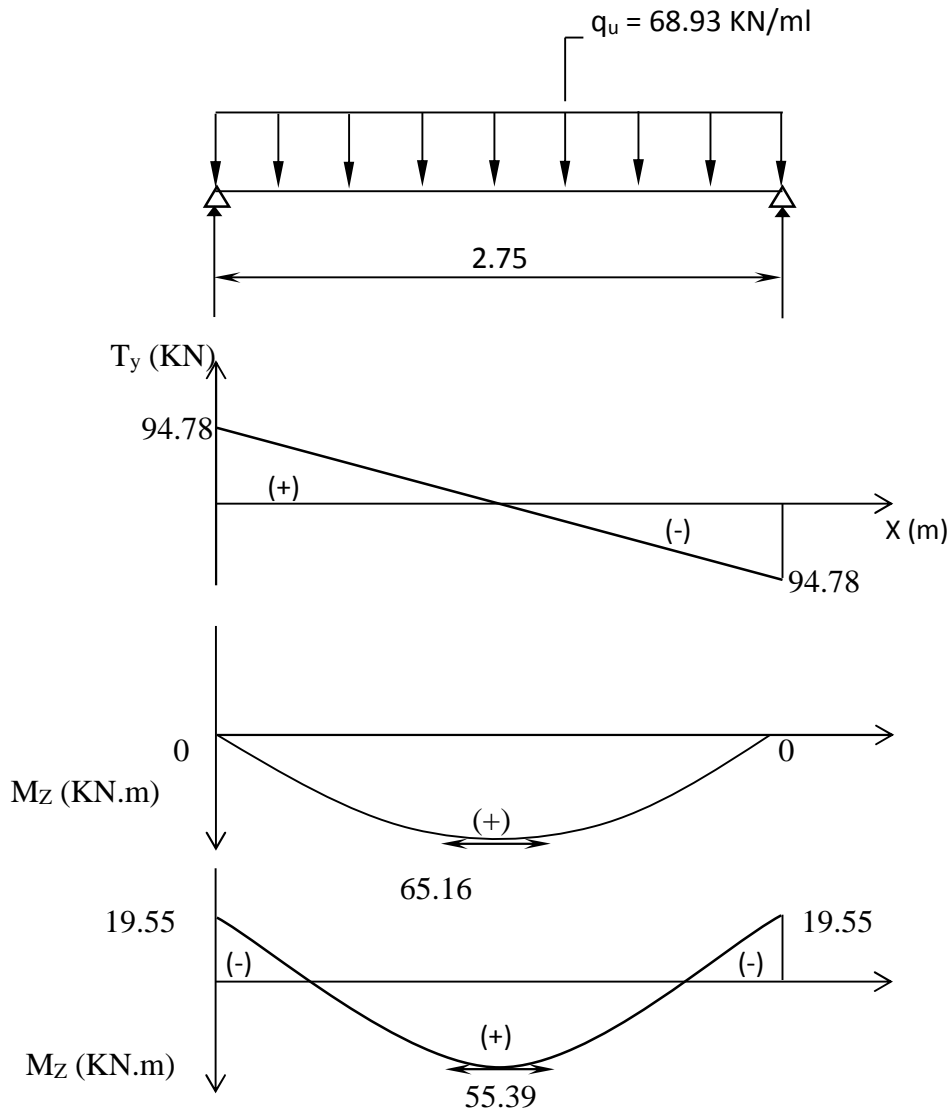


Figure III-4-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

E) Calcul des armatures :

) Armatures principales : (longitudinal)

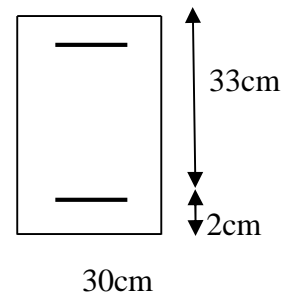
Aux appuis :  $M_u^a = -19.55 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{1.5 \times 10^3}{3 \times 3^2 \times 1.2} = 0.042$$

$\mu_u < \mu_1 = 0.392$  SAA Tableau  $\beta = 0.979$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 3 \times 3} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$



En travée :  $M_u^t = 55.39 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{td}} = \frac{5.3 \times 10^3}{3 \times 3^2 \times 1.2} = 0.118$$

$$\mu_u < \mu_j = 0.392 \quad \text{SAA} \quad \beta = 0.937$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.3 \times 10^3}{0.9 \times 3 \times 3} = 5.15 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$

**F) Vérifications à l'ELU :**

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

Le ferrailage de la poutre palière doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} = \frac{0.2 \times 3 \times 3 \times 2.1}{4} = 1.195 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_t = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99 Art 5.1.1, 211)**

$$V_m = 94.78 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_m}{b} = \frac{9.7 \times 10^3}{3 \times 3} = 0.957 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c2}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.957 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91, Art A 6.1.3)**

$$\tau_s \quad \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (s = 1.5 \text{ et } f_{t2} = 2.1 \text{ MPa})$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u^m$  : Effort tranchant = 94.78 KN

$U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $n \cdot \varnothing = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ m}$

$d$  : hauteur utile est égale à 33 cm

$$s = \frac{v_u^m}{0.9 \times d \times U_i} = \frac{9.7 \times 10^3}{0.9 \times 3 \times 1.7} = 2.117 \text{ Mpa}$$

$$s = 2.117 \text{ Mpa} \quad \bar{s} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des armatures :**

$$\bar{s} = 0.6 \times \sigma_s \times f_{t,c} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi_{t,c} \times \epsilon_s \times f_e}{4 \bar{s}} = \frac{1.6 \times 4}{4 \times 2.8} = 56.43 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4  $L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91)**.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_r = 25 \text{ cm.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :  
(BAEL 91 Art A.5.1, 313)**

**Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2}{b} \frac{M_u^m}{d} < 0.8 \frac{f_c}{\gamma_b} \quad V_u^m < 0.267 b a f_c$$

Avec :

**a** : désigne la section d'appuis égale à  $0.9d$  ( $a = 0.9 \times 330 = 297 \text{ mm}$  et  $b = 300 \text{ mm}$ )

$$V_u^m < 0.267 \times 300 \times 297 \times 25 = 594.742 \text{ KN}$$

$$V_u^m = 94.78 \text{ KN} < 594.742 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Influence sur l'acier :**

$$A_a \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^m + \frac{M_u}{0.9} \right)$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

**M<sub>u</sub>** : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a = \frac{1.1}{4} \left( 94.78 \times 10^3 - \frac{1.5 \times 1^3 \times 1^3}{0.9 \times 3} \right)$$

$$A_a = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \quad 0.83 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**f) Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$t = \min \left\{ \frac{h_t}{3}; \frac{b}{1}; \frac{3}{1} \right\} = \min \left\{ \frac{3}{3}; 16; \frac{3}{1} \right\}$$

Avec :

$h_t$ : étant la hauteur totale de la poutre

$\Phi_t$ : diamètre des barres longitudinale

$$t = \min\{10; 14; 30\}$$

$$t = 8 < 10 \text{ m}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

Donc :  $A_t = 2\phi 8 = 1,0 \text{ cm}^2$

$$S_t = \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{0.9 \times 33; 40\text{cm}\}$$

$$S_t = \min\{29.7; 40\text{cm}\} \quad S_t = 2$$

**g) Espacement des armatures transversales : (selon le RPA version 2003 Art7.5-2.2)**

✓ Dans la zone nodale :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \right\}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{3}{4}; 12 \times 1.4 \right\}$$

$$S_t = \min\{8.75; 16.8\}$$

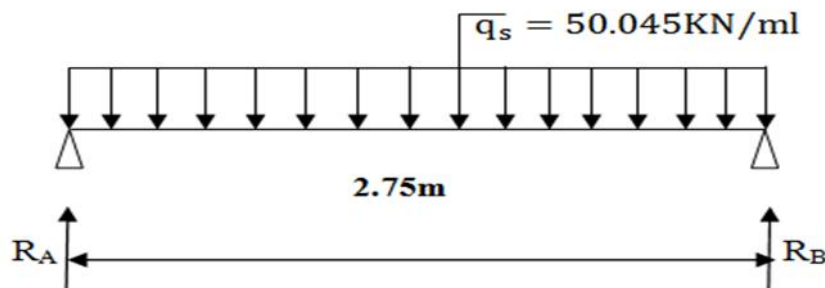
$$\text{Soit : } S_t = 8$$

✓ En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 1$$

**G) Calcul des efforts internes à l'ELS :**



**Figure III-4-3 :** Schéma statique de la poutre palière (ELS)

## ) Effort tranchant

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{5.0 \times 2.7}{2} = 68.81 \text{ KN}$$

## ) Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_m = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5.0 \times 2.7^2}{8} = 47.31 \text{ KN.m}$$

## ) Correction des moments

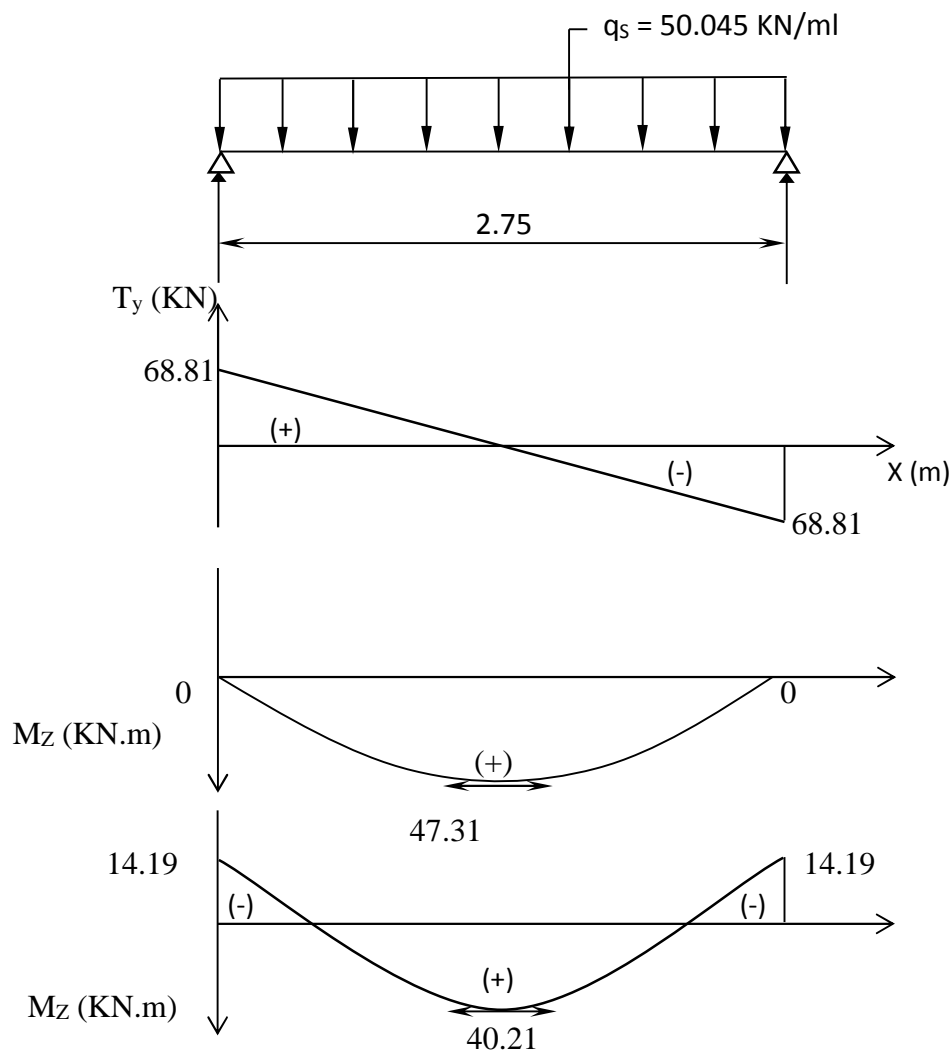
**Aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 47.31 = -14.19 \text{ KN.m.}$$

**En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 47.31 = 40.21 \text{ KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



**Figure III-4-4** : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

**H) Vérifications à l'ELS :****a) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_b = k_s \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c2} = 15\text{MPa}$

**Aux appuis :**

$$M_{as} = -14.19 \text{ kN.m} ; \quad A_a = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{1}{b.d} \cdot A_a = \frac{1}{3 \times 3} \times 4.6 = 0.466 ; \quad \rho_1 = 0.897 ; \quad \rho_1 = 0.309$$

$$K = \frac{\rho_1}{1 - \rho_1} = \frac{0.3}{1 - 0.3} = 0.029$$

$$S = \frac{M_a}{\rho_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{1.1 \times 10^3}{0.8 \times 3 \times 4.6} = 103.76 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = k_s \cdot S = 0.029 \times 103.76 = 3.01 \text{MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c2} = 15 \text{MPa}$$

**Condition vérifiée**

**En travée :**  $M_{ts} = 40.21 \text{ kN.m} ; \quad A_t = 6.03 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{1}{b.d} \cdot A_t = \frac{1}{3 \times 3} \times 6.0 = 0.609 ; \quad \rho_1 = 0.885 ; \quad \rho_1 = 0.345$$

$$K = \frac{\rho_1}{1 - \rho_1} = \frac{0.3}{1 - 0.3} = 0.035$$

$$S = \frac{M_t}{\rho_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{4.2 \times 10^3}{0.8 \times 3 \times 6.0} = 228.32 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = k_s \cdot S = 0.035 \times 228.32 = 7.99 \text{MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c2} = 15 \text{MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{1} ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{1 M_0} ; \quad \frac{A}{b.d} > \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{3}{2} = 1.27 > \frac{1}{1} = 0.062$$

**Condition vérifiée.**

$$\frac{h}{L} = 1.27 > \frac{M_t}{1 M_0} = \frac{4.2}{1 \times 4.3} = 0.085$$

**Condition vérifiée.**

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6.0}{3 \times 3} = 0.0061 \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{4} = 0.0105$$

**Condition vérifiée.**

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

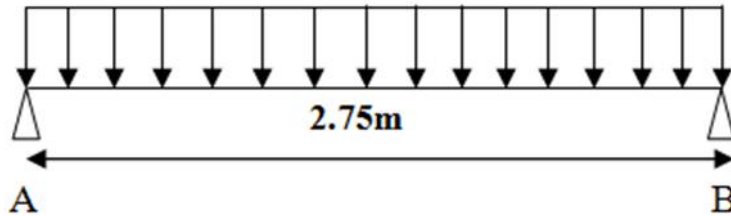
**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

- Appuis : 3HA14 = 4.6 c<sup>2</sup>
- Travées : 3 = 6.0 c<sup>2</sup>

### III.5) Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.



#### A) Pré dimensionnement :

##### ) Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_m}{1} \leq h_t \leq \frac{L_m}{1}$$

Avec :

$L_{max}$  : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_m = 2.75m \implies \frac{2}{1} \leq h_t \leq \frac{2}{1} \quad \text{Donc : } 18.33 \leq h_t \leq 27.5cm$$

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

##### ) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 0.4 \times 30cm \leq b \leq 0.7 \times 30cm \implies 12cm \leq b \leq 21cm$$

Avec :

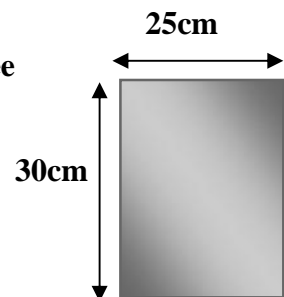
$b$  : La largeur de la poutre

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour  $b = 25 \text{ cm}$

##### ) Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$



**B) Détermination des charges :**

) Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) :  $G_2 = 2.36 (3.06 - 0.2) = 6.75 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher :  $G_3 = 5.61 \times \frac{0.6}{2} = 1.823 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 10.448 \text{ KN/ml.}$$

) La surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5(0.65/2) = 0.487 \text{ KN/ml.}$

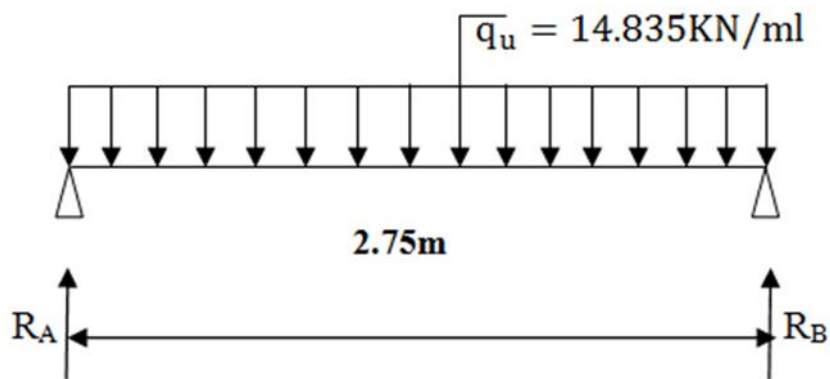
**C) Combinaison des charges :**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10.448) + (1.5 \times 0.487)$$

$$q_u = 14.835 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 10.448 + 0.487$$

$$q_s = 10.935 \text{ KN/ml}$$

**D) Calcul des efforts internes à l'ELU :**

**Figure III-5-1** : Schéma statique de la poutre de chaînage (ELU)

) Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{1.8 \times 2.7}{2} = 20.40 \text{ KN}$$

) Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_m = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1.8 \times 2.7^2}{8} = 14.02 \text{ KN.m}$$

) Correction des moments :

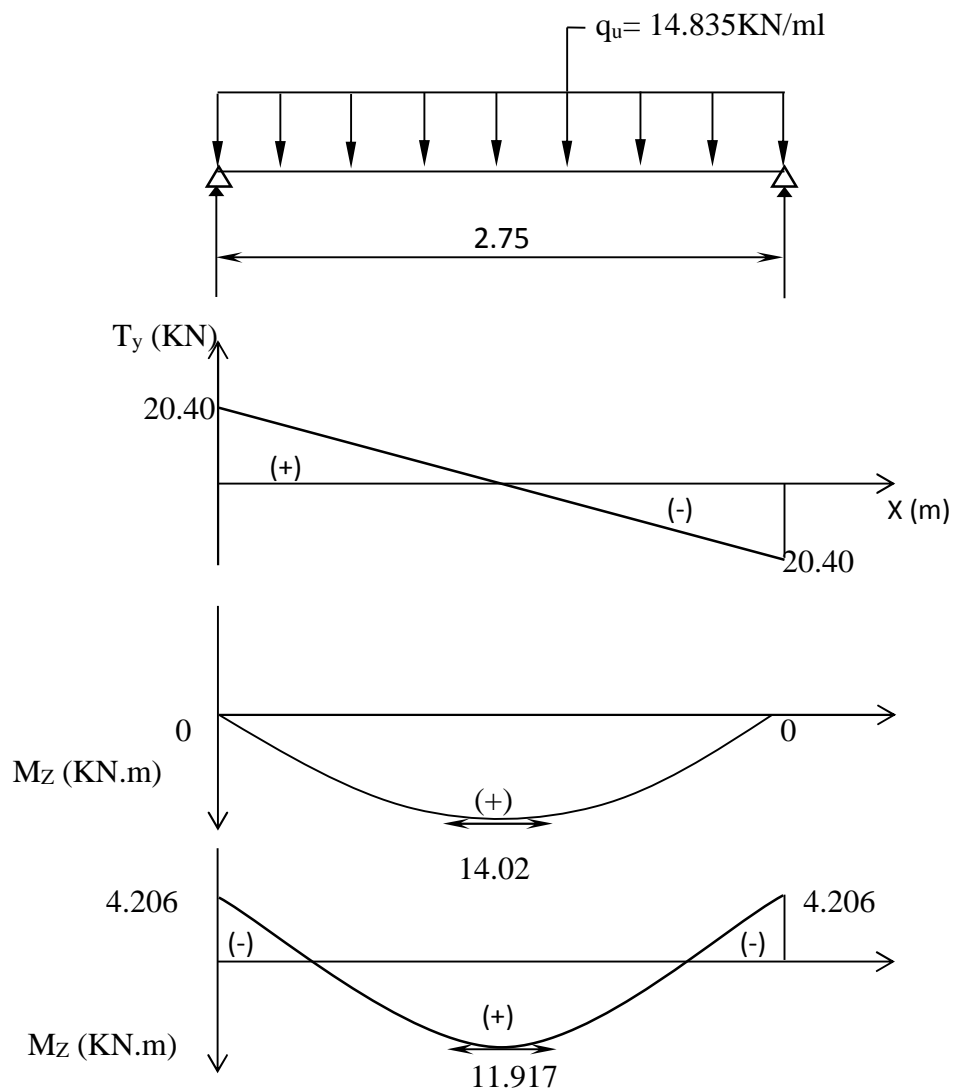
**Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_o = -0.3 \times 14.02 = -4.206 \text{ KN.m.}$$

**En travée :**

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 14.02 = 11.917 \text{ KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



**Figure III-5-2 :** Diagramme des efforts internes à l'ELU.

**E) Calcul des armatures :****J) Armatures principales : (longitudinal)**

Aux appuis :  $M_u^d = -4.206 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^d}{b \times d^2 \times f_{td}} = \frac{4.2 \times 10^3}{2 \times 2^2 \times 1.2} = 0.016$$

$$\mu_u < \mu_1 = 0.392 \quad \text{SAA} \quad \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_u^d}{\alpha \times d \times s} = \frac{4.2 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 3} = 0.44 \text{ cm}^2$$

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

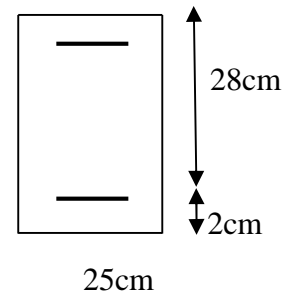
En travée :  $M_u^t = 11.917 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{td}} = \frac{1.9 \times 10^3}{2 \times 2^2 \times 1.2} = 0.042$$

$$\mu_u < \mu_1 = 0.392 \quad \text{SAA} \quad \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\alpha \times d \times s} = \frac{1.9 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 3} = 1.25 \text{ cm}^2$$

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

**F) Vérifications à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de la poutre de chaînage doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} = \frac{0.2 \times 2 \times 2 \times 2.1}{4} = 0.845 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99 Art 5.1.1, 211)**

$$V_m = 20.40 \text{ KN} ; \quad \sigma_u = \frac{V_m}{b} = \frac{2.4 \times 10^3}{2 \times 2} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \quad \bar{\sigma}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_c}{b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_u = 3.33 \text{ MPa} > \sigma_u = 0.29 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :  
(BAEL91, Art A 6.1.3)**

$$\tau_s \quad \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u^m$  : Effort tranchant = 20.40KN

$U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{mm}$

$d$  : hauteur utile est égale à 28 cm

$$\tau_s = \frac{V_u^m}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{20.4 \times 10^3}{0.9 \times 28 \times 113.04} = 0.716 \text{Mpa}$$

$$\tau_s = 0.716 \text{Mpa} \quad \bar{\tau}_s = 3.15 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times s^2 \times f_{t2} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi_{ti} \cdot \epsilon_e \times f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 4}{4 \times 2.8} = 42.33 \text{cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4  $L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91)**.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_r = 18 \text{cm.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :  
(BAEL 91 Art A.5.1, 313)**

**Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2 \frac{m}{u}}{b} < 0.8 \frac{f_c}{\gamma_b} \quad V_u^m < 0.267 b a f_c$$

Avec :

**a** : désigne la section d'appuis égale à  $0.9d$  ( $a = 0.9 \times 280 = 252$  mm et  $b=250$ mm)

$$V_u^m < 0.267 \times 250 \times 252 \times 25 = 420.525 \text{ KN}$$

$$V_u^m = 20.40 \text{ KN} < 420.525 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Influence sur l'acier :**

$$A_a \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^m + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

**M<sub>u</sub>** : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \frac{1.1}{4} \left( 20.40 \times 10^3 - \frac{4.2 \times 1^3 \times 1^3}{0.9 \times 2} \right)$$

$$A_a = 0.11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.11 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**f) Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$t = \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\}$$

Avec :

**h<sub>t</sub>**: étant la hauteur totale de la poutre

**ϕ<sub>t</sub>**: diamètre des barres longitudinale

$$t = \min \{ 8.57; 12; 25 \}$$

$$t = 8 < 8.57 \text{ mm}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

Donc : **A<sub>t</sub> = 4ϕ 8 = 2.01cm<sup>2</sup>**

$$S_t = \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0.9 \times 28; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t = \min \{ 25.2; 40 \text{ cm} \} \quad \mathbf{S_t = 2}$$

**) Espacement des armatures transversales : (selon le RPA version 2003 Art7.5-2.2)**

**Dans la zone nodale :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \right\}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{3}{4}; 12 \times 1.2 \right\}$$

$$S_t = \min \{ 7.5; 14.4 \}$$

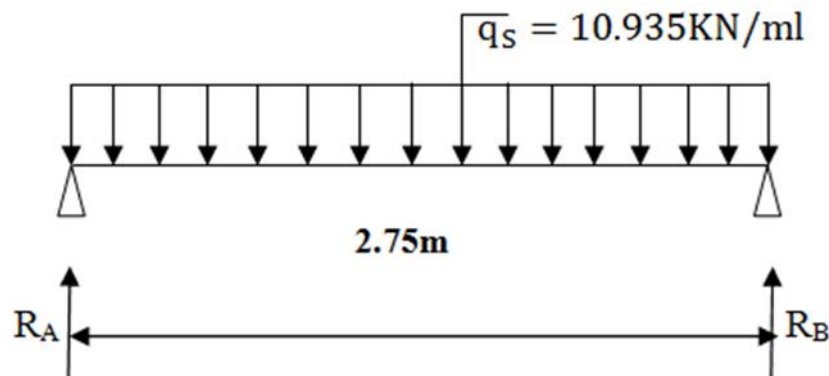
Soit :  $S_t = 7c$

**En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 15c$$

Soit :  $S_t = 1$

**G) Calcul des efforts internes à l'ELS :**



**Figure III-5-3 : Schéma statique de la poutre de chaînage (ELS)**

) **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{1.9 \times 2.7}{2} = 15.036 \text{ KN}$$

) **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_m = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{1.9 \times 2.7^2}{8} = 10.34 \text{ KN.m}$$

) **Correction des moments**

**Aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 10.34 = -3.102 \text{ KN.m}$$

**En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 10.34 = 8.789 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

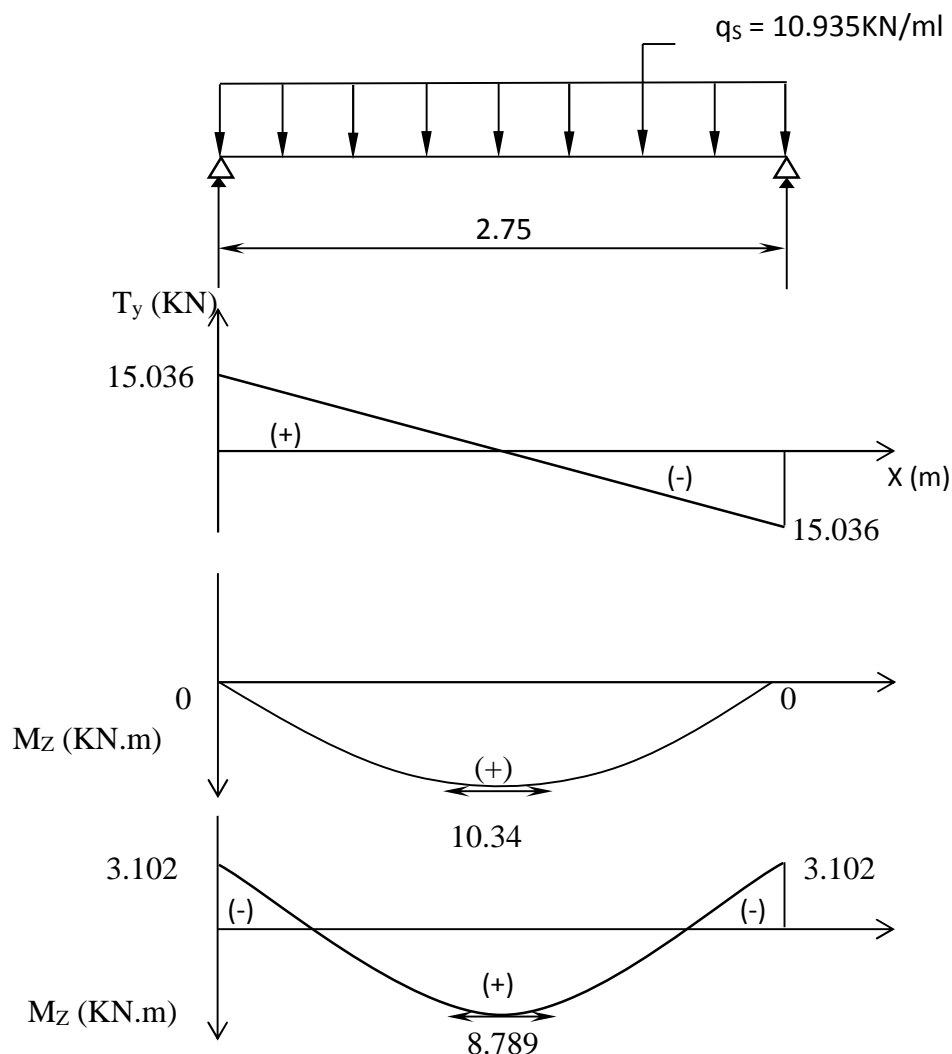


Figure III-5-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### H) Vérifications à l'ELS :

#### a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_b = k_s \cdot \sigma_{b,EL} = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$

**Aux appuis :**

$$M_{as} = -3.102 \text{ kN.m} ; \quad A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{1}{b \cdot d} \cdot A_a = \frac{1}{2 \times 2} \times 3.3 = 0.483 ; \quad \rho_1 = 0.895 ; \quad \rho_1 = 0.315$$

$$K = \frac{\alpha_1}{1 - (1 - \alpha_1)} = \frac{0.3}{1 - (1 - 0.3)} = 0.030$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.1 \times 10^3}{0.8 \times 2 \times 3.3} = 36.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k_s \cdot \sigma_s = 0.030 \times 36.51 = 1.095 \text{ MPa} \quad \sigma_b = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

||||||| **Condition vérifiée**

**En travée :**  $M_t = 8.789 \text{ kN.m}$  ;  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\alpha_1 = \frac{1 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{1 \cdot 3.3}{2 \times 2} = 0.483 \quad ; \quad \alpha_1 = 0.895 \quad ; \quad \alpha_1 = 0.315$$

$$K = \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{0.3}{1 - 0.3} = 0.030$$

$$s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{8.7 \times 10^3}{0.8 \times 2 \times 3.3} = 103.46 \text{ MPa}$$

$$s_b = k_s = 0.030 \times 103.46 = 3.104 \text{ MPa} \quad \bar{s}_b = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \quad ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot I_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{b \cdot d} > \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{3}{2} = 1.09 > \frac{1}{10} = 0.10$$

**Condition vérifiée.**

$$\frac{h}{L} = 1.09 > \frac{M_t}{10 \cdot I_0} = \frac{8.7}{1 \times 10^3} = 0.0087$$

**Condition vérifiée.**

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3.3}{2 \times 2} = 0.0048 \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{4} = 0.0105$$

**Condition vérifiée.**

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

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre de chaînage est comme suit :

- Appuis :  $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$
- Travées :  $3 \quad = 3.3 \text{ cm}^2$

### III.6) Calcul de la salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

#### III.6.1) Caractéristiques des ascenseurs

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

- ✓ La vitesse d'entraînement .....  $V = (1\text{m/s})$ .
- ✓ La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : **8t (P=80 KN)**
- ✓ La surface de la cabine est de : **1,30 x 1,65 = 2,145 m<sup>2</sup>**.
- ✓ La surface de la salle machine est de : **1.60x1.95 = 3,12 m<sup>2</sup>**.

#### III.6.2) Calcul de la dalle pleine :

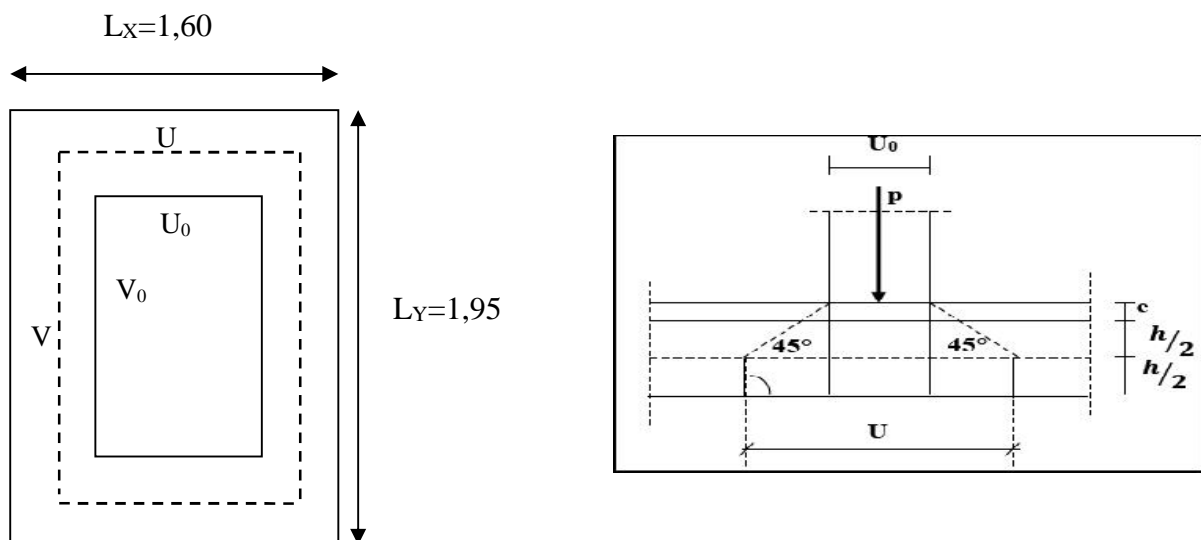
##### A) Epaisseur de la dalle :

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

$$h_t \geq \frac{L_x}{3} = \frac{1}{3} = 5.33 \text{ cm}$$

**NB** : le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t = 12\text{cm}$ .

- ✓ **On adopte :  $h_t = 15\text{cm}$ .**



**Figure III-6-1** : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 K.e + h_0 \\ V = V_0 + 2 K.e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$h_0$  : Épaisseur de la dalle (15cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm)

$K$  : **1** car le revêtement est aussi solide que le béton.

$U_0 = 130$  cm.

$V_0 = 165$  cm.

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

**On remplace :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 K.e + h_0 = 130 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 155 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2 K.e + h_0 = 165 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 190 \text{ cm.} \end{cases}$$

### B) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{X1} = q \times (M_1 + M_2) \\ M_{Y1} = q \times (M_1 + M_2) \end{cases}$$

$M_{X1}$  et  $M_{Y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens  $XX$  et  $YY$ , dues à la charge concentrée.

$\nu$  : coefficient de poisson ( $\nu=0$  à l'ELU et  $\nu=0,2$  à l'ELS)

$M_1$ ;  $M_2$ : coefficients déterminés à partir des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$  et  $\frac{L_x}{L_y}$  (dans les abaques de **PIGEAUD**).

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,5}{1,6} = 0,9.$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,9}{1,9} = 0,9.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,9} = 0,8 \quad 0,4 \quad 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans Les 2 sens.}$$

$$M_1 = 0,054 ; M_2 = 0,033.$$

$$\begin{cases} M_{X1} = 1.35P \times M_1 = 1,35 \times 80 \times 0,054 = 5.832 \text{ KN.m} \\ M_{Y1} = 1.35P \times M_2 = 1,35 \times 80 \times 0,033 = 3,564 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### C) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u (L_x)^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.9} = 0,80 \quad 0.4 \quad 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans Les 2 sens.}$$

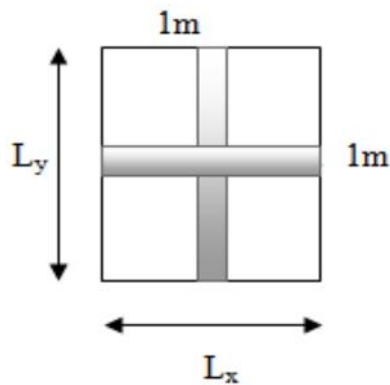
$$\mu_x = 0,0565 ; \mu_y = 0,595. \text{ (Tirer des tableaux de Pigeaud)}$$

Poids propre de la dalle :  $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation :  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0565 \times 6.56 \times 1.60^2 = 0,948 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,595 \times 0,948 = 0,564 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Figure III-6-2** : Schéma de dalle travail dans les 2 sens.

**D) Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,832 + 0,948 = 6,78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,564 + 0,564 = 4,128 \text{ KN.m}$$

**E) Ferrailage de la dalle :**

➤ **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6,780 = 5,763 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4,128 = 3,514 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments aux appuis :**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 6,780 = 2,034 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 4,128 = 1,247 \text{ KN.m}$$

➤ **Détermination de la section d'armature :**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : **b=100 cm.**      **d = h-c =15 – 3 = 12 cm.**

) **Dans le sens de la petite portée : x-x**

✓ **En travée :**

$$M_x^t = 5,763 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{5,7 \times 10^3}{1 \times 12^2 \times 12} = 0,028 < \mu_t = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,028 \xrightarrow{\text{du tableau}} = 0,986 \quad (\text{par interpolation})$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,7 \times 10^3}{0,9 \times 12 \times 3} = 1,399 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (A<sub>s</sub>=3.14cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25cm.**

✓ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 2,358 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{2,0 \times 10^3}{1 \times 12^2 \times 12} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,010 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,0 \times 10^3}{0,9 \times 12 \times 3} = 0,489 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (A<sub>s</sub>=3.14cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25cm.**

) **Dans le sens de la grande portée : y-y**

✓ **En travée :**

$$M_y^t = 3,534 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{3,5 \times 10^3}{1 \times 12^2 \times 12} = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,017 \xrightarrow{\text{tableau}} = 0,9915$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,5 \times 10^3}{0,9 \times 12 \times 3} = 0,853 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (A<sub>s</sub>=3.14cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25cm.**

✓ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 1,247 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{1,2 \times 10^3}{1 \times 12^2 \times 12} = 0,006 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_b = 0,006 \longrightarrow = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,2 \times 10^3}{0,9 \times 1 \times 3} = 0,299 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** ( $A_s=3.14\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

➤ **Résumé des résultats**

Zone	Sens	Mu(KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A Adoptée (cm <sup>2</sup> )	St max(cm)
En travée	x-x	5,763	0,028	0,986	1,399	4HA10=3.14	25
	y-y	3,534	0,017	0,9915	0,853	4HA10=3.14	25
Sur appuis	x-x	2,034	0,010	0,995	0,489	4HA10=3.14	25
	y-y	1,247	0,006	0,997	0,299	4HA10=3.14	25

### III.6.3) Vérification à L'ELU :

#### A) Condition de non fragilité :

$$J) \text{ Sens x-x : } A_{sm} = \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L} \right)$$

$$A_{sm} = 0,0008 \times 100 \times \frac{1}{2} \left( 3 - \frac{1,6}{1,9} \right) = 1,30\text{cm}^2$$

$$J) \text{ Sens y-y : } A_{sm} = \rho_0 \times b \times h_t = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

Avec  $\rho_0$  : taux d'armatures dans chaque direction.

$\rho_0 = 0.8\%$ , pour les HA, FeE400 et FeE500

Il faut vérifier que :  $A_{st} \geq A_{sm}$

	$A_{sm}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t_i}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérfications
Sens x-x :	1,30	4HA10	4HA10	ok
Sens y-y :	1,20	4HA10	4HA10	ok

#### B) Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL99)

J) L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

$$S_t = 25\text{cm} \quad \max(2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

J) De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm.

$$S_t = 25\text{cm} \quad \max(3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

#### C) Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42)

$$q_u \leq 0,045 \times U_C \times h_t \times \frac{f_c}{b}$$

$q_u$ : charge de calcul à L'ELU

$ht$  : épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,55+1,90) = 6,9m$$

$$q_u = 1,3 (8) = 10,44 \times 6,9 \times 0,15 \times \frac{2 \times 1^3}{1,5} = 776,25$$

—————> **Condition vérifié**

#### D) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a  $U < V$ , alors :  
fissurations étant peu nuisibles.

Les

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_c}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \{3,3; 5MPa\} = 3,3MPa$$

✓ **Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3L_y} \times 1 = \frac{8}{3 \times 1,9} = 13,675K$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} = \frac{1,6 \times 1^3}{1 \times 1 \times 1^2} = 0,113 M$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ —————> Condition vérifié}$$

✓ **Sens y-y :**

$$V_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \times 1 = \frac{8}{2 \times 1,9 + 1,6} = 14,545K$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} = \frac{1,5 \times 1^3}{1 \times 1 \times 1^2} = 0,121M$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ —————> Condition vérifié}$$

#### E) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\max \frac{h}{1} = \frac{1}{1}$$

$$\max = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \text{ —————> condition vérifié}$$

### III.6.4) Vérification à l'ELS :

#### A) Moments engendrés par le système de levage :

À L'ELS = 0.2 ;  $M_1 = 0.054$  ;  $M_2 = 0.033$

$$\begin{cases} M_{x1} = 80(0,054 + 0,2 \times 0,033) = 4,848 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 80(0,2 \times 0,054 + 0,033) = 3,504 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**B) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u (Lx)^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0565 ; \mu_y = 0.595$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0565 \times 4,75 \times 1,6^2 = 0,687 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,595 \times 0,687 = 0,408 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**C) Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = 4,848 + 0,687 = 5,535 \text{ KN.m} \\ M_y = 3,504 + 0,408 = 3,912 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

**➤ Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5,535 = 4,704 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3,912 = 3,325 \text{ KN.m}$$

**➤ Les moments aux appuis :**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5,535 = 1,660 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 3,534 = 1,173 \text{ KN.m}$$

**D) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

✓ **Sens x-x**

) **En travée :**

$$M_x^t = 4,704 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$bc \quad \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$i = \frac{1}{b \times d} \times A_t = \frac{1}{1} \times \frac{3,1}{1} = 0,26 \quad \longrightarrow \quad i = 0,919 \quad \longrightarrow \quad k1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,7 \times 10^6}{0,9 \times 1 \times 3,1 \times 10^2} = 135,844 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1,8}{4,7} = 2,906 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,906 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

) Aux appuis :

$$M_x^a = 1,660 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$i = \frac{1}{b \times d} \times A_t = \frac{1}{1 \times 1} \times 3,1 = 0,26 \longrightarrow i = 0,919 \longrightarrow k_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{1,6 \times 10^6}{0,9 \times 1 \times 3,1 \times 10^2} = 47,938 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{4,9}{4,7} = 1,025 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,025 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ sens y-y :

) En travée :

$$M_y^t = 3,325 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$i = \frac{1}{b \times d} \times A_t = \frac{1}{1 \times 1} \times 2,0 = 0,26 \longrightarrow i = 0,919 \longrightarrow k_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3,3 \times 10^6}{0,9 \times 1 \times 3,1 \times 10^2} = 96,02 \text{ MPa}$$

$$bc = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{9,0}{4,7} = 2,054 \text{ MPa}$$

$$bc = 2,054 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

) **Aux appuis :**

$$M_y^a = 1,173 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$bc \quad \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$i = \frac{1}{b \times d} \times A_t = \frac{1}{1 \times 1} \times 2.0 = 0.26 \longrightarrow i = 0.919 \longrightarrow k_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{1,1 \times 10^6}{0,9 \times 1 \times 3,1 \times 1^2} = 33,874 \text{ MPa}$$

$$bc = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{3,8}{4,7} = 0,724 \text{ MPa}$$

$$bc = 0,724 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### E) Etat limite d'ouverture des fissures (Artc4.5,32/BAEL91)

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

### F) État limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\frac{h}{L_x} \leq \frac{1}{1}$$

$$\frac{h}{L_x} \leq \frac{M_x}{2 M_x}$$

$$\frac{A}{b} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

**h** : hauteur de dalle.

**M<sub>tx</sub>** : Moment entravé de la dalle continue dans la direction L<sub>x</sub>

**M<sub>x</sub>** : Moment isostatique dans la direction de (x –x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

**A<sub>x</sub>** : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

**d** : La hauteur utile de la bande.

**b** : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\frac{h}{L} = \frac{0,1}{1,6} = 0,1 \quad \frac{1}{1} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{1}{1} = 0,094 \quad \frac{M_x}{2 M_x} = \frac{5,5}{2 \times 4,7} = 0,058 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b} = \frac{3,1}{1 \times 1} = 0,002 \quad \frac{2}{f_t} = \frac{2}{4} = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

### Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est :

- **En travée**

Sens x – x : 4HA10 St = 25cm.

Sens y – y : 4HA10 St = 25cm.

- **Sur appuis**

Sens x – x : 4HA10 St = 25cm.

Sens y – y : 4HA10 St = 25cm.

# CHAPITRE IV:

## Modélisation et vérification de la structure

**Introduction :**

On possède différents programmes de calcul qui nous permettent de résoudre les problèmes de calcul des structures et de les contrôler en peu de temps, comme SAP 2000, ROBOTS et ETABS.

Dans notre cas on a choisi l'ETABS.

**IV.1 Présentation du logiciel Etabs :****IV.1.1) Introduction:**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

**IV.1.2) Etapes de modélisation :**➤ **Première étape:**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

) **Choix des unités:**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

) **Géométrie de base :**

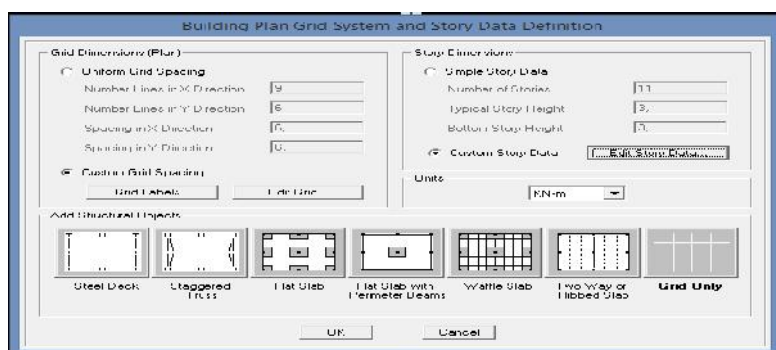
Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire:

Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 7 lignes suivant x-x)

Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant y-y)

Le nombre des étages, (11 niveaux )



**Figure IV-1-1 : Géométrie de base**

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 :

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

On clique sur



On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

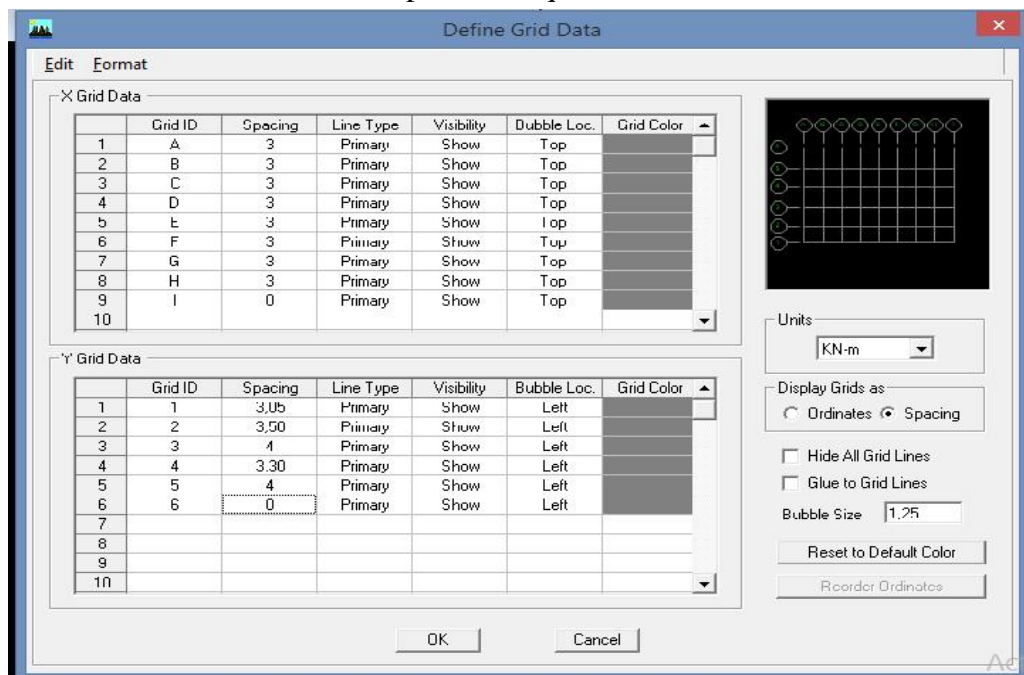


Figure IV-1-2 : Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

Cette opération permet d'introduire:

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- ✓ Les hauteurs des différents étages
- ✓ Le nombre d'étages
- ✓ Les longueurs des travées



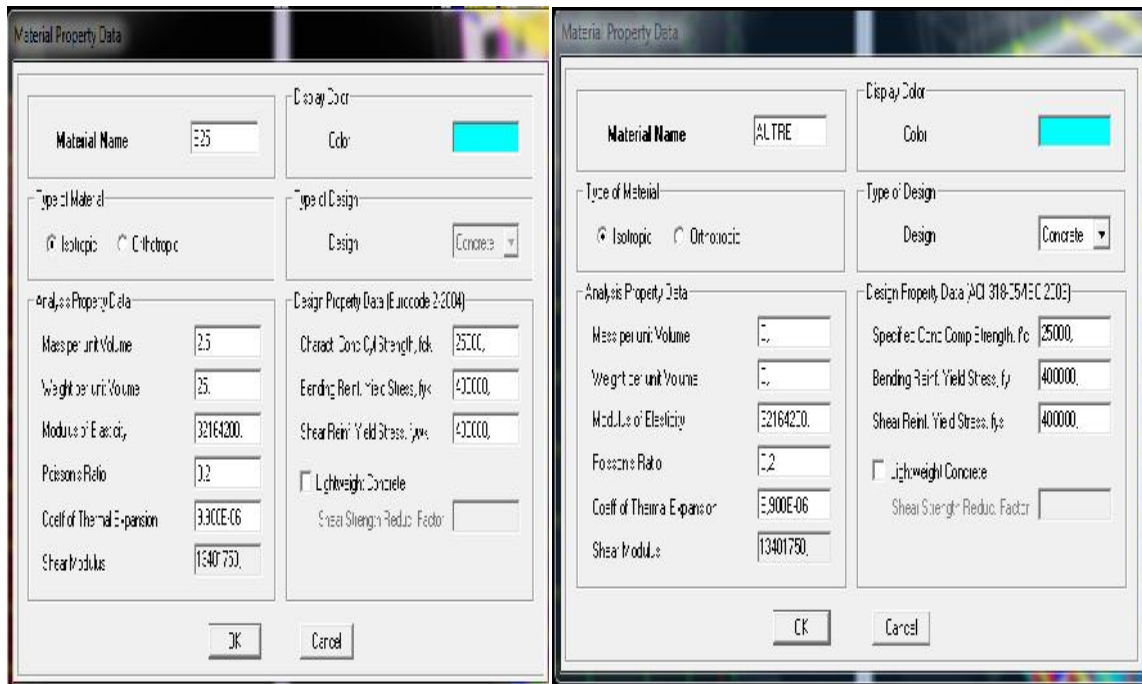



Figure IV-1-4 : Géométrie de base

### ➤ Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections** , On clique sur la listed'ajout de sections et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire.

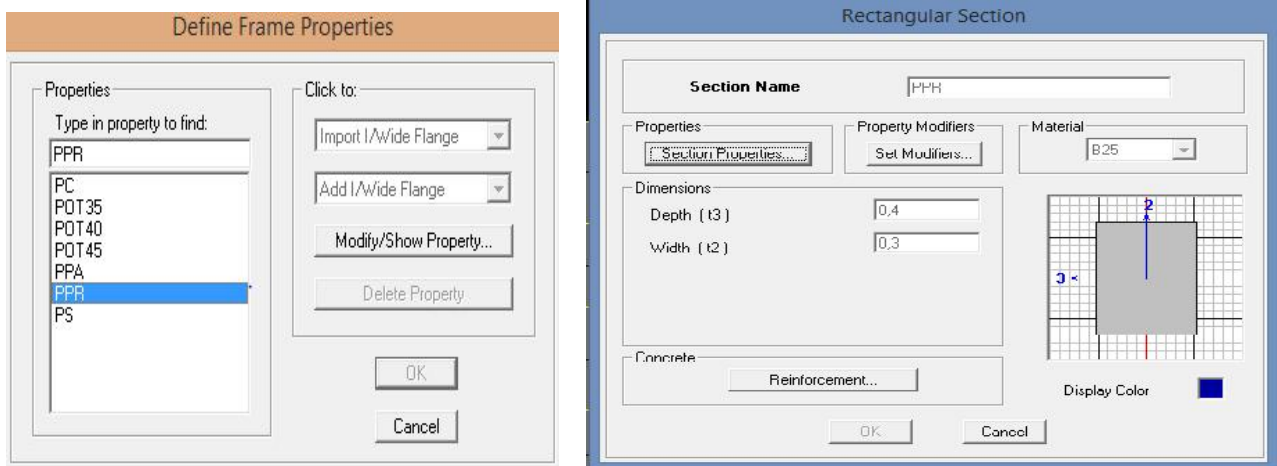


Figure IV-1-5 : Dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre 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'inertie, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

## Chapitre IV Modélisation et vérification de la structure

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **surfaciens**(voile, plancher)

On choisit le menu :

**Define**⇒**wall/slab/decksection**⇒**Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

**Define**⇒**wall/slab/decksection**⇒**Add new deck** pour le dimensionnement du plancher

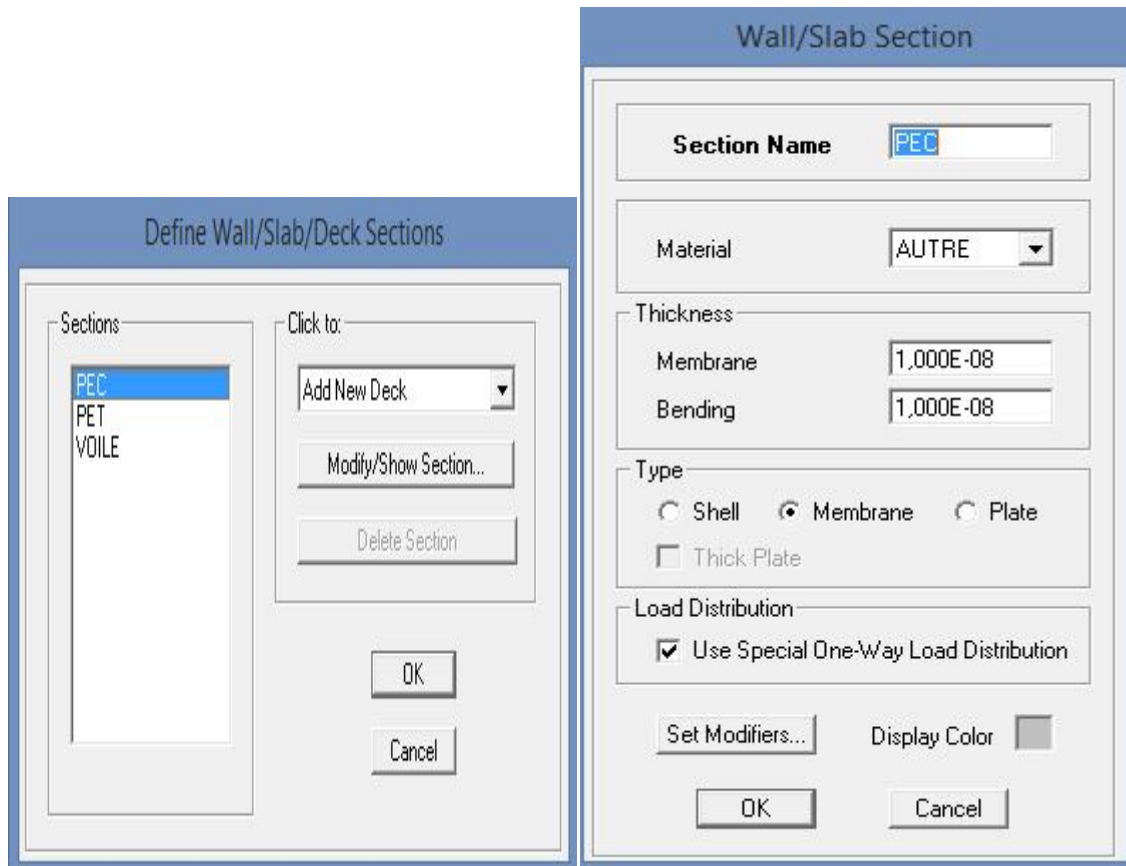


Figure IV-1-6 : Dimensionnement des voiles

### ) Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :



#### Pour les poteaux :

On clique sur le bouton

Une fenêtre s'affiche (*properties of object*) → *None* → on choisit le nom de la section

(pot30 30 par exemple) on valide

### **Pour les poutres et les voiles:**

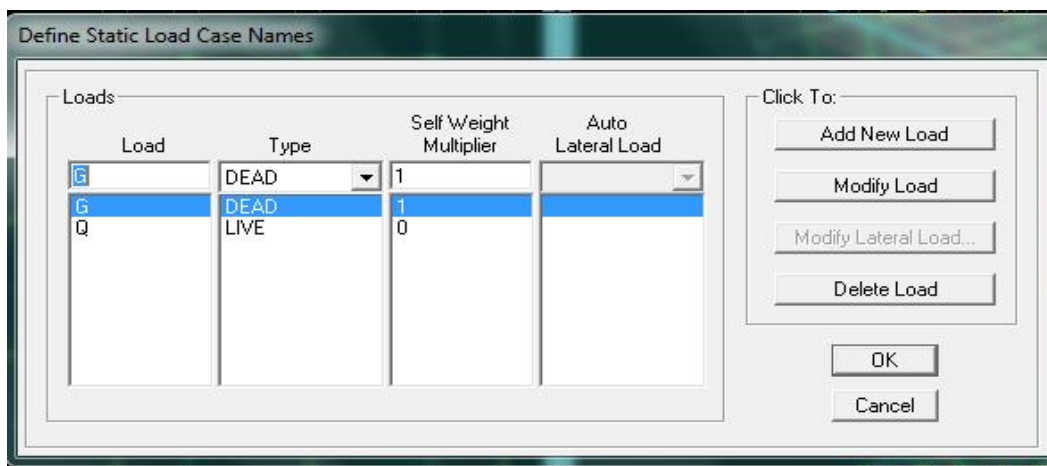
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :

#### ➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### ) **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **StaticLoadCases**



**Figure IV-1-7 : Définition des charges G et Q**

#### ) **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 maximale d'accélération [(Sa/g) Accélération spectrale] 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**
- **Groupe d'usage: 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coefficient de comportement: R=4.** (Contreventée par voile)
- **Remplissage: Dense**
- **Site: S3** (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q):**  $Q=1+\sum Q$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône: 

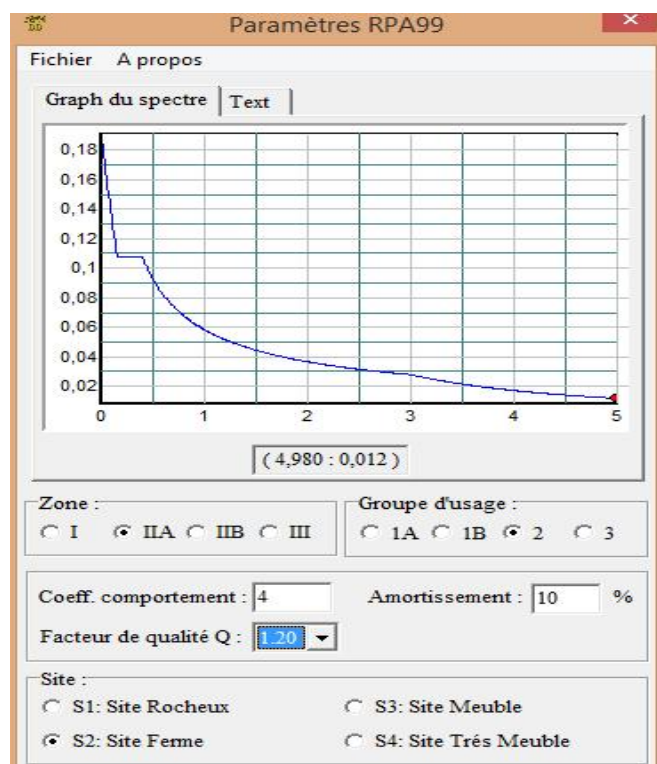


Figure IV-1-8 : Le spectre de réponse

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

**Define** ⇒ **Response Spectrum Functions** ⇒ **Add Spectrum from file**

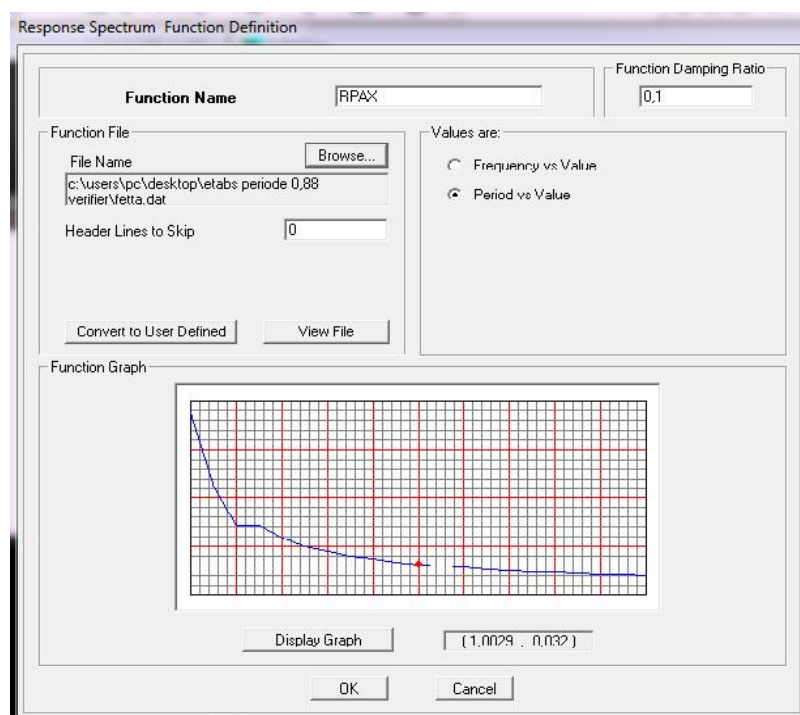
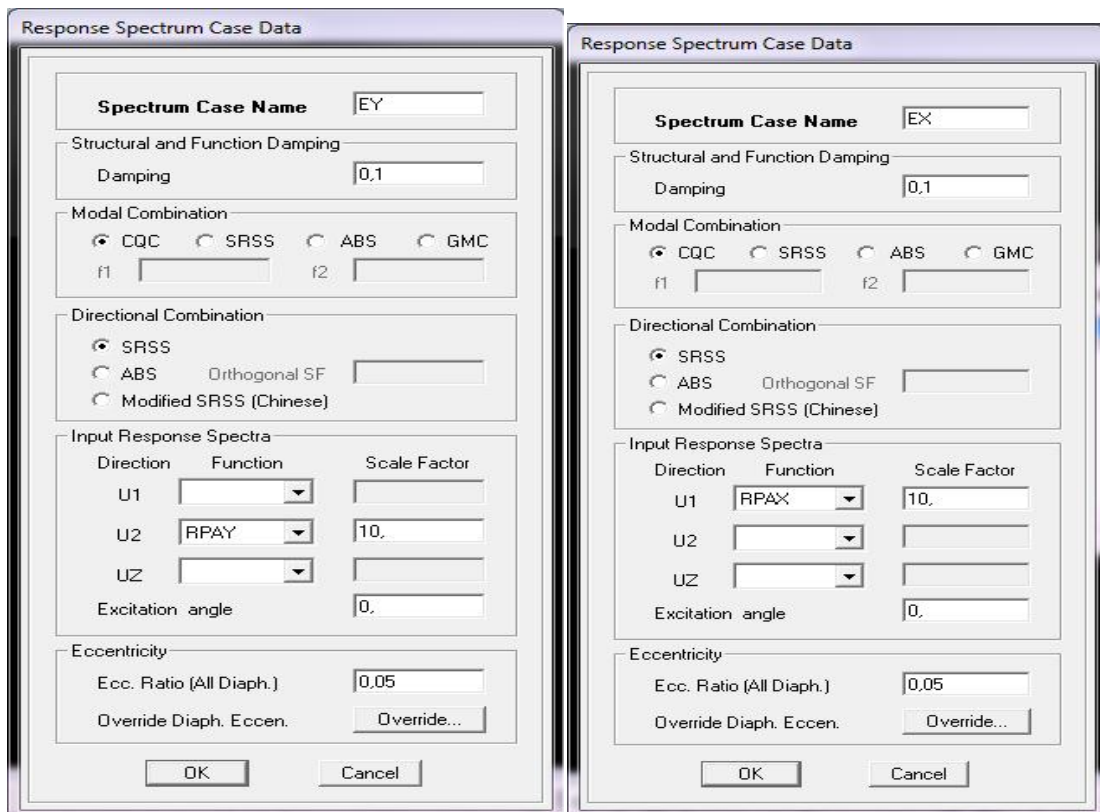
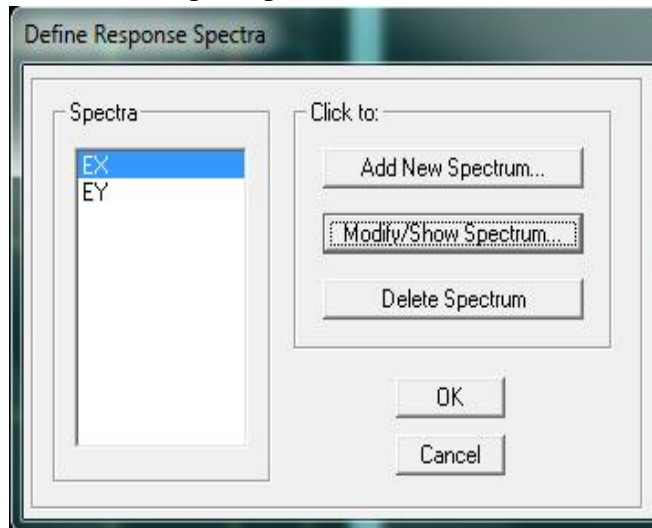


Figure IV.1.9 : Introduction du spectre de réponse

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement  $E_x$  et  $E_y$  (séisme), pour cela on clique sur:

**Define Reponses spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum** (ou )

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont  $U_1$  et  $U_2$ .



**Figure IV-1-10 : Définition du chargement  $E_x$  et  $E_y$  (séisme)**

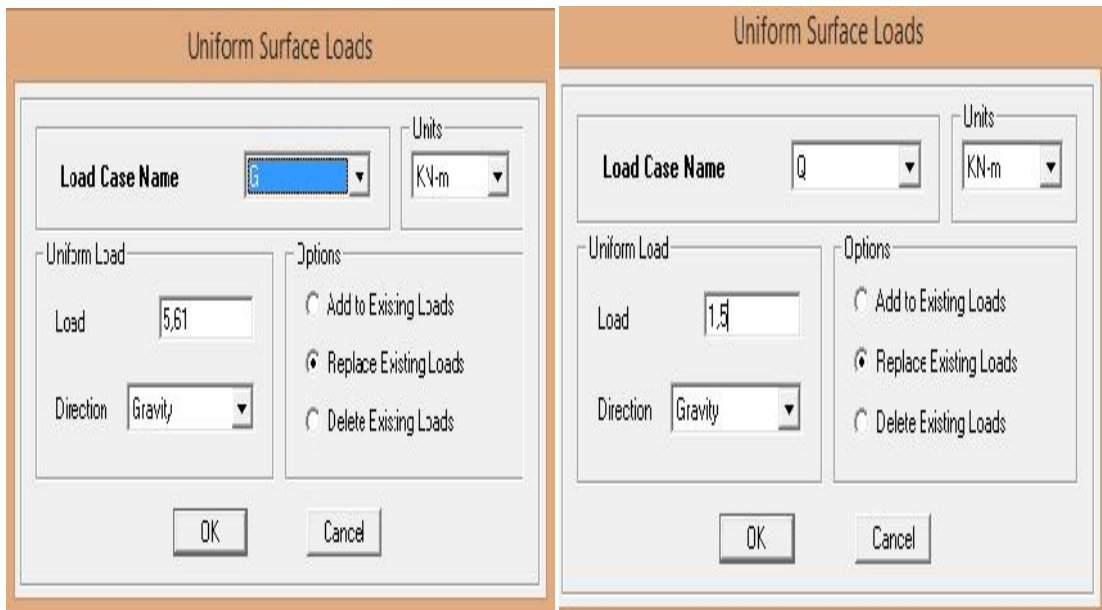
### ➤ Cinquième étape:

Chargement du planche

#### ) Etapes du chargement :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

**Assign** ⇒ **Shell/Area loads** ⇒ **Uniform...ousur**



**Figure IV-1-11 : Chargement du plancher**

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

### ➤ Sixième étape:

#### ) Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont:

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):**

**ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS**:  $G + Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA:**

**GQ E**:  $G + Q \pm E$

**0,8GE**:  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** ⇒ **load Combinations** ⇒ **Add New Combo** ou



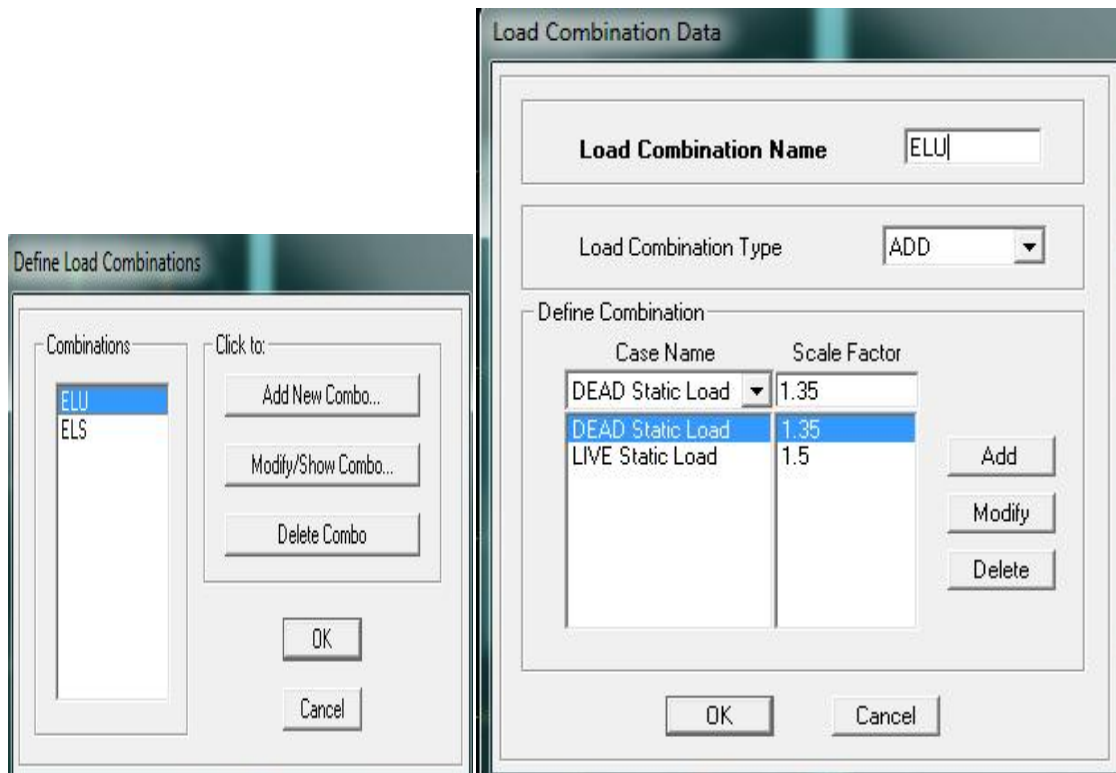


Figure IV-1-12 : Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

➤ **Septième étape :**

) **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):**

▪ **Appuis:**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur:

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints** ou 



Figure IV-1-13 : Encastrement des appuis

### ▪ Mass-Source :

Introduire la masse sismique  $G+0,2Q$  par: **Define** ⇒ **Mass source**

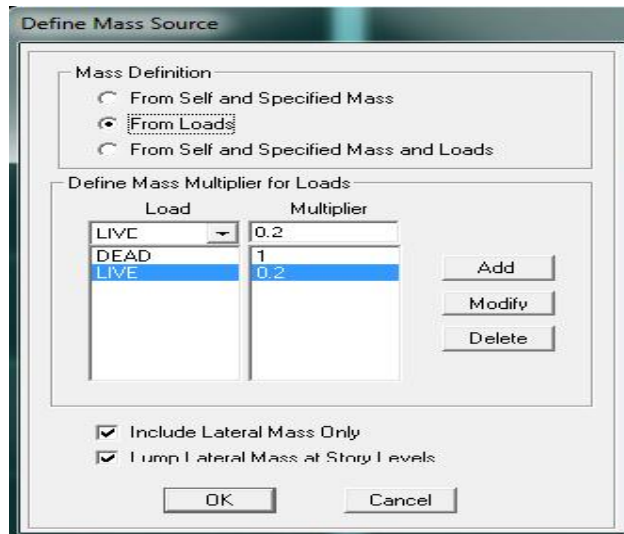


Figure IV-1-14 : La combinaison du poids (G+0,2)

### ) Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs 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.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm**

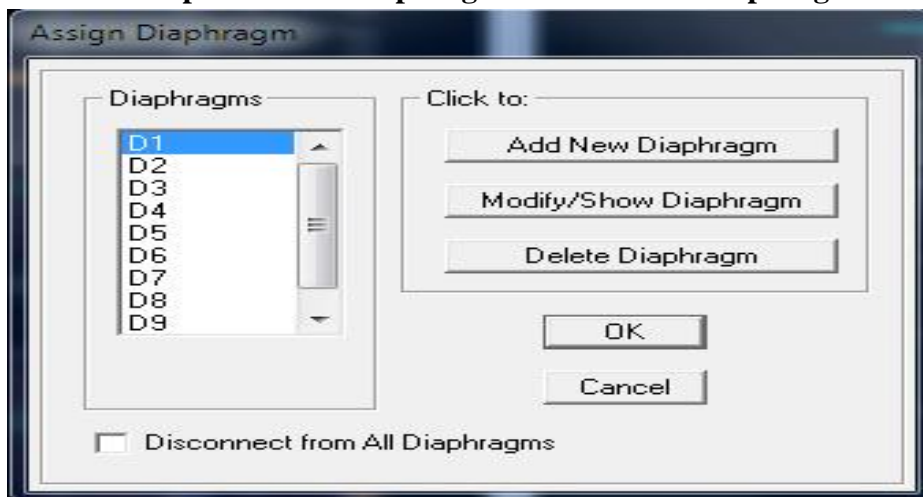


Figure IV-1-15 :le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

### ➤ Huitième étape :

#### ) Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze** ⇨ **Run Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

#### ) Période et participation modale:

Dans la fenêtre **Display** ⇨ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

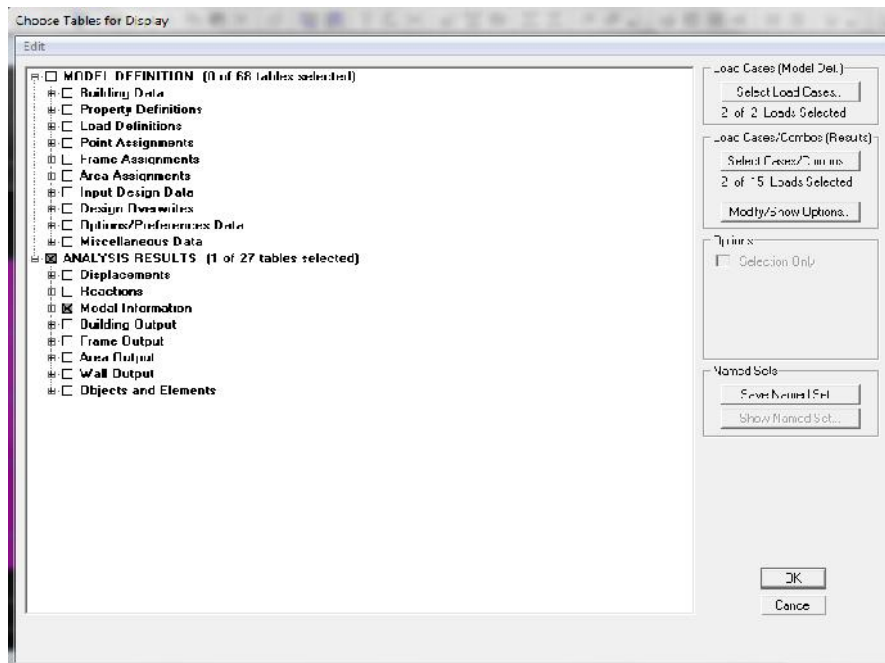



Figure IV-1-16: Choix des tableaux à afficher

#### ) Déformée de la structure:

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

#### ) Diagramme des efforts internes:

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Memberforces/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** ⇨ **frame out put** 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**

- **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.

- **Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles,  **Out put** on clique sur «**Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **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 **U<sub>x</sub>** correspond au sens xx, et **U<sub>y</sub>** au sens yy,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche «**BaseReactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit « **EX ou EY** »  
**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 3DView** et on sélectionne le plan XZ Dans **Display** on clique sur **Show DeformedShape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY** .Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **DrawSection Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

**Remarque :** En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et en désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

### IV.2 Vérification des conditions de RPA:

#### IV.2.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

#### IV.2.2 Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans 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. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,897336	70,0529	0,0452	0,0000	70,0529	0,0452	0,0000
2	0,796305	0,0059	70,4946	0,0000	70,0587	70,5398	0,0000
3	0,703915	2,9351	0,6816	0,0000	72,9938	71,2215	0,0000
4	0,254277	14,5170	0,0029	0,0000	87,5108	71,2244	0,0000
5	0,215585	0,0099	15,7292	0,0000	87,5207	86,9536	0,0000
6	0,181404	0,0071	0,0194	0,0000	87,5278	86,9730	0,0000
7	0,118991	5,7994	0,0124	0,0000	93,3272	86,9854	0,0000
8	0,096448	0,0193	6,2435	0,0000	93,3464	93,2288	0,0000
9	0,078945	0,0087	0,0019	0,0000	93,3552	93,2308	0,0000
10	0,070154	3,0237	0,0104	0,0000	96,3789	93,2411	0,0000
11	0,055759	0,0139	3,1936	0,0000	96,3928	96,4347	0,0000
12	0,047387	1,6691	0,0068	0,0000	98,0619	96,4416	0,0000

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,897336	70,0529	0,0452	0	70,0529	0,0452	0
2	0,796305	0,0059	70,4946	0	70,0587	70,5398	0
3	0,703915	2,9351	0,6816	0	72,9938	71,2215	0
4	0,254277	14,517	0,0029	0	87,5108	71,2244	0
5	0,215585	0,0099	15,7292	0	87,5207	86,9536	0
6	0,181404	0,0071	0,0194	0	87,5278	86,973	0
7	0,118991	5,7994	0,0124	0	93,3272	86,9854	0
8	0,096448	0,0193	6,2435	0	93,3464	93,2288	0
9	0,078945	0,0087	0,0019	0	93,3552	93,2308	0
10	0,070154	3,0237	0,0104	0	96,3789	93,2411	0
11	0,055759	0,0139	3,1936	0	96,3928	96,4347	0
12	0,047387	1,6691	0,0068	0	98,0619	96,4416	0

**Tableau IV-2-1 : participation massique.**

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 7 (93,327 90%).  
 Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 8 (93 ,228 90%).

### IV.2.3 Etude de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS version 9.6.0

#### Sens x-x :

Section Cutting Line Projected Coordinates:

Start Point	X: -2.0000	Y: 0
End Point	X: 26.9419	Y: 0

Resultant Force Location and Angle:

X	Y	Z	Angle
12.166	1.0020	0.	100

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces:

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	2005.0104	05.0025	051.0792
Moment	0.	0.	0.	9773.0071	39678.08	28510.425

On a 3308,6287 → 100%  
 2885,0135 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2,0}{3,6} \times 100 = 87\%$$

Donc :

Effort repris par les voiles=87%

Effort repris par les portiques=13%

#### Sens y-y

Section Cutting Line Projected Coordinates:

Start Point	X: 3.7388	Y: 0
End Point	X: 26.4771	Y: 0

Resultant Force Location and Angle:

X	Y	Z	Angle
11.3691	1.402	0.	0.

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces:

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	04.0000	3553.1097	1690.5076
Moment	0.	0.	0.	50271.384	2923.9954	9603.5901

On a  $3557,8574 \longrightarrow 100\%$

$3232,8821 \longrightarrow X$

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3232,8821 \times 1}{3557,8574} = 90\%$$

Donc :

Effort repris par les voiles = **90%**

Effort repris par les portiques = **10%**

**Le système est contreventé par voile donc R=4**

### IV.2.4 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la formule empirique appropriée.

$$V_t \geq 0.80 V \quad (\text{Art 4.3.6 de RPA})$$

V<sub>t</sub>: Effort tranchant à la base de la structure (Tirer des résultats de l'ETABS)

RDC	EX	Top	0,00	3226,61	88,68	34936,329	1552,429	54765,874
RDC	EX	Bottom	0,00	3226,61	88,68	34936,329	1808,357	64079,223
RDC	EY	Top	0,00	88,58	3480,25	47237,451	59707,633	1421,161
RDC	EY	Bottom	0,00	88,58	3480,25	47237,451	69796,547	1679,737
RDC	POIDS	Top	46421,97	0,00	0,00	0,000	465328,909	-557844,861
RDC	POIDS	Bottom	47963,21	0,00	0,00	0,000	479644,597	-576488,932
SSOL	EX	Top	0,00	3308,63	91,72	35920,021	1808,357	64079,223
SSOL	EX	Bottom	0,00	3308,63	91,72	35920,021	2159,238	76872,122
SSOL	EY	Top	0,00	91,72	3557,86	48422,268	69796,547	1679,737
SSOL	EY	Bottom	0,00	91,72	3557,86	48422,268	83622,298	2034,873
SSOL	POIDS	Top	51609,68	0,00	0,00	0,000	512257,914	-620221,449
SSOL	POIDS	Bottom	53705,72	0,00	0,00	0,000	531094,062	-645525,721

### A) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

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

**A** : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D**: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

**W** : poids de la structure.

) **Application :**

## Chapitre IV Modélisation et vérification de la structure

**A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

On a : zone II et groupe d'usage c'est 2  $\longrightarrow$  **A = 0,15**

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

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

**T2 période caractéristique**, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau IV-1 : Valeurs de T1 et T2**

T<sub>2</sub>(S<sub>3</sub>) = 0,5 sec

**: Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :  $= \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$  **0.7**

## Chapitre IV Modélisation et vérification de la structure

Où  $\zeta$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement voiles donc on prend :  $\zeta=10\%$

D'où  $\gamma = 0.76 > 0.7$

### Estimation de la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = m \left( C_T h_N^{3/4}, \frac{0.0 h_N}{L} \right)$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas  $C_T=0.05$

)] Suivant x-x

$$T = \min(0.05 \times 34.68^{3/4}; \frac{0.0 \times 3.6}{2.2}) = \min(0.71; 0.63) = 0.63$$

$$D'ou : D_x = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.6}\right)^{2/3} = 1.63$$

**$D_x=1.63$**

)] Suivant y-y

$$T = \min(0.05 \times 34.68^{3/4}; \frac{0.0 \times 3.6}{1.5}) = \min(0.71; 0.70) = 0.70$$

$$D'ou : D_x = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.7}\right)^{2/3} = 1.52$$

**$D_y=1.52$**

**R** : coefficient de comportement global de la structure, pour une structure en béton armé à contreventement par voiles  $\longrightarrow$  **R=4**

**Calcul du facteur de qualité « Q » :**

Est donné par la formule suivante :  $Q = \frac{1}{6} P_q + 1$

Critère q	observé	$P_q$
<b>1. condition minimal sur les files de contreventement.</b>	NON	0.5
<b>2. redondance en plan.</b>	NON	0.5
<b>3. régularité en plan.</b>	NON	0.5
<b>4. régularité en élévation.</b>	NON	0.5
<b>5-contrôle de la qualité des matériaux</b>	OUI	0
<b>6- contrôle de la qualité de l'exécution</b>	OUI	0
<b>Q= 1.2</b>		

**Tableau IV-2: facteur de qualité de la structure**

**W**: poids de la structure.

## Chapitre IV Modélisation et vérification de la structure

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$  où  $W_T = W_i$

$W_{Gi}$ : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

$W_{Qi}$ : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

$\gamma$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation :  $\gamma = 0.20$ .

$W = 53705,72 \text{ KN}$

) **Calcul de l'effort tranchant à la base :**

Story	Load	Loc	P	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>
RDC RB	EX	Bottom	0	3308,63	91,72
RDC RB	EY	Bottom	0	3557,86	3557,86

Sens	V <sub>calculé</sub> (KN)	0.8 × V <sub>calculé</sub>	V <sub>ETABS</sub>	condition
x-x	3939,31	3151,45	3308,63	CV
y-y	3557,86	2938,77	3557,86	CV

**Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.**

### IV.2.5 Vérification des déplacements relatifs:

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$U_K = R \times U_{eK} \text{ (formule 4-19 de RPA)}$$

**Avec :**

$U_{eK}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$U_k = U_k - U_{k-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 99).}$$

Story	U <sub>X</sub> (m)	U <sub>k</sub> =U <sub>k</sub> -U <sub>k-1</sub>	U <sub>Y</sub> (m)	U <sub>k</sub> =U <sub>k</sub> -U <sub>k-1</sub>	1%h(m)	condition
ET9	0,0237	0,0021	0,0206	0,0017	0.0306	CV
ET8	0,0216	0,002	0,0189	0,0019	0.0306	CV
ET7	0,0196	0,0021	0,017	0,0021	0.0306	CV
ET6	0,0175	0,0024	0,0149	0,0022	0.0306	CV
ET5	0,0151	0,0025	0,0127	0,0022	0.0306	CV
ET4	0,0126	0,0026	0,0105	0,0022	0.0306	CV
ET3	0,01	0,0025	0,0083	0,0022	0.0306	CV
ET2	0,0075	0,0024	0,0061	0,002	0.0306	CV
ET1	0,0051	0,0022	0,0041	0,0018	0.0306	CV
RDC	0,0029	0,0018	0,0023	0,0014	0.0306	CV
SSOL	0,0011	0,0011	0,0009	0,0009	0.0408	CV

**Tableau IV-2-2 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.**

➤ **Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$U_{Max} = f = \frac{h_t}{5}$$

Avec : f : la flèche admissible.

$h_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

) **Suivant Ex :**

$$U_{Max} = 0,0237m \quad f = \frac{h_t}{5} = \frac{3,6}{5} = 0,0693m \text{ Condition vérifiée.}$$

) **Suivant Ey :**

$$U_{Max} = 0,0206m \quad f = \frac{H}{5} = \frac{3,6}{5} = 0,0693m \text{ Condition vérifiée.}$$

### IV.2.6 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7)

On doit vérifier que :  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
SSOL	DSSOL	12,03	8,866	12,03	8,866	12,087	8,97
RDC	DRDC	12,03	9,49	12,03	9,49	12,077	9,022
ET1	DET1	12,025	9,903	12,025	9,903	12,114	9,439
ET2	DET2	12,025	9,916	12,025	9,916	12,149	9,797
ET3	DET3	12,026	9,929	12,026	9,929	12,177	10,076
ET4	DET4	12,026	9,929	12,026	9,929	12,2	10,301
ET5	DET5	12,026	9,941	12,026	9,941	12,219	10,492
ET6	DET6	12,026	9,953	12,026	9,953	12,235	10,645
ET7	DET7	12,026	9,953	12,026	9,953	12,249	10,771
ET8	DET8	12,026	9,96	12,026	9,96	12,261	10,877
ET9	DET9	12,016	9,53	12,016	9,992	12,27	10,959

**Sens x-x :**  $L_x = 24,45 \text{ m}$

Story	Diaphragm	$X_{CM}$	$X_{CR}$	$ X_C - X_{CM} $	5% $L_x$	condition
SSOL	DSSOL	12,03	12,087	0,057	1,222	CV
RDC	DRDC	12,03	12,077	0,047	1,222	CV
ET1	DET1	12,025	12,114	0,089	1,222	CV
ET2	DET2	12,025	12,149	0,124	1,222	CV
ET3	DET3	12,026	12,177	0,151	1,222	CV
ET4	DET4	12,026	12,2	0,174	1,222	CV
ET5	DET5	12,026	12,219	0,193	1,222	CV
ET6	DET6	12,026	12,235	0,209	1,222	CV
ET7	DET7	12,026	12,249	0,223	1,222	CV
ET8	DET8	12,026	12,261	0,235	1,222	CV
ET9	DET9	12,016	12,27	0,254	1,222	CV

**Tableau IV-2-3 : vérification de l'excentricité suivant x-x**

**Sens y-y :**  $L_y = 19,60 \text{ m}$

Story	Diaphragm	$Y_{CCM}$	$Y_{CR}$	$ Y_C - Y_{CM} $	5% $L_y$	condition
SSOL	DSSOL	8,866	8,97	0,104	0,980	CV
RDC	DRDC	9,49	9,022	0,468	0,980	CV
ET1	DET1	9,903	9,439	0,464	0,980	CV
ET2	DET2	9,916	9,797	0,119	0,980	CV
ET3	DET3	9,929	10,076	0,147	0,980	CV
ET4	DET4	9,929	10,301	0,372	0,980	CV
ET5	DET5	9,941	10,492	0,551	0,980	CV
ET6	DET6	9,953	10,645	0,692	0,980	CV
ET7	DET7	9,953	10,771	0,818	0,980	CV
ET8	DET8	9,96	10,877	0,917	0,980	CV
ET9	DET9	9,992	10,959	0,967	0,980	CV

**Tableau IV-2-4 : vérification de l'excentricité suivant x-x**

### IV.2.7 Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\delta$ ).

$$\theta_k = \frac{P_k \delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

**Tel que :**

$\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1 - \theta_k)$ .

$\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**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».

$\delta_k$ : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau «K-1».

$h_K$ : hauteur de l'étage «K».

Story	Load	Loc	P
ET9	POIDS	Bottom	4648,08
ET8	POIDS	Bottom	9333,35
ET7	POIDS	Bottom	14018,63
ET6	POIDS	Bottom	18703,9
ET5	POIDS	Bottom	23535,48
ET4	POIDS	Bottom	28367,06
ET3	POIDS	Bottom	33198,64
ET2	POIDS	Bottom	38196,03
ET1	POIDS	Bottom	43193,43
RDC	POIDS	Bottom	47963,21
SSOL	POIDS	Bottom	53705,72

Sens x-x :

Story	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	k <sub>x</sub> (m)	V <sub>kx</sub> (m)	k <sub>x</sub>	condition
ET9	4648,08	3.06	0,0021	603,41	0,0052	CV
ET8	9333,35	3.06	0,002	1122,45	0,0054	CV
ET7	14018,63	3.06	0,0021	1544,39	0,0062	CV
ET6	18703,9	3.06	0,0024	1901,57	0,0077	CV
ET5	23535,48	3.06	0,0025	2212,21	0,0086	CV
ET4	28367,06	3.06	0,0026	2488,15	0,0096	CV
ET3	33198,64	3.06	0,0025	2727,03	0,0099	CV
ET2	38196,03	3.06	0,0024	2935,29	0,010	CV
ET1	43193,43	3.06	0,0022	3104,74	0,010	CV
RDC	47963,21	3.06	0,0018	3226,61	0,0087	CV
SSOL	53705,72	4.08	0,0011	3308,63	0,0043	CV

**Tableau IV-2-5:** Justification vis A vis de l'effet P- sens x-x.

Sens y-y

Story	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	k <sub>y</sub> (m)	V <sub>ky</sub> (m)	k <sub>y</sub>	condition
ET9	4648,08	3.06	0,0017	656,53	0,0039	CV
ET8	9333,35	3.06	0,0019	1225,75	0,0047	CV
ET7	14018,63	3.06	0,0021	1681,9	0,0057	CV
ET6	18703,9	3.06	0,0022	2073,78	0,0064	CV
ET5	23535,48	3.06	0,0022	2413,47	0,0070	CV
ET4	28367,06	3.06	0,0022	2709,73	0,0075	CV
ET3	33198,64	3.06	0,0022	2966,02	0,0080	CV
ET2	38196,03	3.06	0,002	3180,08	0,0078	CV
ET1	43193,43	3.06	0,0018	3353,94	0,0075	CV
RDC	47963,21	3.06	0,0014	3480,25	0,0063	CV
SSOL	53705,72	4.08	0,0009	3557,86	0,0033	CV

**Tableau IV-2-6:** Justification vis A vis de l'effet P- sens y-y.

### IV.2.8 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c} \leq 0.3$$

Avec :

## Chapitre IV Modélisation et vérification de la structure

---

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$ : l'aire (section brute) de la section de béton.

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

) **Pour les poteaux de (45×45) :**

$N_d = 1289 \text{ KN}$

$$V = \frac{1 \times 1^3}{4} = 0.25 < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

) **Pour les poteaux de (40×40) :**

$N_d = 727,3 \text{ KN}$

$$V = \frac{7,3 \times 1^3}{4} = 0.18 < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

) **Pour les poteaux de (35×35) :**

$N_d = 382,6 \text{ KN}$

$$V = \frac{3,6 \times 1^3}{3} = 0.125 < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normaux au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

# CHAPITRE V:

## Ferraillage des éléments

## V.1) Ferrailage des poteaux :

### V.1.1) Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

	Fe (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_c$	$F_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

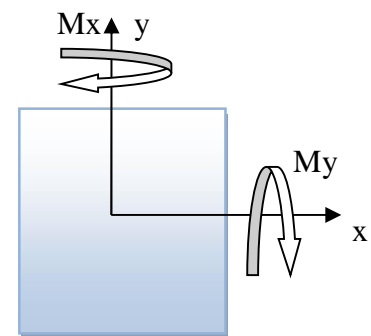
**Tableau V-1-1** : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ) Effort normal maximal et le moment correspondant :  $N_{max} - M_{corr}$
- ) Effort normal minimal et le moment correspondant :  $N_{min} - M_{corr}$
- ) Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant :  $M_{max} - N_{corr}$

$M_x$  : Moment du poteau dans le sens longitudinal

$M_y$  : Moment du poteau dans le sens transversal



**Figure V-1-1** : Les moments dans les poteaux.

### V.1.2) Combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

**BAEL91/modifiée99 :**

**ELU** :  $1.35G + 1.5Q$

**ELS** :  $G + Q$

**RPA99/modifiée2003 :**

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

**V.1.3) Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS .

**V.1.4) Recommandation du RPA 99/Version 2003 :****A) Armatures longitudinales :**

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

Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est  $L_R = 40 \lambda$  .

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$(h_1 ; b_1)$  : section du poteau

$h_e$  : hauteur d'étage

**) Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

**Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8%  $b \times h$  en zone IIa :**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

**) Ferrailage maximal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

**Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6%  $b \times h$  :**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

**Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%  $b \times h$  :**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal : $A_{min} = 0.008 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante : $A_{max} = 0.04 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
Poteau (45 ×45) :	16.2	121.5	81
Poteau (40 ×40) :	12.8	96.0	64
Poteau (35 ×35) :	9.8	73.5	49

**Tableau V-1-2 : Récapitulatif des sections d’acier recommandées par RPA**

**B) 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 et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

**A<sub>t</sub>**: section d’armature transversale.

**V<sub>u</sub>**: effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>**: contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale **f<sub>e</sub> = 400Mpa**.

**ρ<sub>a</sub>**: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :  $\rho_a = 2.5$  si l’élancement géométrique:  $g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  si l’élancement géométrique:  $g < 5$ .

**λ<sub>g</sub>** : L’élancement géométrique du poteau.

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(10 \phi_1; 15cm)$  en zone nodale.

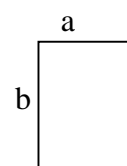
$S_t \leq 15 \phi_1$  en zone courante.

$\phi_1$  : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**La quantité d’armatures transversales minimale :**

$\frac{A}{b \times S}$  en %, elle est donnée comme suit :

Si  $g \geq 5 \longrightarrow 0.3\%$



Si  $g \geq 3 \longrightarrow 0.8\%$

Si  $3 < g < 5$  Par interpolation entre les valeurs précédentes

$$g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

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

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l<sub>f</sub>** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 **l<sub>minimum</sub>**.

**V.1.5) Calcul des armatures à l'ELU :**

**A) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants pour la détermination des armatures longitudinales :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

**B) Ferrailage d'une section rectangulaire à la flexion composée :**

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

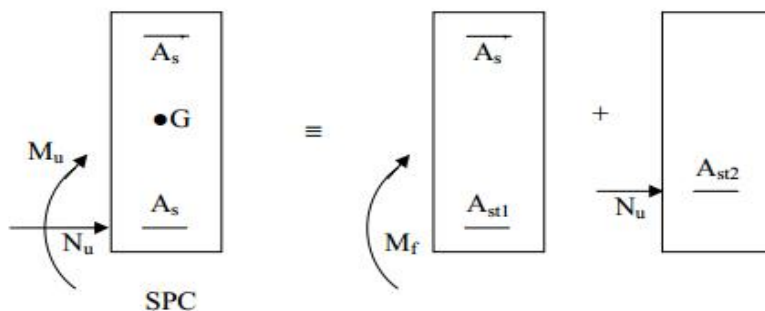
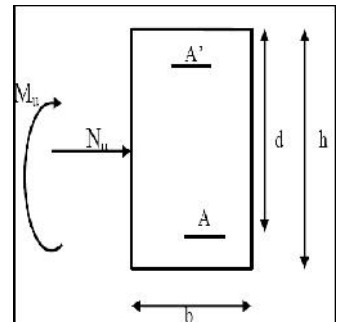
**a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c)Nu - M_f = \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right)bh^2 f_b$$

Avec :

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif et  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$



**Figure V-1-2:** Section d'un poteau SPC.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :  $f_{bc} = \frac{0.8 f_c}{\theta \gamma_D} = \frac{0.8 \times 2}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

Si :  $\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).  
 $\mu \xrightarrow{\text{tableau}}$

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \sigma_s}; A' = 0$$

D'où la section réelle d'armatures est  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

Si :  $\mu > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

Et on calcul:

$$M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \sigma_s} + \frac{M}{(d-c) \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{M}{(d-c) \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$$

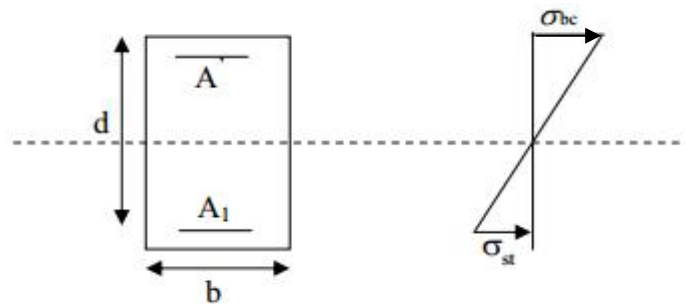


Figure V-1-3 Distribution des contraintes.

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

D'où La section réelle d'armatures est  $A_s' = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$(d - c')N_u - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2 f_b$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si :  $(0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2 f_b < (d - c')N_u - M_f < (0.5 - \frac{c}{h})bh^2 f_b$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N-1}{1} \cdot \frac{\Psi b \cdot h \cdot f_b}{\sigma_s}; A_2 = 0$$

Avec : 
$$= \frac{0.3 + \frac{N(d-c')-1}{1} \cdot \frac{M_u}{b \cdot h^2 \cdot f_b}}{0.8 - \frac{c'}{h}} \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et M en (N.m)}$$

$$Si : (d - c)Nu - Mf \quad (0.5 - \frac{c}{h})bh^2 f_b$$

) **Les sections d'armatures sont :**

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5c) \cdot b \cdot h \cdot f_b}{(d - c) s} ; A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_b}{s} - A_1$$

Si :  $e = \frac{M}{N} = 0$  (excentricité est nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B \cdot f_b}{s}$

Avec :

**B** : Aire de la section du béton seul.

**$\sigma_s$**  : Contrainte de l'acier.

**Remarque :** Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- ) **Zone I** : S/S, RDC, 1er et 2<sup>ème</sup> étage.
- ) **Zone II** : Du 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.
- ) **Zone III** : Du 6<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

#### V.1.6) Calcul du ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	e	(h/2-c)	Obs	Asc (sup) (cm <sup>2</sup> )	Ast (inf) (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (45x45)</b>	N <sub>max</sub> = 1662.9	M <sub>corr</sub> = 23.288	0.014	0.195	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 0.55	M <sub>corr</sub> = 15.596	28.35	0.195	SPC	0	1.07
	N <sub>corr</sub> = 325.15	M <sub>max</sub> = 124.63	0.383	0.195	SPC	0	4.87
<b>Zone II (40x40)</b>	N <sub>max</sub> = 883.96	M <sub>corr</sub> = 8.545	0.009	0.170	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 0.4	M <sub>corr</sub> = 16.625	41.56	0.170	SPC	0	1.3
	N <sub>corr</sub> = 212.93	M <sub>max</sub> = 110.564	0.519	0.170	SPC	0	6.68
<b>Zone III (35x35)</b>	N <sub>max</sub> = 483.73	M <sub>corr</sub> = 7.808	0.016	0.145	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = 0.2	M <sub>corr</sub> = 0.435	2.175	0.145	SPC	0	0.04
	N <sub>corr</sub> = 115.6	M <sub>max</sub> = 75.415	0.652	0.145	SPC	0	5.92

**Tableau V-1-3:** Ferrailage des poteaux

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
(45×45)	16.2	20.60	4HA20+4HA16
(40×40)	12.8	14.20	4HA16+4HA14
(35×35)	9.8	10.68	4HA14+4HA12

**Tableau V-1-4 :** Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

### V-1-7) Les vérifications à l'ELU :

#### A) Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \bar{\tau}_b = \tau_b \times f_{c2}$$

Avec :

$\tau_b$  : Contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

$$\begin{cases} g \geq 5 \longrightarrow \tau_b = 0.075 \\ g < 5 \longrightarrow \tau_b = 0.040 \end{cases}$$

$f_{c2} = 25 \text{ MPa}$

$g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad g = \frac{L_f}{b}$$

$L_f$  : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.707 L_0$$

$L_0$  : La hauteur libre du poteau

Niveau	V <sub>u</sub> (KN)	b (cm)	d (cm)	g	ρ <sub>a</sub>	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Vérification
S-SOL	83.18	45	42	6.41	0.075	0.440	1.875	OK
RDC ; 1 ; 2	83.18	45	42	4.81	0.040	0.440	1	OK
3 ; 4 ; 5	73.83	40	37	5.40	0.075	0.498	1.875	OK
6 ; 7 ; 8 ; 9	49.01	35	32	6.18	0.075	0.437	1.875	OK

Tableau V-1-5. : Vérification au cisaillement

**B) Longueur d'ancrage :**

$$L_s = \frac{f_e}{4 s} ; s = 0.6 \frac{2}{s} f_{t_c} ; f_{t_c} = 0.6 + 0.06 f_c$$

s = 1.5 Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{HA20} \quad L_s = \frac{f_e}{4 s} = \frac{2 \times 4}{4 \times 2.8} = 70.55 \text{ cm}$$

$$\text{HA16} \quad L_s = \frac{f_e}{4 s} = \frac{1.6 \times 4}{4 \times 2.8} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{HA14} \quad L_s = \frac{f_e}{4 s} = \frac{1.4 \times 4}{4 \times 2.8} = 49.39 \text{ cm}$$

$$\text{HA12} \quad L_s = \frac{f_e}{4 s} = \frac{1.2 \times 4}{4 \times 2.8} = 42.33 \text{ cm}$$

**C) La longueur minimale de recouvrement selon le RPA est : L = 40****Pour les HA20 :**

$$L_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$$

**Pour les HA16 :**

$$L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

**Pour les HA14 :**

$$L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

**Pour les HA12 :**

$$L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

**D) Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

**a) Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

Le diamètre des armatures transversales « t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$t = \frac{1}{3} L^{\max} = \frac{2}{3} = 6.67 \text{ mm. Soit : } t = 8 \text{ mm}$$

$\theta_L^{\max}$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales (20 mm)

**b) Calcul des espacements des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).**

) **En zone nodale :**

$$S_t = \text{Min} (10 \phi_t^m, 15 \text{ cm}) = \text{Min} (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm}$

) **En zone courante :**

$$S_t = 15 \phi_t^m = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :

$\phi_t^m$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales (12 mm)

**c) Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

$$\rho_1 = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique: } g \geq 5$$

$$\rho_1 = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique: } g < 5$$

**d) Elancement géométrique du poteau :**

L'élançement géométrique ( $g$ ) est donné par la relation :

$$g = \frac{L}{a} = \frac{L}{b} ; \text{ avec : } a = b$$

Tel que :  $L_f = 0.707 l_0$

$L_f$  : longueur de flambement du poteau

$l_0$  : longueur libre du poteau

Avec :  $l_0 = 408 \text{ cm}$  pour le S – Sol.

$l_0 = 306 \text{ cm}$  pour le RDC et les autres étages.

La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A}{b \times S}$  en % est donnée comme suit :

Si  $g \geq 5$ : 0.3%

Si  $g \geq 3$ : 0.8%

Si  $3 < g < 5$  Par interpolation entre les valeurs précédentes

**Poteau (35×35) :**

$$g = \frac{L}{a} = \frac{0.70}{a} u = \frac{0.7 \times 3}{3} = 6.18 ; g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0035 \times 35 \times 10 = 1.225 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0035 \times 35 \times 15 = 1.837 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 4 \cdot 0}{3 \times 4} \times 10 = 0.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 4 \cdot 0}{3 \times 4} \times 15 = 1.31 \text{ cm}^2$$

**Poteau (40×40) :**

$$g = \frac{L}{a} = \frac{0.7}{a} l_0 = \frac{0.7 \times 3}{4} = 5.41 ; g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.004 \times 40 \times 10 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.004 \times 40 \times 15 = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 7 \cdot 8}{4 \times 4} \times 10 = 1.153 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 7 \cdot 8}{4 \times 4} \times 15 = 1.730 \text{ cm}^2$$

**Poteau (45×45) : (RDC ;1 ;2)**

$$g = \frac{L}{a} = \frac{0.70}{a} u = \frac{0.7 \times 3}{4} = 4.807 \text{ Par interpolation } \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.35\% ; a = 3.75$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0035 \times 45 \times 10 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0035 \times 45 \times 15 = 2.362 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3.7 \times 8 \cdot 1}{4 \times 4} \times 10 = 1.732 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3.7 \times 8 \cdot 1}{4 \times 4} \times 15 = 2.599 \text{ cm}^2$$

**Poteau (4 × 4 ) : (S-Sol)**

$$g = \frac{L}{a} = \frac{0.7}{a} l_0 = \frac{0.7 \times 4}{4} = 6.41 \Rightarrow g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 8 \cdot 1}{4 \times 4} \times 10 = 1.155 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 8 \cdot 1}{4 \times 4} \times 15 = 1.732 \text{ cm}^2$$

### Sections des armatures transversale

	45x45		40x40	35x35
	S-Sol	RDC ;1 ;2	3 ;4 ;5	6 ;7 ;8 ;9
Efforts tranchants (KN)	83.18		73.83	49.01
Elancement géométrique $g$	6.41	4.807	5.41	6.18
Coefficient correcteur $\gamma_1$	2.50	3.75	2.50	2.50
$A_t$ zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	1.155	1.732	1.153	0.875
$A_t$ zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ )	1.732	2.599	1.730	1.31
$A_t^{\min}$ zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	1.350	1.575	1.60	1.225
$A_t^{\min}$ zone courante ( $S_t=15\text{cm}$ )	2.025	2.362	2.40	1.835
$A_a$	3.14	3.14	3.14	3.14

**Tableau V-1-6:** Sections des armatures transversales.

) **On adopte :**

Les armatures longitudinales des poteaux (35x35) et (40 x40) et (45x45) seront encadrée avec un cadre HA10 de section transversal  $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ .

#### V.1.8) Vérifications à l'ELS :

##### A) Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers.

##### B) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \quad A_{\min} = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{t,c}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.4}{e_s - 0.1} \times \frac{d}{d} \right]$$

### C) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$f_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

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 partiellement comprimée.

#### ) Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c)^2}{b} + 90 A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule :  $u = \sqrt[3]{\frac{4p^3}{27}}$

Si :  $0 < t = 0.5 \left( \sqrt[3]{-q} - u \right)$  ;  $u = \sqrt[3]{\frac{4p^3}{27}} \rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4u}$

Si :  $< 0 \rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$= \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s' \cdot (d - y_1)^2 + A_s \cdot (y_1 - d)^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$f_{bc} = \frac{y_2 \times N_S}{I} \cdot y_1$$

#### ) Vérification d'une section entièrement comprimée :

Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = b.h + 15 \times (A_s + A_s')$$

Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s \times (0.5h - d) - A' \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A + A')}$$

Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b^3}{12} + b.h \times X_G^2 + 15 \times [A_s \times (0.5h - d - X_G)^2 + A' \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure.}$$

Nous vérifions que :  $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	OBS
<b>Zone I (45x45)</b>	Nmax-Mcor	1112.59	0.52	0.0005	0.075	SEC	5.61	16.20	OK
	Nmin-Mcor	47.49	15.435	0.325		SPC	5.51		OK
	Ncor-Mmax	779.02	20.46	0.026		SEC	5.62		OK
<b>Zone II (40x40)</b>	Nmax-Mcor	644.40	6.196	0.0096	0.067	SEC	4.40	12.80	OK
	Nmin-Mcor	121.43	0.805	0.0066		SEC	4.40		OK
	Ncor-Mmax	301.51	24.505	0.081		SPC	4.42		OK
<b>Zone III (35x35)</b>	Nmax-Mcor	352.85	5.661	0.016	0.058	SEC	3.33	9.80	OK
	Nmin-Mcor	10.25	1.257	0.123		SPC	3.37		OK
	Ncor-Mmax	64.83	28.46	0.438		SPC	3.48		OK

**Tableau V-1-7:** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	Nature	Béton				Acier			
					$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	OBS	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_a$ (MPa)	OBS
<b>Zone I (45x45)</b>	Nmax-Mcor	1112.59	0.52	SEC	5.10	5.04	15	CV	76.50	75.70	348	CV
	Nmin-Mcor	47.49	15.435	SPC	1.53	0		CV	18.70	-35.30		CV
	Ncor-Mmax	779.02	20.46	SEC	4.69	2.42		CV	68.00	38.50		CV
<b>Zone II (40x40)</b>	Nmax-Mcor	644.40	6.196	SEC	4.21	3.23	15	CV	62.10	49.50	348	CV
	Nmin-Mcor	121.43	0.805	SEC	0.77	0.64		CV	11.30	9.70		CV
	Ncor-Mmax	301.51	24.505	SPC	3.70	0		CV	51.10	0.97		CV
<b>Zone III (35x35)</b>	Nmax-Mcor	352.85	5.661	SEC	3.34	1.98	15	CV	48.40	31.50	348	CV
	Nmin-Mcor	10.25	1.257	SPC	0.26	0		CV	3.33	-1.85		CV
	Ncor-Mmax	64.83	28.46	SPC	6.10	0		CV	64.80	-193.5		CV

**Tableau V-1-8:** Vérification des contraintes a l'ELS.

### Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A<sub>s</sub> (min) correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99-V 2003**) en zone II.

Zones	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
Zone I	S-Sol ; RDC ; 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	45×45	4HA20+4HA16
Zone II	3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	40×40	4HA16+4HA14
Zone III	6 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	35×35	4HA14+4HA12

**Tableau V-1-9 :** Ferrailage finale des poteaux.

## V.2) Ferrailage des poutres :

### V.2.1) Introduction :

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{) Combinaison fondamentale :} \\ 1.35G + 1.5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91/99}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{) Combinaisons accidentelle :} \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

### V.2.2) Recommandations du RPA99 version 2003 :

#### A) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1)

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

$A_{\min} = 0.5\%(b \times h)$  en toute section.

**Poutres principales :**  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$

**Poutres secondaires :**  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$

**Poutres de chaînage :**  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75\text{cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

#### ) En zone courante :

**Poutres principales :**  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$ .

**Poutres secondaires :**  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$ .

**Poutres de chaînage :**  $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2$ .

#### ) En zone de recouvrement :

**Poutres principales :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$ .

**Poutres secondaires :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$ .

**Poutres de chaînage :**  $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2$ .

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

### **B) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)**

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$S_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t^m = \min \left( \frac{h}{4}, 12\varnothing \right)$$

- En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale) :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre  $\varnothing$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

### **C) Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- A  $\frac{1}{5}$  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.
- A  $\frac{1}{4}$  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.

### **Remarque :**

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{4}$  de la portée.

## **V.2.3) Ferrailage des poutres à l'ELU**

### **A) Armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

**A<sub>s</sub>** : La section d'armatures tendues.

**A<sub>s</sub>'** : La section d'armatures comprimées.

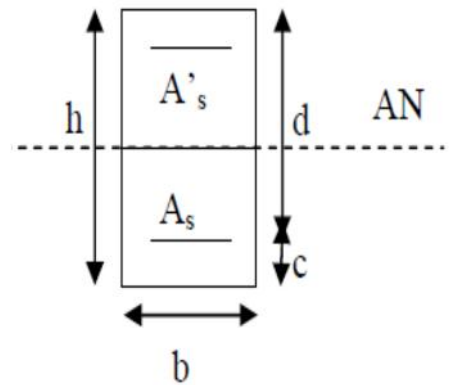
**Avec :**

**h** : Hauteur de la section du béton.

**b** : Largeur de la section du béton.

**d** : Hauteur utile ( $d = h - c$ ).

**c** : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.



) **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_b}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.8 \times f_c}{\gamma_b \times \theta} = 14.20 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable)}$$

Si :  $\sim \sim$  la section simplement armée (SSA) ( $A_c=0$ ) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Si :  $\sim | \sim$  la section doublement armée (SDA) ( $A_c \neq 0$ ) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

$$\text{Calcul de } M_1 : M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_b \text{ et } f_b = \frac{0.8 \times f_c}{\theta \gamma_b} ; \Delta M = M_u - M_e$$

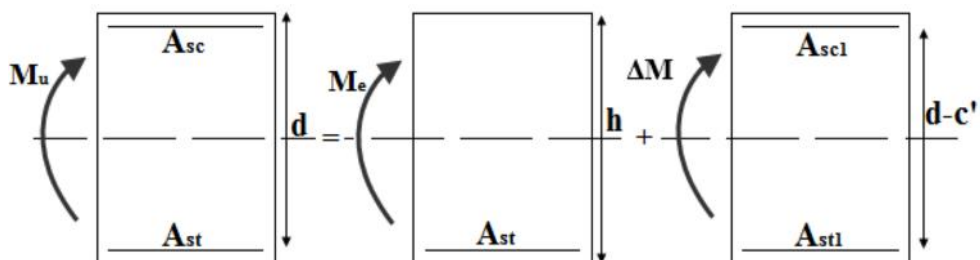
Avec :

**M<sub>u</sub>** : moment sollicitant.

**M<sub>1</sub>** : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_s = \frac{M_e}{\beta_e d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \text{ (en traction)} ; A_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \text{ (en compression)}$$



**Figure V-2-1** : Schéma de calcul en flexion simple.

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Situation	Fe (MPa)	$f_{t2}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	400	25	1.5	1.15	14.2	348
<b>Accidentelle</b>	400	25	1.15	1	18.48	400

**Tableau V-2-1** : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

### ) Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

#### Note :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

**M<sub>elu</sub>** : Moment max à l'ELU

**M<sub>acc</sub>** : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

#### ✓ Ferrailage des poutres principales (30×40):

	<b>M<sub>m</sub></b> (KN.m)	$\mu$	<b>Obs</b>		<b>A<sub>st</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>min</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>adopté</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>Ferrailage</b>
<b>Appui</b>	165.483	0.21	SSA	0.942	11.87	6	12.06	3HA16+3HA16
<b>Travée</b>	133.732	0.17	SSA	0.954	9.47	6	10.65	3HA16+3HA14

**Tableau V-2-2** : ferrailage des poutres principales.

#### ✓ Ferrailage des poutres Secondaires (30×35):

	<b>M<sub>m</sub></b> (KN.m)	$\mu$	<b>Obs</b>		<b>A<sub>st</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>min</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>adopté</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>Ferrailage</b>
<b>Appui</b>	124,620	0.244	SSA	0.942	10,33	5.25	10,65	3HA16+3HA14
<b>Travée</b>	72,86	0.206	SSA	0.967	5,88	5.25	6,03	3HA16

**Tableau V-2-3**: ferrailage des poutres Secondaires.

## ✓ Ferrailage des poutres de chaînage (25×30):

	$M_m$ (KN.m)	$\mu$	Obs		$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Ferrailage
<b>Appui</b>	16.746	0.049	SSA	0.987	1.57	3.75	4.62	3HA14
<b>Travée</b>	14.361	0.042	SSA	0.989	1.34	3.75	4.62	3HA14

Tableau V-2-4 : ferrailage des poutres chaînage.

## V.2.4) Vérification à l'ELU

## A) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

$$A_m \frac{0.2 f_t}{f_e} \text{ Avec : } f_t = 0.6 + 0.06 \times f_c = 2.1 \text{ MPa}$$

## J) Poutres principales :

$$A_m = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

## Aux appuis :

$$A_{a \epsilon} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_m = 1.34 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

## En travées :

$$A_{a \epsilon} = 10.65 \text{ cm}^2 > A_m = 1.34 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

## J) Poutres Secondaire :

$$A_m = \frac{0.2 \times 3 \times 3 \times 2.1}{4} = 1.16 \text{ cm}^2$$

## Aux appuis :

$$A_{a \epsilon} = 10.65 \text{ cm}^2 > A_m = 1.16 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

## En travées :

$$A_{a \epsilon} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_m = 1.16 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

## J) Poutres de chaînage :

$$A_m = \frac{0.2 \times 2 \times 2 \times 2.1}{4} = 0.82 \text{ cm}^2$$

## Aux appuis :

$$A_{a \epsilon} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_m = 0.82 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

## En travées :

$$A_{a \epsilon} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_m = 0.82 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

**B) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$u = \frac{T_u^m}{b \times d}$$

Avec :  $T_u^m$  : effort tranchant max à L'ELU

$$) \text{ Poutres principales : } T_u^m = 98.24 \text{ KN}$$

$$u = \frac{98.24 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.885 \text{ MPa}$$

$$) \text{ Poutres Secondaire : } T_u^m = 107.92 \text{ KN}$$

$$u = \frac{107.92 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.124 \text{ MPa}$$

$$) \text{ Poutres de chaînage: } T_u^m = 6.28 \text{ KN}$$

$$u = \frac{6.28 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.093 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier :  $u < \bar{u}$

$$\bar{u} = \min\left(\frac{0.20 \cdot c_2}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{u} = \min\left(\frac{0.2 \times 2}{1.5} = 3.33; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$) \text{ Poutres principales : } u = 0.885 < \bar{u} = 3.33 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$) \text{ Poutres Secondaire : } u = 1.124 < \bar{u} = 3.33 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$) \text{ Poutres de chaînage : } u = 0.093 < \bar{u} = 3.33 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**C) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M}{0.9} > 0$  ; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :  $T_u - \frac{M}{0.9}$

$$D'où : A_s = \frac{1.1}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$) \text{ Poutres principales : } \left( T_u^m - \frac{M_u}{0.9} \right) = \left( 98.24 - \frac{1.7}{0.9 \times 0.3} \right) = -303.3 < 0$$

$$) \text{ Poutres Secondaire : } \left( T_u^m - \frac{M_u}{0.9} \right) = \left( 107.92 - \frac{7.8}{0.9 \times 0.3} \right) = -145.06 < 0$$

$$) \text{ Poutres de chaînage : } \left( T_u^m - \frac{M_u}{0.9} \right) = \left( 6.28 - \frac{1.3}{0.9 \times 0.2} \right) = -52.82 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**D) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (BAEL91 Art A.5.1.32):**

Il faut vérifier que :

$$T_u^m \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c2}}{1.5}$$

$$J \text{ Poutres principales : } T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.3 \times 2 \times 1^3}{1.5} = 666 \text{ KN} > 98.24 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

$$J \text{ Poutres Secondaire : } T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.3 \times 2 \times 1^3}{1.5} = 576 \text{ KN} > 107.92 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

$$J \text{ Poutres de chaînage : } T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.2 \times 0.2 \times 2 \times 1^3}{1.5} = 405 \text{ KN} > 6.28 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

### E) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3) :

$$s = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \overline{s}$$

$$\overline{s} = \Psi \cdot f_{t1} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\Sigma u_i$  somme des périmètre utiles des armature .

$\Psi = 1.5$  Pour les aciers HA.

J Poutres principales

$$u_i = n \cdot d = (3 \times 16 + 3 \times 16) \times 3.14 = 301.44 \text{ mm}$$

$$s = \frac{9.2 \times 1^3}{0.9 \times 3 \times 301.44} = 0.98 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

J Poutres Secondaire

$$u_i = n \cdot d = (3 \times 16 + 3 \times 14) \times 3.14 = 282,6 \text{ mm}$$

$$s = \frac{1.9 \times 1^3}{0.9 \times 3 \times 282.6} = 1.24 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

J Poutres de chaînage

$$u_i = n \cdot d = (3 \times 14 \times 3.14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$s = \frac{6.4 \times 1^3}{0.9 \times 2 \times 131.88} = 0.20 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### F) Ancrage des barres :

J Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$s = 0.6 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

J Calcul de la longueur de scellement des barres:

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s \geq \frac{W}{4} \cdot \frac{f_e}{s_e}$$

$$\text{Pour les HA14: } l_s = \frac{1.4 \times 4}{4 \times 2.8} = 48.38 \text{ cm}$$

Pour les **HA16**:  $l_s = \frac{1.6 \times 4}{4 \times 2.8} = 56.44 \text{ cm}$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

Pour les **HA14**:  $l_a = 0.4 \times 48.38 = 19.35 \text{ cm}$

Pour les **HA16**:  $l_a = 0.4 \times 56.44 = 22.57 \text{ cm}$

### G) Calcul des armatures transversales :

$$t \min \left( \frac{h}{3}; \frac{b}{1} \right)$$

: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

#### J) Poutre principales :

$$t \min (1.14; 1.4; 3) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend  $t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### J) Poutre secondaires :

$$t \min (1; 1.4; 3) = 1 \text{ cm}$$

On prend  $t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### J) Poutre de chaînage :

$$t \min (0.86; 1.4; 2.5) = 0.86 \text{ cm}$$

On prend  $t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### H) Calcul des espacements :

#### Zone nodale :

$$S_t \min \left( \frac{h_t}{4}; 12; 30 \text{ cm} \right)$$

J) **Poutre principales** de  $(30 \times 40)$ :  $S_t = 10 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  soit  $S_t = 8 \text{ cm}$

J) **Poutre principales** de  $(30 \times 35)$ :  $S_t = 8.75 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  soit  $S_t = 8 \text{ cm}$

J) **Poutre de chaînage** de  $(25 \times 30)$ :  $S_t = 7.5 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  soit  $S_t = 7 \text{ cm}$

#### Zone courante :

$$S_t \frac{h}{2}$$

J) **Poutre principales** de  $(30 \times 40)$ :  $S_t = 20 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

J) **Poutre principales** de  $(30 \times 35)$ :  $S_t = 17.5 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

J) **Poutre de chaînage** de  $(25 \times 30)$ :  $S_t = 15 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

**I) Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$L' = 2 \times h$$

**h:** hauteur de la poutre

**b<sub>1</sub>** et **h<sub>1</sub>**: Dimensions du poteau

**h<sub>e</sub>**: Hauteur entre nus des poutres

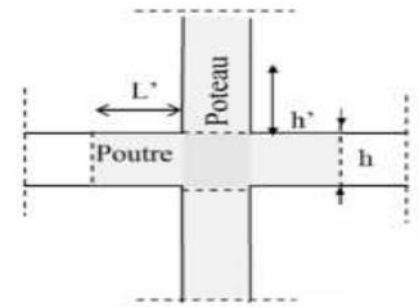
**On aura :**

$$h' = 66,66 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ [cm]: Poutre principales de (30} \times \text{40)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ [cm]: Poutre secondaires de (30} \times \text{35)}$$

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ [cm]: Poutre de chaînage de (25} \times \text{30)}$$



**Figure V-2-2:** Délimitation de la zone nodale.

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

**J) Armatures transversales minimales :**

Selon le **RPA 99/version2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

**) Poutre principales :**

$$A_t \quad A_t^m = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.35 \text{ cm}^2 \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

**) Poutres secondaire :**

$$A_t \quad A_t^m = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.35 \text{ cm}^2 \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

**) Poutre de chaînage :**

$$A_t \quad A_t^m = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 0.75 \text{ cm}^2 \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

**V.2.5) Vérifications à l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

**A) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**B) Vérification de la résistance du béton à la compression**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b = K_s \cdot \bar{\sigma}_b = 0.6 f_c = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{1}{b_0 d}; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de  $\rho_1$  et  $K = \frac{\alpha}{1 + \alpha}$

La contrainte dans l'acier est :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

Avec :

**A** : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	<b>M<sub>s</sub></b> (KN.m)		<b>A<sub>s,ado</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>ρ<sub>1</sub></b>	<b>β<sub>1</sub></b>	<b>α</b>	<b>K</b>	<b>σ<sub>s</sub></b>	<b>σ<sub>b</sub></b>	<b>σ<sub>b</sub></b>	<b>obs</b>
<b>P.P</b>	Travée	22.893	10.65	0.95	0.863	0.411	0.046	67.32	3.09	15	C.V
	Appuis	49.153	12.06	1.07	0.857	0.429	0.050	128.53	6.42	15	C.V
<b>P.S</b>	Travée	31.211	6,03	0,63	0.883	0.351	0.036	189,05	6,80	15	C.V
	Appuis	60.899	10.65	1.11	0.855	0.435	0.051	208,99	10,66	15	C.V
<b>P.C</b>	Travée	2.333	4.62	0.67	0.880	0.360	0.037	21.25	0.78	15	C.V
	Appuis	4.942	4.62	0.67	0.880	0.360	0.037	45.02	1.66	15	C.V

**Tableau V-2-5:** vérification du ferrailage des poutres

### C) Etat limite de déformation :

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

#### ) Vérification de la flèche :

Pour  $L = 5$  m :  $f = \frac{L}{5}$

**L** : La portée mesurée entre nus d'appuis.

**Poutre principales** :  $f = \frac{L}{5} = \frac{4}{5} = 0.8$ cm

**Poutre secondaires** :  $f = \frac{L}{5} = \frac{3}{5} = 0.6$  cm

**Poutre de chaînage** :  $f = \frac{L}{5} = \frac{3}{5} = 0.6$ cm

La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

**Poutre principales** :  $f = 0.041$  cm <  $f = 0.8$ cm

**Poutre secondaires** :  $f = 0.0066$  cm <  $f = 0.6$ cm

**Poutre de chaînage** :  $f = 0.007$  cm <  $f = 0.6$ cm

⇒ **Donc la flèche est vérifiée**

**Conclusion :**

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	travée	appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA16+3HA14	3HA16+3HA16	Cad+etrT8	Cad+ etrT8
Poutres secondaires	3HA16	3HA16+3HA14	Cad+etrT8	Cad+etrT8
Poutres de chaînage	3HA14	3HA14	Cad+etrT8	Cad+etrT8

**Tableau V-2-6 :** Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire et de chaînage

### V.3) Ferrailage des voiles :

#### V.3.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage 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 sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- ) Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ) Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ) Armatures verticales
- ) Armatures horizontales
- ) Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- ) **Zone I** : S/S, RDC, 1er et 2<sup>ème</sup> étage.
- ) **Zone II** : Du 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.
- ) **Zone III** : Du 6<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

#### V.3.2) Combinaisons d'action :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

**BAEL.91/modifié 99 :**

**ELU** :  $1.35G + 1.5Q$

**ELS** :  $G + Q$

**RPA 99/modifié 2003 :**

$G+Q+E$

$0.8G+E$

#### V.3.3) Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d).

##### A) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\max = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\min = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

**B** : section du béton

**I** : moment d'inertie du voile.

**V** et **V'** : bras de levier ( $V = V' = \frac{L_v}{2}$ )

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d^{\text{TMmin}} = \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \quad (\text{Art -7-7-4. RPA 99})$$

Avec :

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée ( $L_c = \frac{m}{m + m} L$ )

**L<sub>t</sub>** : longueur tendue = L - L<sub>c</sub>

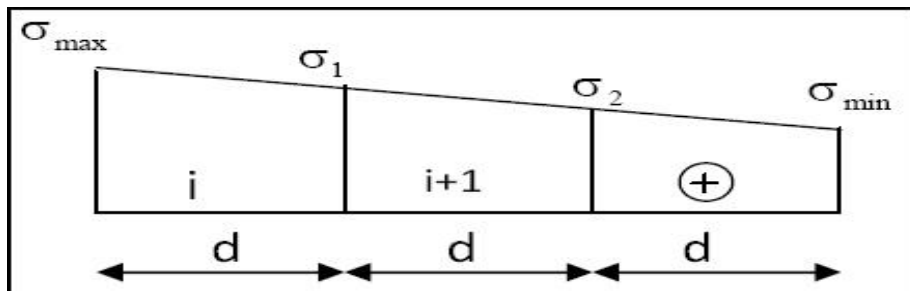
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

**a) Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec

**e** : épaisseur du voile.



**Figure VI-3-1** : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

**b) Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \times e$$

Avec :  $\sigma_1 = \frac{\sigma_m (L_t - d)}{L_t}$

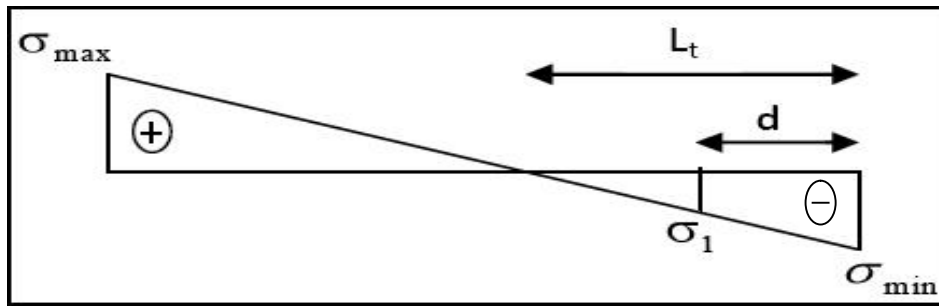


Figure VI-3-2 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

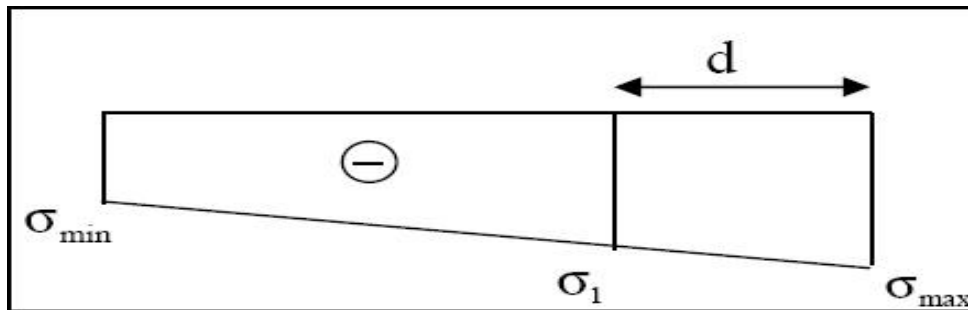


Figure VI-3-3 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

B) Calcul des armatures :

a) Armatures verticales :

    ) Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B + f_b}{\sigma_s}$$

Avec:

**B** : section du voile.

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

**Situations courantes** :  $(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

**Situations accidentelles** :  $(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1} = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

    ) Section partiellement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

$\sigma_{s1}$  : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

**Situations courantes** :  $(10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$

**Situations accidentelles** :  $(10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1} = 400 \text{ MPa}$

) **Section entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

**Situations courantes :**  $(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$

**Situations accidentelles :**  $(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1} = 400 \text{ MPa}$

**b) Armatures minimales :**

) **Section entièrement comprimée :**

$$A_m \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_m}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99}) \mu$$

Avec :

**B** : section du béton comprimée

) **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \mid \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \mid 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

Avec :

**B** : section du tronçon considéré

) **Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \mid \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \mid 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

**c) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10W et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

) **Exigence du BAEL91modifiée99 :**

$$A_H \mid \frac{A_V}{4}$$

Avec :

**A<sub>v</sub>** : section d'armatures verticales.

**B** : section du béton.

) **Exigence du RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

**Globalement dans la section du voile :**  $A_h = 0,15\% B$

**Zone courante :**  $A_h = 0,10\% B$

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.

**d) Armatures de montages (transversales) :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**e) 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 :

$$A_{vj} = Xl.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = Xl.4 | V_u$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**f) 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 avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**g) Dispositions constructives :**

) **Espacement :**

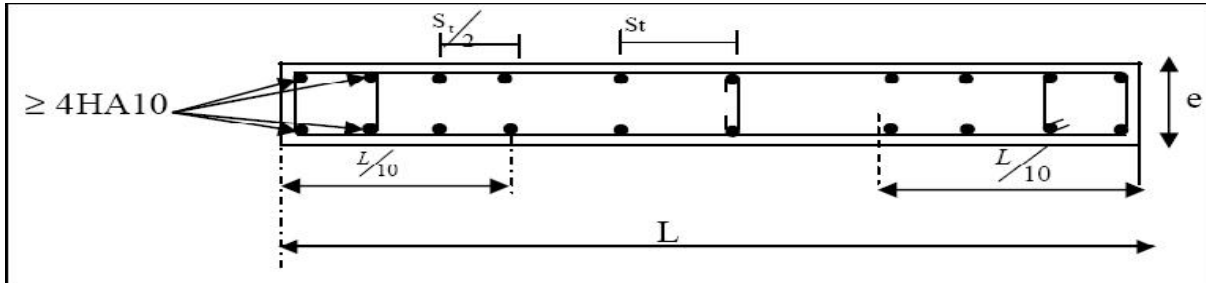
L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t = 1.5 e \\ S_t = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t = \min \{ 1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

**e**: épaisseur du voile

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.



**Figure VI-3-4** : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### ) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### ) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

$$w_{\max} \times \frac{e}{10} \times 20\text{mm}$$

### C) Vérification :

#### a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+1} \times \frac{1}{A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal appliqué.

**B** : Section du béton.

**A** : Section d'armatures adoptée.

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

)] **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\tau_b \leq \tau_{b,lim} = 0.2 f_{c28} \quad ; \quad V \leq 1.4 V_{U,CALCUL}$$

Avec :

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur du voile

**d** : Hauteur utile (d = 0.9 h)

**h** : Hauteur totale de la section brute

)] **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_{u,lim} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V}{b d} \quad \text{et} \quad \tau_{u,lim} = \min \left( 0.15 \frac{f_c}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

**$\tau_u$**  : Contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91 modifiée 99)

**D) Exemple de calcul :**

)] **Soit à calculer le ferrailage des voiles transversales VL1=VL4 de la zone I :**

$$L = 1.20 \text{ m.}$$

$$e = 0.20 \text{ m.}$$

$$B = 0.24 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} m = +900.36 \text{ KN/m}^2 \\ m = -4922.76 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \longrightarrow \text{SPC}$$

)] **Calcul de la longueur comprimée :**

$$L_c \leq \frac{L}{\min \Gamma_{max}} \quad | \quad L \leq L_c \leq \frac{900.36}{900.36 \Gamma_{4922.76}} \quad | \quad 1.2 \leq L_c \leq 0.18 \text{ m}$$

**L<sub>c</sub>** : longueur comprimée.

**L** : longueur du voile.

$L_c = 0.18 \text{ m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (**SPC**).

$$L_t = L - L_c = 1.02 \text{ m}$$

)] **Détermination de la longueur de la bande (d) :**

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d = \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left( \frac{4.0}{2}; \frac{2}{3} \times 0.18 \right) = 0.12 \text{ m}$$

Pour notre cas on prend  $d = 0.12 \text{ m}$

$$N_1 = f_{t,d} \times Z_d \times A_{t,\min} = 4343.61 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\Gamma}{2} \times d \times e = 111.19 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{1}{2} (L_t \times Z_d) \times e = 390.92 \text{ KN}$$

### ) Calcul des armatures :

#### Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 2.77 \text{ cm}^2 ; \quad A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 9.77 \text{ cm}^2$$

#### Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left( 0.002 B ; \frac{B \times f_{t28}}{f_c} \right)$$

Tel que  $B \times d \geq e$

$$A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

#### Armatures horizontales :

D'après le **BAEL 91** :

$$A_H = \frac{A_{va}}{4} ; \quad A_H = \frac{1.3}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**:  $A_H \geq 0.15\% B = 3.6 \text{ cm}^2$

Soit :  $2 \times 3HA10 = 4.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

#### Armature de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_c} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

$$A_v = \frac{1.1 \times 1.4 \times V_u \times 1}{4} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 2.6 \times 1}{4} = 9.34 \text{ cm}^2$$

#### Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_v}{4} = 5.11 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_v}{4} = 12.11 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Le ferrailage à adopté sur toute la surface du voile est :

**1ère bande :** 4HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>/d1 **soit:** 2HA14 /nappe avec espacement de **10 cm.**

**2ième bande:** 8HA14 = 12.32 cm<sup>2</sup>/d2 **soit:** 4HA14/nappe avec espacement de **15 cm.**

### ) Vérification à l'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{N_s}{B+1} \frac{1}{A} \frac{1}{b}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\dagger_{bc} \times 4.750 \text{ MPa} \quad \text{TM} \dagger_b \times 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### ) Vérification de la contrainte de cisaillement

**D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\dagger_b \text{TM} \dagger_b \times 0.2 \mid f_{c28}$$

$$\dagger_b \times \frac{V}{b_0 \mid d} ; V \times 1.4 \mid V_{U,CALCUL}$$

$$\dagger_b \times \frac{1.4 \mid V_U}{b_0 \mid 0.9h} \times 1.573 \text{ MPa}$$

$$\dagger_b \times 1.573 \text{ MPa} \quad \Phi \dagger_b \times 5 \text{ MPa}$$

Avec :

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur du voile

**d** : Hauteur utile (d = 0.9 h)

**h** : Hauteur totale de la section brute

**D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

$$\dagger_u \text{TM} \dagger_u ; \dagger_u \times \frac{V}{b \mid d} \times 1.123 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_c}{b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} ; \text{ Pour la}$$

fissuration préjudiciable.

$$\dagger_u \times 1.123 \text{ MPa} \quad \Phi \dagger_u \times 3.26 \text{ MPa}$$

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-3-1 : Calcul des voile (VL<sub>1</sub> ; VL<sub>4</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,20	1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,24	0,24	0,24	0,24
	He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		242,660	139,680	123,150	78,590
	N <sub>ser</sub> (kN)		1227,77	1134,54	895,38	551,40
	Vu (kN)		339,724	195,552	172,410	110,026
	max (kN/m <sup>2</sup> )		900,360	969,235	765,980	1446,060
	min (kN/m <sup>2</sup> )		4922,760	4049,230	3064,570	3416,960
	s (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,18	0,23	0,24	0,36
	L <sub>t</sub>		1,02	0,97	0,96	0,84
	d		0,12	0,15	0,16	0,24
	d <sub>adopté</sub>		0,12	0,15	0,16	0,24
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,9	0,81	0,80	0,61
	1		4343,610	3403,073	2553,917	2452,920
	N <sub>1</sub>		111,19	115,14	89,88	139,64
N <sub>2</sub>		390,92	276,92	204,33	148,47	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2,77	2,88	2,25	3,49
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9,77	6,92	5,11	3,71
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,34	5,38	4,74	3,03
	A'v1/bande/nappe		5,11	4,22	3,43	4,25
	A'v2/bande/nappe		12,11	8,27	6,29	4,47
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		1,26	1,62	1,68	2,50
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		6,16	6,16	4,52	4,52
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		12,32	12,32	9,04	9,04
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×2HA14	2×2HA14	2×2HA12	2×2HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×4HA14	2×4HA14	2×4HA12	2×4HA12
	ST		30	30	30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,60	3,60	3,60	3,60
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		4,7	4,7	4,7	4,7
	choix de la section		2×3HA10	2×3HA10	2×3HA10	2×3HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des constructions	$\bar{f}_b \times 5\text{MPa}$	b	1,573	0,905	0,798	0,509
	3,26 Mpa	u	1,123	0,647	0,570	0,364
	$\bar{f}_{bc} \times 15\text{MPa}$	bc	4,750	4,389	3,531	2,175

Tableau V-3-2 : Calcul des voile (VL<sub>2</sub>; VL<sub>3</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,00	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,2	0,2	0,2	0,2
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	211,790	140,860	131,510	98,010
	N <sub>ser</sub> (kN)	1187,96	1098,41	854,91	514,38
	Vu (kN)	296,506	197,204	184,114	137,214
	max (kN/m <sup>2</sup> )	2049,490	1967,020	1791,150	1236,800
	min (kN/m <sup>2</sup> )	6993,750	5768,420	3087,350	2949,270
	s (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,23	0,25	0,37	0,30
	L <sub>t</sub>	0,77	0,75	0,63	0,70
	d	0,15	0,17	0,24	0,20
	d <sub>adopté</sub>	0,15	0,17	0,24	0,20
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0,62	0,58	0,39	0,51
1	5627,423	4457,073	1893,250	2124,737	

	$N_1$	190,69	173,35	121,91	99,94	
	$N_2$	350,18	256,81	73,47	107,85	
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	4,77	4,33	3,05	2,50	
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	8,75	6,42	1,84	2,70	
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$	8,15	5,42	5,06	3,77	
	$A'v1/\text{bande/nappe}$	6,81	5,69	4,31	3,44	
	$A'v2/\text{bande/nappe}$	10,79	7,78	3,10	3,64	
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$	1,59	1,78	2,57	2,07	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )	9,24	9,24	6,78	4,68	
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )	12,32	12,32	9,04	6,24	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×3HA14	2×3HA14	2×3HA12	2×3HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×4HA14	2×4HA14	2×4HA12	2×4HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	3,08	3,08	3,00	3,00	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	4,7	4,7	4,7	4,7	
	choix de la section		2×3HA10	2×3HA10	2×3HA10	2×3HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	
	$A_t$ adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Vérification des constructions	$f_b \times 5\text{MPa}$	b	1,647	1,096	1,023	0,762
	3,26 Mpa	u	1,177	0,783	0,731	0,545
	$f_{bc} \times 15\text{MPa}$	bc	5,437	5,028	4,003	2,457

Tableau V-3-3: Calcul des voiles (VL<sub>5</sub>; VL<sub>6</sub>; VL<sub>9</sub>; VL<sub>10</sub>)

Zone	I	II	III	IV
------	---	----	-----	----

	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	1,40	1,40	1,40	1,40	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,28	0,28	0,28	0,28	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	
	h	3,73	2,71	2,71	2,71	
	Solicitation de calcul	T(kN)	772,640	612,220	585,150	439,310
N <sub>ser</sub> (kN)		2776,19	2510,61	1886,93	1150,82	
Vu (kN)		1081,696	857,108	819,210	615,034	
max (kN/m <sup>2</sup> )		3227,780	1566,540	588,370	1432,500	
min (kN/m <sup>2</sup> )		8417,650	5363,600	2464,420	2745,440	
s (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00	
L <sub>c</sub>		0,39	0,32	0,27	0,48	
L <sub>t</sub>		1,01	1,08	1,13	0,92	
d		0,26	0,21	0,18	0,32	
d <sub>adopté</sub>		0,26	0,21	0,18	0,32	
d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,75	0,87	0,95	0,60	
1		6265,797	4319,240	2072,173	1790,440	
N <sub>1</sub>		379,85	204,29	81,61	145,15	
N <sub>2</sub>		471,98	376,88	196,92	107,42	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	9,50	5,11	2,04	3,63	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	11,80	9,42	4,92	2,69	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	29,75	23,57	22,53	16,91	
	A' <sub>v1</sub> /bande/nappe	16,93	11,00	7,67	7,86	
	A' <sub>v2</sub> /bande/nappe	19,24	15,31	10,55	6,91	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	2,72	2,22	1,89	3,36	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	20,1	15,4	11,3	11,3	
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	20,1	15,4	11,3	11,3	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA12	2×5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA12	2×5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	15	15	15	15	

Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	5,03	4,20	4,20	4,20	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	6,24	6,24	6,24	6,24	
	choix de la section	2×4HA10	2×4HA10	2×4HA10	2×4HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Vérification des constructions	$f_b \times 5\text{MPa}$	b	4,292	3,401	3,251	2,441
	2,26 Mpa	u	3,066	2,429	2,322	1,743
	$f_{bc} \times 15\text{MPa}$	bc	8,951	8,283	6,354	3,875

Tableau V-3-4 : Calcul des voile de l'asc (VL<sub>7</sub>;VL<sub>8</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,58	1,58	1,58	1,58
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,316	0,316	0,316	0,316
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T(kN)	634,540	628,680	442,190	284,060
	N <sub>ser</sub> (kN)	1564,12	1425,90	1415,74	643,31
	Vu (kN)	888,356	880,152	619,066	397,684
	max (kN/m <sup>2</sup> )	2713,110	959,240	587,372	458,730
	min (kN/m <sup>2</sup> )	6777,850	4691,860	2626,120	1758,890
	s (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,45	0,27	0,29	0,33
	L <sub>t</sub>	1,13	1,31	1,29	1,25
	d	0,30	0,18	0,19	0,22
	d adopté	0,30	0,18	0,19	0,22
	d2 = L <sub>t</sub> - d adopté	0,83	1,13	1,10	1,04
	1	4969,110	4052,367	2234,539	1453,070
	N <sub>1</sub>	353,71	156,34	93,58	69,99

	N <sub>2</sub>		411,06	459,14	245,50	150,43
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8,84	3,91	2,34	1,75
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		10,28	11,48	6,14	3,76
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		24,43	24,20	17,02	10,94
	A'v1/bande/nappe		14,95	9,96	6,60	4,48
	A'v2/bande/nappe		16,38	17,53	10,39	6,49
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3,16	1,88	2,02	2,29
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		16,08	12,32	9,04	6,24
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,12	18,48	13,56	9,36
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×4HA16	2×4HA14	2×4HA12	2×4HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×6HA16	2×6HA14	2×6HA12	2×6HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
Bande 2		15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,03	4,74	4,74	4,74
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7,8	7,8	7,8	7,8
	choix de la section		2×5HA10	2×5HA10	2×5HA10	2×5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des constructions	$f_b$ X 5MPa	b	3,124	3,095	2,177	1,398
	3,26 Mpa	u	2,231	2,211	1,555	0,999
	$f_{bc}$ X 15MPa	bc	4,441	4,148	4,209	1,949

Tableau V-3-5 : Calcul des voile (VL<sub>11</sub> ; VL<sub>12</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,00	3,00	3,00	3,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,6	0,6	0,6	0,6
	He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		1312,590	1234,920	686,130	364,890
	N <sub>ser</sub> (kN)		2096,97	1859,05	1415,74	875,73
	Vu (kN)		1837,626	1728,888	960,582	510,846
	max (kN/m <sup>2</sup> )		2204,420	2132,310	1794,300	1505,840
	min (kN/m <sup>2</sup> )		5380,110	5226,040	4613,640	3559,650
	s (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,87	0,87	0,84	0,89
	L <sub>t</sub>		2,13	2,13	2,16	2,11
	d		0,58	0,58	0,56	0,59
	d <sub>adopté</sub>		0,58	0,58	0,56	0,59
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1,55	1,55	1,60	1,51
	1		3910,497	3804,500	3417,440	2555,757
	N <sub>1</sub>		540,06	523,38	449,76	363,59
	N <sub>2</sub>		604,86	590,11	546,77	386,85
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13,50	13,08	11,24	9,09
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		15,12	14,75	13,67	9,67
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		50,53	47,54	26,42	14,05
	A'v1/bande/nappe		26,14	24,97	17,85	12,60
	A'v2/bande/nappe		27,76	26,64	20,27	13,18
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,10	6,09	5,88	6,24
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		28,14	28,14	21,56	15,82
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		28,14	28,14	21,56	15,82
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×7HA16	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×7HA16	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement	Bande 1	8	8	8	8

	(cm)	Bande 2	14	14	14	14	
Armatures horizontales	AH /nappe	(cm <sup>2</sup> )	9,00	9,00	9,00	9,00	
	AH adopté	(cm <sup>2</sup> )	11,3	11,3	11,3	11,3	
	choix de la section		2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12	
Armatures transversales	Espacement	st(cm)	25	25	25	25	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Vérification des constructions	$f_b$	X 5MPa	$b$	3,403	3,202	1,779	0,946
	3,26 Mpa		$u$	2,431	2,287	1,271	0,676
	$f_{bc}$	X 15MPa	$bc$	3,265	2,895	2,239	1,404

Tableau V-3-6 : Calcul des voile (VT<sub>1</sub> ;VT<sub>6</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	3,30	3,30	3,30	3,30
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,66	0,66	0,66	0,66
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,68	2,66	2,66	2,66
Solllicitation de calcul	T(kN)	1151,570	1242,680	816,790	475,750
	N <sub>ser</sub> (kN)	2757,97	2482,08	1893,26	1170,00
	Vu (kN)	1612,198	1739,752	1143,506	666,050
	$s_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2145,420	2038,500	1898,120	978,780
	$s_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5317,990	4949,870	4044,720	2294,230
	$s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,95	0,96	1,05	0,99
	L <sub>t</sub>	2,35	2,34	2,25	2,31
	d	0,63	0,64	0,70	0,66
	d <sub>adopté</sub>	0,63	0,64	0,70	0,66
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	1,72	1,70	1,54	1,66
1	3887,710	3590,870	2779,307	1641,710	

	N <sub>1</sub>		582,18	548,09	479,50	258,95
	N <sub>2</sub>		668,29	608,89	428,94	271,74
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		14,55	13,70	11,99	6,47
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		16,71	15,22	10,72	6,79
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		44,34	47,84	31,45	18,32
	A'v1/bande/nappe		25,64	25,66	12,87	11,05
	A'v2/bande/nappe		27,79	27,18	18,59	11,37
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,64	6,74	7,38	6,91
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		28,14	28,14	21,56	15,82
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		28,14	28,14	21,56	15,82
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×7HA16	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×7HA16	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
		Bande 2	14	14	14	14
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		9,90	9,90	9,90	9,90
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11,3	11,3	11,3	11,3
	choix de la section		2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des constructions	f <sub>b</sub> X 5MPa	b	2,714	2,929	1,925	1,121
	3,26 Mpa	u	1,939	2,092	1,375	0,801
	f <sub>bc</sub> X 15MPa	bc	3,928	3,535	2,735	1,711

Tableau V-3-7 : Calcul des voiles de l'asc (VT<sub>2</sub>;VT<sub>3</sub>; VT<sub>4</sub>;VT<sub>5</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40	
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	1,83	1,83	1,83	1,83	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,366	0,366	0,366	0,366	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	
	h	3,68	2,66	2,66	2,66	
Solicitation de calcul	T(kN)	666,800	451,860	450,960	346,830	
	N <sub>ser</sub> (kN)	3475,43	3165,02	2368,29	1436,64	
	V <sub>u</sub> (kN)	933,520	632,604	631,344	485,562	
	max (kN/m <sup>2</sup> )	3286,000	2939,130	1134,950	1559,460	
	min (kN/m <sup>2</sup> )	7324,110	6275,800	2520,180	2903,090	
	s (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L <sub>c</sub>	0,57	0,58	0,57	0,64	
	L <sub>t</sub>	1,26	1,25	1,26	1,19	
	d	0,38	0,39	0,38	0,43	
	d <sub>adopté</sub>	0,38	0,39	0,38	0,43	
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0,89	0,86	0,88	0,76	
	1	5133,443	4316,380	1763,547	1863,450	
	N <sub>1</sub>	470,70	412,17	162,28	203,21	
N <sub>2</sub>	454,52	370,00	155,71	142,40		
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	11,77	10,30	4,06	5,08	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	11,36	9,25	3,89	3,56	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	25,67	17,40	17,36	13,35	
	A'v1/bande/nappe	18,19	14,65	8,40	8,42	
	A'v2/bande/nappe	17,78	13,60	8,23	6,90	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	3,97	4,09	3,98	4,48	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	20,1	20,1	11,3	11,3	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	20,1	20,1	11,3	11,3	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA12	2×5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA12	2×5HA12
	ST		30	30	30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		5,49	5,49	5,49	5,49
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7,8	7,8	7,8	7,8
	choix de la section		2×5HA10	2×5HA10	2×5HA10	2×5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des constructions	$f_b \times 5\text{MPa}$	b	2,834	1,920	1,917	1,474
	3,26 Mpa	u	2,024	1,372	1,369	1,053
	$f_{bc} \times 15\text{MPa}$	bc	8,773	7,989	6,184	3,752

Tableau V-3-8 : Calcul des voile (VT<sub>7</sub>; VT<sub>8</sub>; VT<sub>9</sub>;VT<sub>10</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,03	2,03	2,03	2,03
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,406	0,406	0,406	0,406
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,68	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	835,870	630,400	621,700	490,110
	N <sub>ser</sub> (kN)	4233,35	3841,11	2907,11	1835,26
	Vu (kN)	1170,218	882,560	870,380	686,154
	max (kN/m <sup>2</sup> )	1689,200	1479,290	1189,180	1910,330
	min (kN/m <sup>2</sup> )	6361,730	4179,550	2951,150	4984,050
	s (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,43	0,53	0,58	0,56
	L <sub>t</sub>	1,60	1,50	1,45	1,47
	d	0,28	0,35	0,39	0,37
	d <sub>adopté</sub>	0,28	0,35	0,39	0,37
d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> -d <sub>adopté</sub>	1,32	1,15	1,06	1,09	

	1	5235,597	3193,357	2158,363	3710,497	
	N <sub>1</sub>	329,30	260,84	198,61	326,04	
	N <sub>2</sub>	691,17	365,82	228,41	405,38	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	8,23	6,52	4,97	8,15	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	17,28	9,15	5,71	10,13	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	32,18	24,27	23,94	18,87	
	A'v1/bande/nappe	16,28	12,59	10,95	12,87	
	A'v2/bande/nappe	25,32	15,21	11,69	14,85	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	2,98	3,71	4,08	3,94	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	20,1	15,4	11,3	11,3	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	28,14	21,56	15,82	15,82	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA12	2×5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12	2×7HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	7,04	6,09	6,09	6,09	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	7,8	7,8	7,8	7,8	
	choix de la section	2×5HA10	2×5HA10	2×5HA10	2×5HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Vérification des constructions	f <sub>b</sub> X 5MPa	b	3,203	2,415	2,382	1,878
	3,26 Mpa	u	2,288	1,725	1,701	1,341
	f <sub>bc</sub> X 15MPa	bc	9,445	8,763	6,765	4,271

Tableau V-3-9 : Calcul des voile (VT<sub>11</sub>;VT<sub>12</sub>)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40	
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	3,05	3,05	3,05	3,05	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,61	0,61	0,61	0,61	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	
	h	3,68	2,66	2,66	2,66	
Solicitation de calcul	T(kN)	907,310	818,830	461,570	229,160	
	N <sub>ser</sub> (kN)	2142,80	1914,56	1457,14	902,60	
	Vu (kN)	1270,234	1146,362	646,198	320,824	
	max (kN/m <sup>2</sup> )	3700,270	2399,120	1045,070	1636,270	
	min (kN/m <sup>2</sup> )	6290,580	4688,410	2681,970	2912,950	
	s (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L <sub>c</sub>	1,13	1,03	0,86	1,10	
	L <sub>t</sub>	1,92	2,02	2,19	1,95	
	d	0,75	0,69	0,57	0,73	
	d <sub>adopté</sub>	0,75	0,69	0,57	0,73	
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	1,17	1,33	1,62	1,22	
	1	3823,733	3088,997	1985,257	1822,103	
	N <sub>1</sub>	761,69	535,30	266,10	346,30	
	N <sub>2</sub>	446,35	410,62	322,53	222,59	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	19,04	13,38	6,65	8,66	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	11,16	10,27	8,06	5,56	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	34,93	31,52	17,77	8,82	
	A'v1/bande/nappe	27,78	21,26	11,10	10,86	
	A'v2/bande/nappe	19,89	18,15	12,51	7,77	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	7,91	7,23	5,99	7,68	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	28,14	21,56	15,82	15,82	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	28,14	21,56	15,82	15,82	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12	2×7HA12
		Bande 2	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12	2×7HA12
	ST	30	30	30	30	

	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
		Bande 2	14	14	14	14
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		9,15	9,15	9,15	9,15
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11,3	11,3	11,3	11,3
	choix de la section		2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des constructions	$\overline{f}_b$ X 5MPa	b	2,314	2,088	1,177	0,584
	3,26 Mpa	u	1,653	1,491	0,841	0,417
	$\overline{f}_{bc}$ X 15MPa	bc	3,285	2,981	2,299	1,424

# **CHAPITRE VI:**

## **Etude de l'infrastructure**

## Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **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 :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VI.1) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

### VI.2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VI.3) pré dimensionnement des fondations :

#### VI.3.1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}). \text{ D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1855,5 \text{ KN} \quad , \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3,04 \text{ m}^2$$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

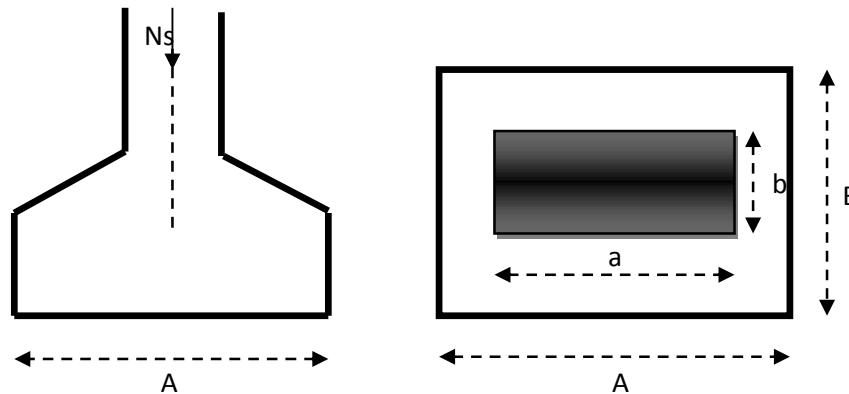


Figure VI-1 : Schéma de la semelle isolée.

### VI.3.2) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_s \cdot L}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle ;

**L** : Longueur de la semelle ;

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré ;

**Q** : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré ;

$\sigma_s$  : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_s = 0,2 \text{ MPa}$ ).

**Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :**

**Sens longitudinale:**

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	953,04	1,20	3,97	4,76
VL <sub>2</sub>	1380,59	1,00	6,90	6,90
VL <sub>3</sub>	1380,59	1,00	6,90	6,90
VL <sub>4</sub>	961,05	1,20	4,00	4,8
VL <sub>5</sub>	1659,49	1,40	5,92	8,28
VL <sub>6</sub>	1125,72	1,40	4,02	5,62
VL <sub>7</sub>	1506,01	1,58	4,76	7,52
VL <sub>8</sub>	1855,50	1,58	5,87	9,27
VL <sub>9</sub>	1855,50	1,40	6,62	9,26
VL <sub>10</sub>	1635,81	1,40	5,84	8,17
VL <sub>11</sub>	954,68	3,00	1,59	4,77
VL <sub>12</sub>	966,53	3,00	1,61	4,83
				81,08

**Tableau VI-1:** Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)**Sens transversale:**

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m <sup>2</sup> )
VT <sub>1</sub>	1659,49	3,30	2,51	8,28
VT <sub>2</sub>	936,06	1,83	2,55	4,66
VT <sub>3</sub>	1506,01	1,83	4,11	7,52
VT <sub>4</sub>	906,95	1,83	2,47	4,52
VT <sub>5</sub>	1855,50	1,83	5,06	9,25
VT <sub>6</sub>	1635,81	3,30	2,47	8,15
VT <sub>7</sub>	1204,81	2,03	2,96	6,00
VT <sub>8</sub>	1119,37	2,03	2,75	5,58
VT <sub>9</sub>	1197,90	2,03	2,95	5,98
VT <sub>10</sub>	1138,73	2,03	2,80	5,68
VT <sub>11</sub>	1052,25	3,05	1,72	5,24
VT <sub>12</sub>	1037,98	3,05	1,70	5,18
				76,09

**Tableau VI-2:** Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est :  $A_{sv} = S_1 + S_2 = 81,08 + 76,09 = 157,17 \text{ m}^2$

### VI.3.3) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

- Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etapas de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges :  $R = N_i$ .

2- Détermination de coordonnée de la résultante  $R : e = \frac{N_i \cdot e_i + M_i}{R = N_i}$ .

3 - Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si  $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

Si  $e > \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_m = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_m = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3}{L}\right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle :  $B = \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec : } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_s$ (KN)	$M_i$ (KN,m)	$e_i$ (m)	$N_s \times e_i$ (KN.m)
1	868,01	5,980	8,93	7751,32
2	771,89	-0,752	4,93	3805,41
3	1033,46	3,012	1,63	1684,53
4	1112,59	-0,520	-2,38	-2647,96
5	925,08	-1,136	-5,88	-5439,47
6	954,68	-3,659	-8,93	-8525,29
<b>Somme</b>	5665,71	2,925		-3371,44

Tableau VI-3 : Détermination de la résultante des charges.

#### Exemple de calcul :

- ✓ La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \sum N_i = 5665,71$
- ✓ Coordonnées de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-3,4 + 2,9}{5,7} = -0,59$
- ✓ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0,59 \quad \frac{L}{6} = \frac{18,3}{6} = 3,05 \text{ m} \quad \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_m = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5665,71}{18,3} \left(1 + \frac{6 \times -0,59}{18,3}\right) = 249,71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_m = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5665,71}{18,3} \left(1 - \frac{6 \times -0,59}{18,3}\right) = 369,49 \text{ KN/m}^2$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{5665,71}{18,3} \left(1 + \frac{3 \times -0,59}{18,3}\right) = 279,65 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B = \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s} = B = \frac{279,65}{2} = 1,39 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,5 m.**

On aura donc **S = 1,5 × 18,30 = 27,45 m<sup>2</sup>**

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 27,45 \times 9 + 157,17 = 404,22 \text{ m}^2$$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :  $S_b = 447,435 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_b} = \frac{404,22}{447,435} = 0,903 \longrightarrow 90,3 \% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 90,3 % de la surface du bâtiment.

### Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

## VI.4) Etude de 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.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### VI.4.1) Pré dimensionnement du radier

- **Condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ ).

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E}{K \times b}} \times \frac{2}{\pi} L_m$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_m\right)^4 \times \frac{3}{E}}$$

**Avec :**

**Le** : Longueur élastique ;

**K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen;

**I** : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

**E** : Module de déformation longitudinale déferée  $E_v = 3 \sqrt[3]{f_c} = 1 \quad .87$

**L<sub>max</sub>** : Distance maximale.

$$\text{d'où: } h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,00\right)^4 \times \frac{3 \times 4}{1 \cdot 8}} = 0.77 \text{ m}$$

- **Condition forfaitaire** :  $\frac{L_m}{8} \leq h \leq \frac{L_m}{5}$   $0,5 \leq h \leq 0,8$   
Avec : **L<sub>max</sub> = 4.00 m.**

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : **h = 80 cm.**

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_m}{2} \quad \text{avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{4}{2} = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } \mathbf{h_d = 40 \text{ cm.}}$$

➤ **La nervure:**

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_m}{10}$$

$$h_n \geq \frac{4}{1} = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } \mathbf{h_n = 80 \text{ cm.}}$$

**D'où:**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80$$

$$32 \leq b_n \leq 56 \quad \mathbf{b_n = 50 \text{ cm}}$$

**Résultats :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle: **h<sub>d</sub> = 40 cm.**
- Hauteur de la nervure: **h<sub>n</sub> = 80 cm.**
- Largeur de la nervure: **b<sub>n</sub> = 50 cm.**

**VI.4.2) Détermination des efforts :**

**A) Charges revenant à la superstructure**

$$\text{Charge permanente} \quad G = 52136,63 \text{ K}$$

Charge d'exploitation  $Q = 7845,48 \text{ KN}$

**B) Combinaison d'action :**

A l'ELU :  $N_U = 1,35G + 1,5 Q = 82152,67 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_S = G + Q = 59982,11 \text{ KN}$

**C) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{L'ELU : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \text{SOL}} = \frac{82152,67}{1,33 \times 200} = 308,84 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\text{SOL}} = \frac{59982,11}{200} = 299,91 \text{ m}^2$$

D'où :  $S_{\text{rad}} = \max(S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 308,84 \text{ m}^2$ .

$$S_{\text{bat}} = 447,43 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 308,84 \text{ m}^2$$

**Remarque**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} = \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \quad \text{Avec } h : \text{ la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{\text{déb}} = \max\left(\frac{90}{2}; 30\right) = 45 \text{ cm}$$

On prend  $L_{\text{déb}} = 55 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} \longrightarrow S_{\text{deb}} = (24,45 + 18,3) \times 2 \times 0,55 + 4 \times (0,55)^2 = 48,235 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 447,435 + 48,235 = 495,665$$

$S_{\text{rad}} = 495,67 \text{ m}^2$ .

**D) Détermination des efforts à la base du radier**

**a) Poids de radier :**

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

- Poids de la dalle :  $g_1 = S_r \times h_d \times \rho_c = 495,67 \times 0,4 \times 25 = 4956,7 \text{ KN}$

- Poids des nervures :  $g_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_c$   
 $g_2 = [(0,50 \times (0,80 - 0,40) \times 18,3 \times 9) + (0,50 \times (0,80 - 0,40) \times 24,45 \times 6)] \times 25$   
 $g_2 = 1557 \text{ KN}$

- Poids du TVO :  $g_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times$   
Avec :  $S_{ner} = b_n \times L \times n = (0,50 \times 18,3 \times 9) + (0,50 \times 24,45 \times 6) = 155,7 \text{ m}^2$ .

$$g_3 = (495,67 - 155,7) \times (0,8 - 0,4) \times 17 = 2311,79 \text{ KN.}$$

- Poids de la dalle flottante libre :  $g_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times b$   
 $g_4 = (495,67 - 155,7) \times 0,1 \times 25 = 849,92 \text{ KN.}$

$$p_{rad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 4956,7 + 1557 + 2311,79 + 849,92 = 9675,41$$

#### b) Charge permanente apportée sur le radier GT

$$G_T = P (\text{superstructure}) + P (\text{infrastructure})$$

$$= 52136,63 + 9675,41 = 61812,04 \text{ KN.}$$

#### c) Charge d'exploitation apportée sur le radier QT

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 7845,48 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 2,5 \times 495,67 = 1239,175 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge totale : } Q_T = 9084,65 \text{ KN}$$

#### d) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_U = 1,35G_T + 1,5 Q_T = 1,35 \times 61812,04 + 1,5 \times 9084,65 = 97073,22 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_S = G_T + Q_T = 61812,04 + 9084,65 = 70896,69 \text{ KN}$$

### VI.4.3) vérifications :

#### A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^m}{b \times d} = \min \left\{ \frac{0,1 \times f_c}{b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm; } d = 0,9h_d = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^m = q_u \times \frac{l_m}{2} = \frac{N_U \times b}{S_r} \times \frac{l_m}{2} = \frac{97073,22 \times 1}{495,67} \times \frac{4,00}{2} = 391,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{391,68}{1 \times 0,36} = 1088 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$= \min \left\{ \frac{0,1 \times 2}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,08 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### B) Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux dus aux charges verticales.
- ✓ Effort de renversement du au séisme.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$ : Moment sismique à la base du bâtiment

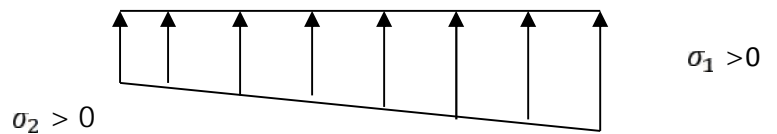
$T_{j(k=0)}$ : Effort tranchant à la base du bâtiment

$h$  : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes : (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

➤ **ELU:**

$$m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad 1,33 \quad s$$



➤ **ELS:**

$$m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad s$$

**Figure VI-2** : Diagramme des contraintes du sol.

$$s = 200 \text{ KN /m}^2 , \quad 1,33 \quad s = 266 \text{ KN /m}^2$$

Avec :

$$1,2 = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$V$  : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 97073,22 \text{ KN} \quad N_s = 70896,69 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 76872,122 \text{ KN.m} \quad T_{0x} = 3308,63 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 83622,299 \text{ KN.m} \quad T_{0y} = 3557,86 \text{ KN}$$

• **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

$$X_G = \frac{S_i \times X_i}{S_i} = 12,225$$

$$Y_G = \frac{S_i \times Y_i}{S_i} = 9,15$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{2,4 \times 1,3^3}{12} = 12486,79$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{1,3 \times 2,4^3}{12} = 22289,81$$

- **Calcul des moments:**

$$M_x = 76872,122 + (3308,63 \times 0,8) \longrightarrow M_x = 79519,026 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 83622,299 + (3557,86 \times 0,8) \longrightarrow M_y = 86468,58 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal xx:**

- **A ELU:**

$$1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M_x}{I_y} \times V = \frac{9,2}{4,6} + \frac{7,0}{22289,81} \times 12,225 = 239,45 \text{ KN/m}^2$$

$$2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M_x}{I_y} \times V = \frac{9,2}{4,6} - \frac{7,0}{22289,81} \times 12,225 = 152,22 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{3 \times 239,45 + 152,22}{4} = 217,64 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 217,64 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot c_s = 266 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **A PELS :**

$$1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M_x}{I_y} \times V = \frac{7,6}{4,6} + \frac{7,0}{22289,81} \times 12,225 = 186,64 \text{ KN/m}^2$$

$$2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M_x}{I_y} \times V = \frac{70896,69}{495,67} - \frac{79519,026}{22289,81} \times 12,225 = 99,41 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{3 \times 186,64 + 99,41}{4} = 164,83 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 164,83 \text{ KN/m}^2 < c_s = 200 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversale yy:**

**A ELU:**

$$1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M_y}{I_x} \times V = \frac{9,2}{4,6} + \frac{8,5}{12486,79} \times 9,15 = 259,20 \text{ KN/m}^2$$

$$1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M_y}{I_x} \times V = \frac{97073,22}{495,67} - \frac{86468,58}{12486,79} \times 9,15 = 132,48 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{3 \times 2,2 + 1,4}{4} = 227,52 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 227,52 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot c_s = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A PELS :**

$$1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M_y}{I_x} \times V = \frac{70896,69}{495,67} + \frac{86468,58}{12486,79} \times 9,15 = 206,39 \text{ KN/m}^2$$

$$1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M_y}{I_x} \times V = \frac{70896,69}{495,67} + \frac{86468,58}{12486,79} \times 9,15 = 79,67 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{3 \times 206,39 + 79,67}{4} = 174,71 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 174,71 \text{ KN/m}^2 < c_s = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**C) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91)**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

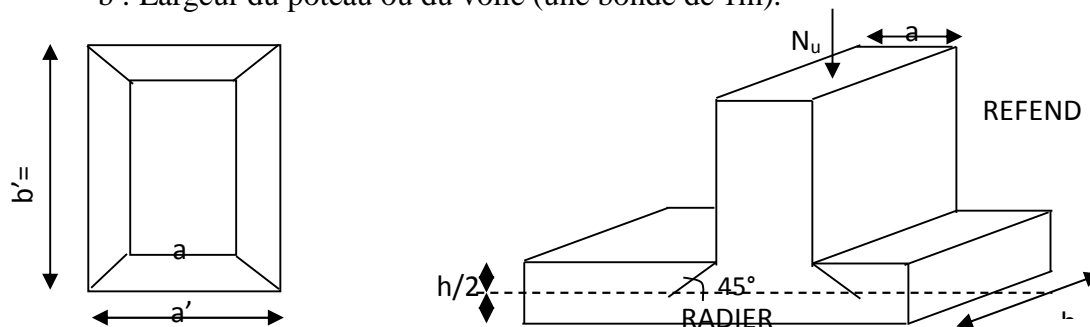
$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \sim_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\alpha_b}$$

Avec  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



**Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux**

- **Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité)**

$$\sim_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 1527,96 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 1527,96 < \frac{0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 3000 \text{ KN.m}$$

- **Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité)**

$$\tilde{c} = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,80) = 5,6m$$

$$N_u = 2269,10 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 2269,10 < \frac{0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 3360 \text{ KN.m}$$

## VI.5) ferrailage de radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**

### VI.5.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :  $m = 227,52 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS :  $m = 174,71 \text{ KN/m}^2$

D'où :

#### A l'ELU

$$q_u = \dagger_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 227,52 - \frac{9675,41}{495,67} = 208,00 \text{ KN / m}^2$$

#### A l'ELS

$$q_s = \dagger_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 174,71 - \frac{9675,41}{495,67} = 155,19 \text{ KN / m}^2$$

### VI.5.2 Ferrailage de la dalle :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### A) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas

- **1<sup>er</sup> cas:**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$  La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2<sup>ème</sup> cas: 0.4**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$  La dalle travaille dans les deux sens
- ✓ Dans le sens de la petite portée  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

### B) Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $l_x = 3,00m$   $l_y = 4,00m$

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,00}{4,00} = 0,75 \quad 0,4 \leq \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
1	3,00	4,00	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644

### C) Calcul a l'ELU :

#### a) Evaluation des moments M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> :

$$v = 0; \rho = 0,754 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0622 \\ \mu_y = 0,509 \end{cases}$$

**On aura donc:**

$$M_0 = \mu_x \times q_u \times l^2$$

$$M_0 = \mu_y \times M_0$$

$$M_0 = 0,0622 \times 208, \times 3,00^2 = \mathbf{1,4 \text{ K.m}}$$

$$M_0 = 0,509 \times 116,43 = \mathbf{5,9 \text{ K.m}}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

**0.75** : 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 intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 116,43 = 58,215 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 59,26 = 29,63 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 116,43 = 34,929 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 59,26 = 17,77 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 116,43 = 87,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 59,26 = 44,44 \text{ KN.m}$$

**b) Ferrailage a l'ELU :**

- **le sens x - x (longitudinal)**

- ✓ **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58,215 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,030 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,030 \rightarrow \mu_u = 0,985$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd_{stt}} = \frac{58,215 \times 10^3}{0,985 \times 37 \times 348} = 4,59 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6,15 cm<sup>2</sup>/ml avec : S<sub>t</sub> = 25 cm.

- ✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{87,32 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,044 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \mu_u = 0,978 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \mu_u} = \frac{87,32 \times 10^3}{0,978 \times 37 \times 348} = 6,93 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>/ml Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

- **le sens y - y (transversal):**

- ✓ **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,63 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,016 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,016 \rightarrow \mu_u = 0,992$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd_{stt}} = \frac{29,63 \times 10^3}{0,992 \times 37 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6,15 cm<sup>2</sup>/ml avec S<sub>t</sub> = 25

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44,44 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,022 (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \mu_u = 0,989 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \mu_u} = \frac{44,44 \times 10^3}{0,989 \times 37 \times 348} = 3,48 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>/ml Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

**c) Vérification a l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,75}{2} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

- **Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42):**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle :

**Sens x-x**

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \quad S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \mathbf{C} \quad \text{vérifiée}$$

**Sens y-y**

$$S_t = \min\{4h; 45\text{cm}\} \quad S_t = \min\{120; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^m}{b} = \min\left(0,5 \frac{f_{t2}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5$$

$$V_u^m = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,3 \times 3}{2} = 3,45$$

$$\tau_u = \frac{3,45}{1 \times 0,4} = 8,625 > 2,5$$

**D) Calcul a l'ELS :****a) Evaluation des moments Mx, My :**

$$\mu_x = 0,2; \quad \mu_y = 0,75 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0685 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_0 = \mu_x \times q_u \times l^2$$

$$M_0 = \mu_y \times M_0$$

$$M_0 = 0,0685 \times 155,19 \times 3,00^2 = 9,61 \text{ . m}$$

$$M_0 = 0,644 \times 95,67 = 61,61 \text{ . m}$$

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0,5 \times 95,67 = 47,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 61,61 = 30,80 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0,30 \times 95,67 = 28,701 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,30 \times 61,61 = 18,483 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0,75 \times 95,67 = 71,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,75 \times 61,61 = 46,20 \text{ KN.m}$$

**b) Vérification a L'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{I_c}{1} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{5,2}{4,8} = 1,21 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,030 \longrightarrow \alpha = 0,0381$$

$$= 0,0381 \quad \frac{1,2-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,355 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{8,3}{7,7} = 1,21 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,044 \longrightarrow \alpha = 0,0562$$

$$= 0,0562 \quad \frac{1,2-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,355 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{2,6}{3,8} = 0,96 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,016 \longrightarrow \alpha = 0,0201$$

$$= 0,0201 \quad \frac{0,9-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,23 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{4,4}{4,2} = 0,96 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,022 \longrightarrow \alpha = 0,0279$$

$$= 0,0279 \quad \frac{0,9-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,23 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

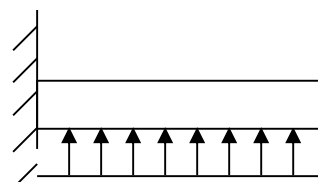
La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

**VI.5.3) Ferrailage de débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 55 \text{ cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie

**A) Sollicitation de calcul****A l'ELU**

$$q_u = 221,8 \text{ KN/ml}$$



$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-221,8 \times 0,55^2}{2} = -33,547 \text{ KN.m}$$

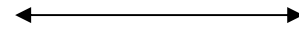


Figure VI-4 : Schéma statique du débord

**A) l'ELS**

$$q_s = 163,98 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-163,98 \times 0,55^2}{2} = -24,80 \text{ KN.m}$$

**B) Calcul des armatures****a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\tilde{\mu}_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{33,547 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,018 < \tilde{\mu}_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta_u} = \frac{33,547 \times 10^3}{0,991 \times 37 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } S_t = 12 \text{ cm}$$

**b) Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots S_t = 20 \text{ cm.}$$

**C) Vérification à l'ELU**• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4,47 \text{ cm}^2 < A_u = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**D) Vérification à l'ELS**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3,5}{2,8} = 1,35$$

$$\mu = 0,018 \longrightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c2}}{1} = \frac{1,3-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

**VI.5.4) Ferrailage de la nervure**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

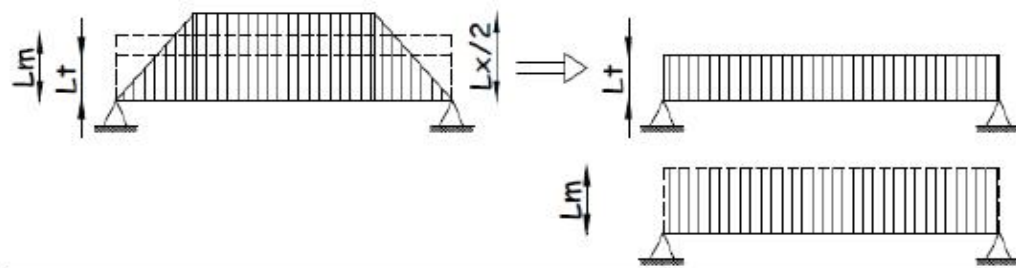


Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

**1er Cas : Chargement trapézoïdale :**

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$$

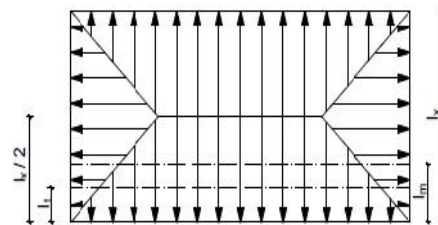


Figure VI-6: Répartition trapézoïdale.

**2ème Cas : Chargement triangulaires :**

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = 0.3 I_x$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = 0.2 I_x$$

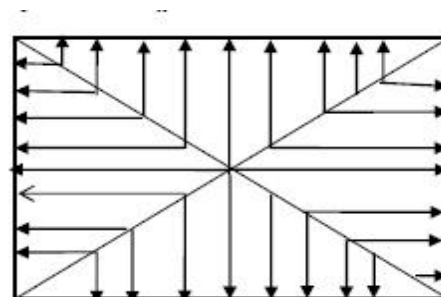


Figure VI-7 : Répartition triangulaire.

**A) Détermination des charges :**

$$q_u = \left( m - \frac{G_r}{S_r} - \frac{G_n}{S_n} \right) = \left( 227,52 - \frac{9,4}{4,6} - \frac{1}{1,7} \right) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{1 \text{ K /m}}$$

$$q_s = \left( m - \frac{G_r}{S_r} - \frac{G_n}{S_n} \right) = \left( 174,71 - \frac{9,4}{4,6} - \frac{1}{1,7} \right) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{1,1 \text{ K /m}}$$

- **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- **Pour les efforts tranchants :**

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

• Sens longitudinale :

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly		charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	Qu	Qs	Qs	Qu	Qu	Qs	Qs
A - B	1	3	3,5	0,85	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02	392,04	143,73	287,46	148,5	297	108,89	217,78
	2	3	4	0,75	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02		143,73		148,5		108,89	
B - C	1	3	3,5	0,85	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02	392,04	143,73	287,46	148,5	297	108,89	217,78
	2	3	4	0,75	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02		143,73		148,5		108,89	
C - D	1	3	3,5	0,85	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02	392,04	143,73	287,46	148,5	297	108,89	217,78
	2	3	4	0,75	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02		143,73		148,5		108,89	
D - E	1	3	3,5	0,85	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02	392,04	143,73	287,46	148,5	297	108,89	217,78
	2	3	4	0,75	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02		143,73		148,5		108,89	
E - F	1	3	3,5	0,85	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02	392,04	143,73	287,46	148,5	297	108,89	217,78
	2	3	4	0,75	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02		143,73		148,5		108,89	
F - G	1	3	3,5	0,85	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02	392,04	143,73	287,46	148,5	297	108,89	217,78
	2	3	4	0,75	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02		143,73		148,5		108,89	
G - H	1	3	3,5	0,85	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02	392,04	143,73	287,46	148,5	297	108,89	217,78
	2	3	4	0,75	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02		143,73		148,5		108,89	
H - I	1	3	3,5	0,85	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02	392,04	143,73	287,46	148,5	297	108,89	217,78
	2	3	4	0,75	triangulaire	0,99	0,75	198	145,19	196,02		143,73		148,5		108,89	

**Tableau VI-5 :** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- Sens transversal:

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly		charge	Lm	Lt	qu	qs	Qu	Qu	Qs	Qs	Qu	Qu	Qs	Qs
1-2	1	3	3,05	0,98	trapézoïdal	1,01	0,77	198	145,19	199,98	399,96	146,64	293,28	152,46	304,92	111,79	223,58
	2	3	3,05	0,98	trapézoïdal	1,01	0,77	198	145,19	199,98		146,64		152,46		111,79	
2-3	1	3	3,5	0,85	trapézoïdal	1,13	0,95	198	145,19	223,74	447,48	164,06	328,12	188,1	376,2	137,93	275,86
	2	3	3,5	0,85	trapézoïdal	1,13	0,95	198	145,19	223,74		164,06		188,1		137,93	
3-4	1	3	4	0,75	trapézoïdal	1,21	1,07	198	145,19	239,58	479,16	175,67	351,34	211,86	423,72	155,35	310,7
	2	3	4	0,75	trapézoïdal	1,21	1,07	198	145,19	239,58		175,67		211,86		155,35	
4-5	1	3	3,30	0,90	trapézoïdal	1,09	0,89	198	145,19	215,82	431,64	158,25	316,5	176,22	352,44	129,21	258,42
	2	3	3,30	0,90	trapézoïdal	1,09	0,89	198	145,19	215,82		158,25		176,22		129,21	
5-6	1	3	4	0,75	trapézoïdal	1,21	1,07	198	145,19	239,58	479,16	175,67	351,34	211,86	423,72	155,3533	310,7
	2	3	4	0,75	trapézoïdal	1,21	1,07	198	145,19	239,58		175,67		211,86		155,3533	

**Tableau VI-6 :** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

**B) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)**

a) Sens longitudinal :

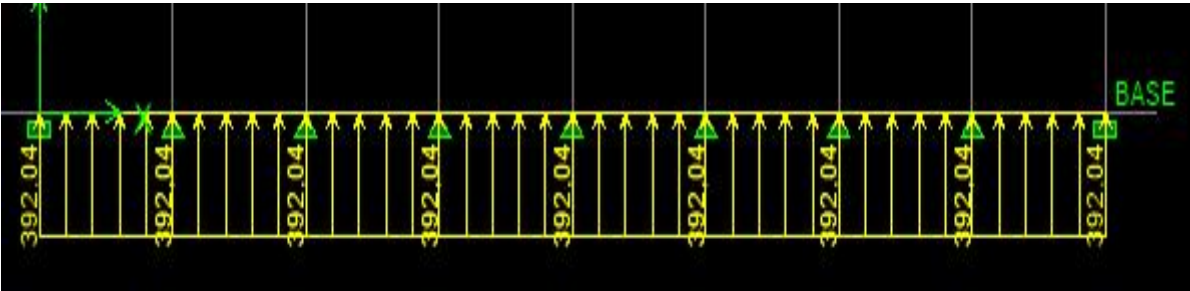


Figure VI-8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

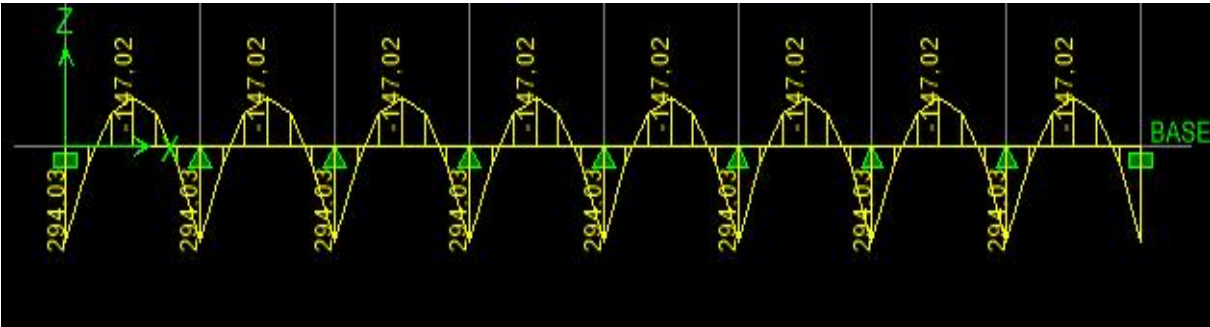


Figure VI-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



Figure VI-10 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

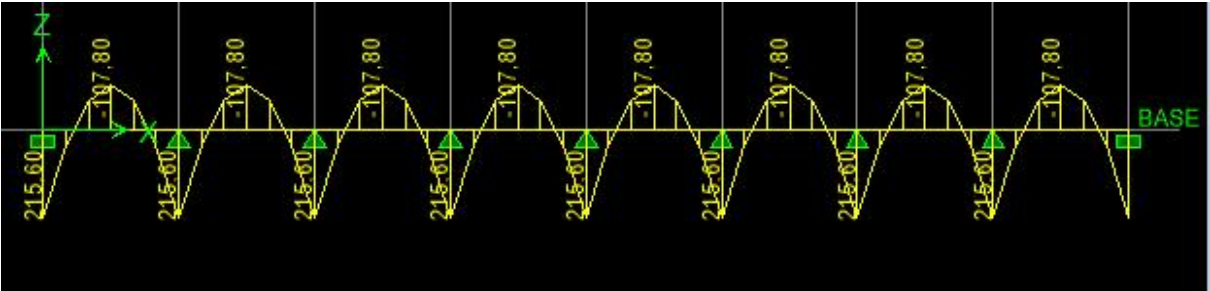


Figure VI-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

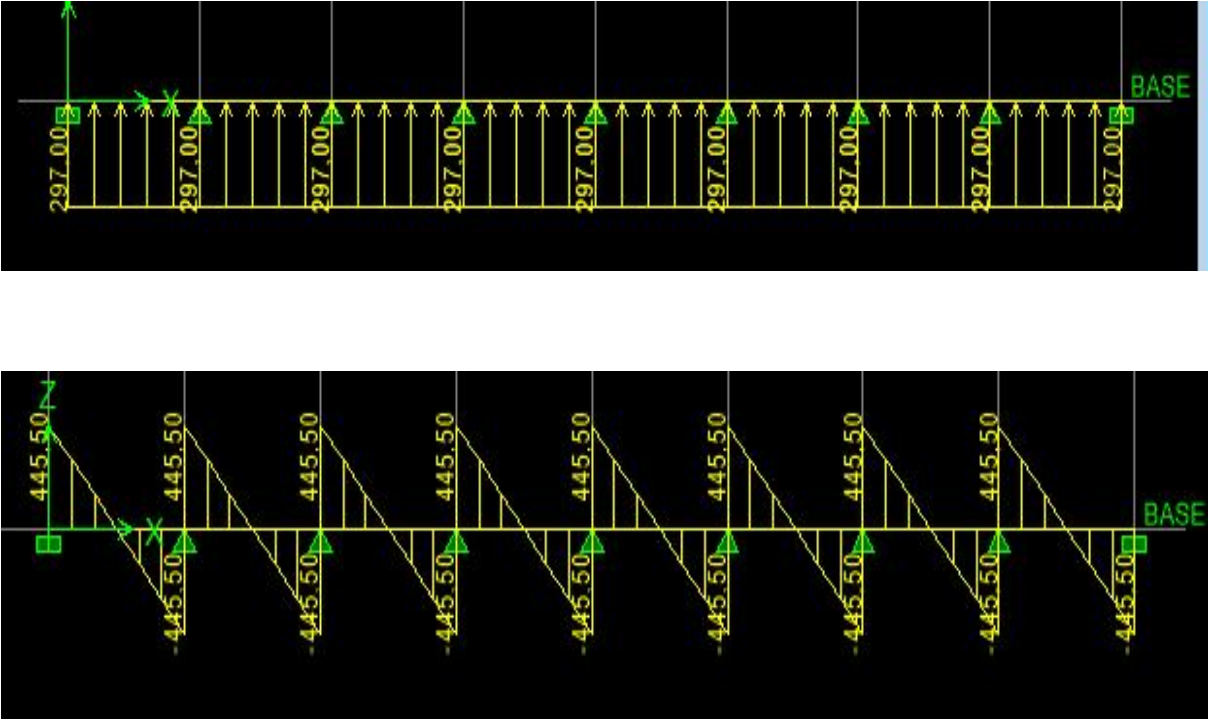


Figure VI-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

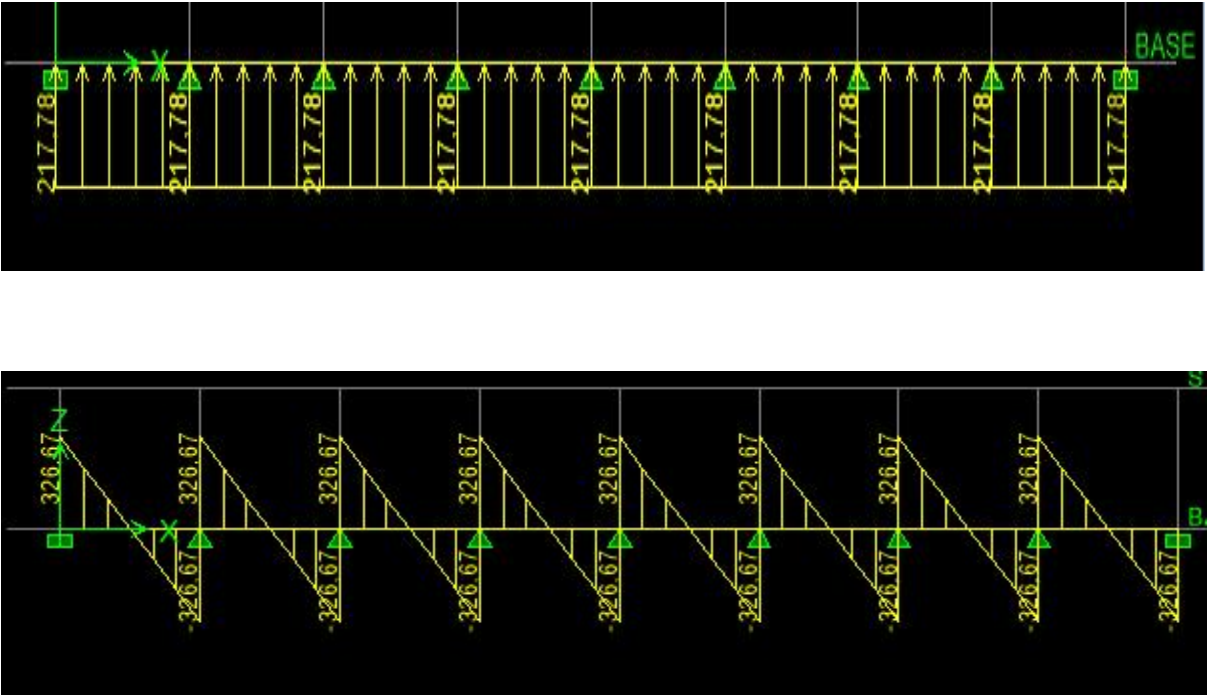


Figure VI-13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



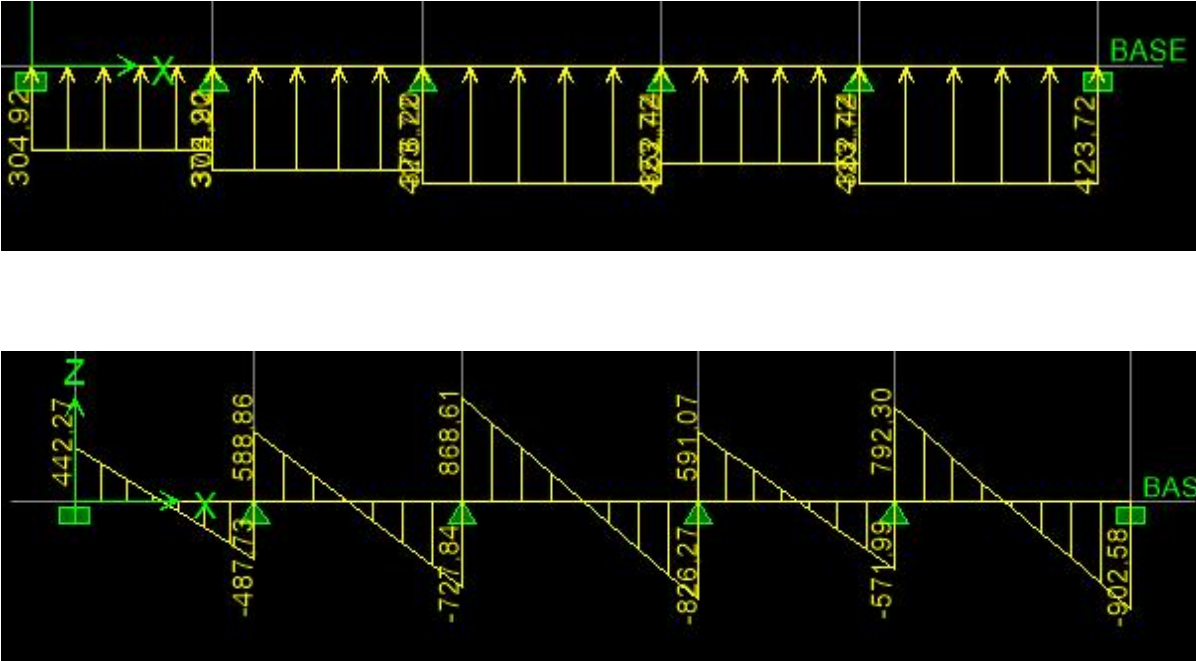


Figure VI.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

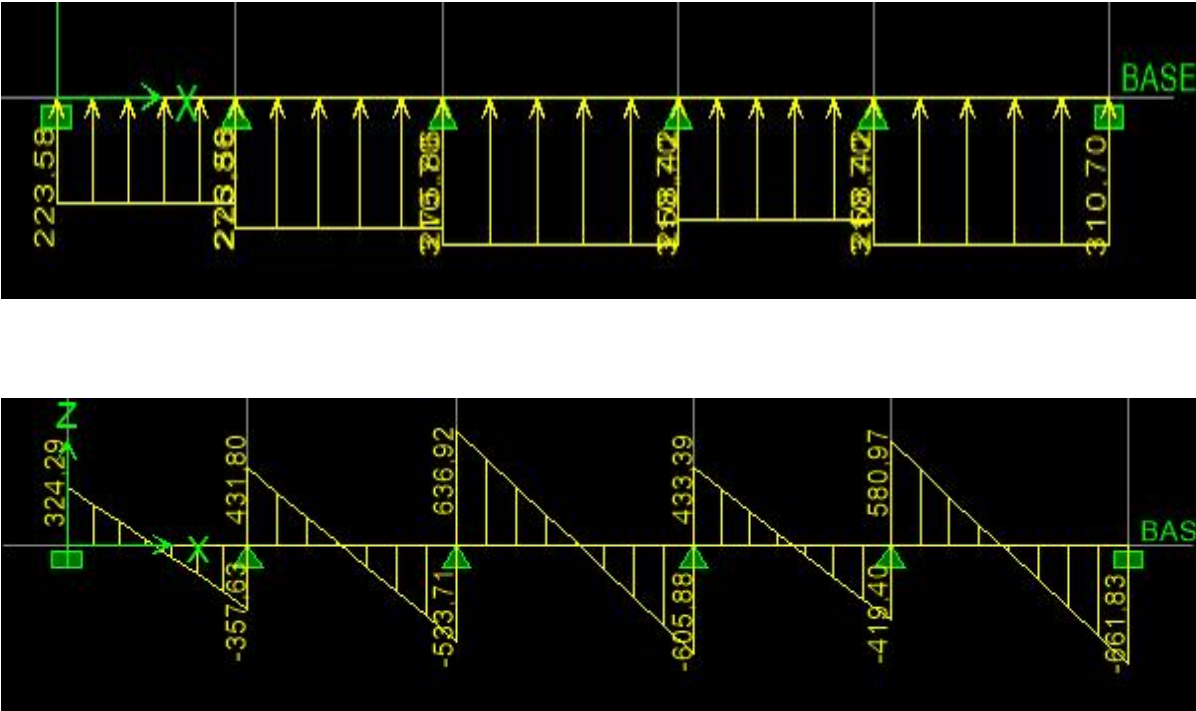


Figure VI.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

## C) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{max}$ (KN.m)	294,03	215,6	707,61	518,84
$M_{tmax}$ (KN.m)	147,02	107,8	398,69	292,33
$T_{max}$ (KN)	445,50	326,67	902,58	661,83

Tableau VI.7 : Les efforts internes dans les nervures.

## D) Le ferrailage :

## a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50$  [cm],  $h = 80$  [cm],  $d = 75$  [cm],  $f_{bc} = 14,2$  [MPa],  $\sigma_{st} = 348$  [MPa]

Exemple de calcul :

$$M_{tu} = 147,02 \text{ [KN.m]} ; M_{at} = -294,03 \text{ [KN.m]}$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^m}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{294,03 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,074 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$A_a = \frac{M_a^m}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{294,03 \times 10^3}{0,962 \times 75 \times 348} = 11,71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14,2 [cm<sup>2</sup>]

		M [KN.m]	$\mu$	$\beta$	$A_c$ [cm <sup>2</sup> ]	choix	$A_a$ [cm <sup>2</sup> ]
Sens longitudinal	Appui	294,03	0,074	0,962	11,71	4HA16+4HA14	14,2
	Travée	147,02	0,036	0,982	5,73	4HA16+4HA14	14,2
Sens transversal	Appui	707,61	0,176	0,902	30,05	5HA20 + 5HA20	31,4
	travée	398,69	0,098	0,948	16,11	5HA20+2HA16	19,72

Tableau VI-7 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

**b) Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$s_t \geq \frac{1}{3} = \frac{2}{3} = 6,6 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales = 8 [mm]

On prend un cadre et un étrier de = 8 [mm]

- **Espacement des armatures :**

- ✓ **En zone nodale :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \cdot s \right\} = \min \left\{ \frac{9}{4}; 12 \times 2 \right\} = \{22,5; 24\}$$

Soit  $S_t = 24$  [cm]

- ✓ **En zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{9}{2} = 22,5 \text{ [cm]}$$

Soit  $S_t = 24$  [cm]

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^m = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 24 \times 45 = 2,7 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit  $A_t = 6HA 8 = 3,02 \text{ cm}^2$  (02 cadres et 01 étrier).

**E) Vérification à l'ELU****a) Condition de non fragilité**

$$A_m = \frac{0,2 \times b \times d \times f_{ct}}{f_e} = \frac{0,2 \times 4 \times 8 \times 2,1}{4} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{a \text{ } \epsilon} = 14,2 \text{ [cm}^2\text{]} > A_m = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{a \text{ } \epsilon} = 14,02 \text{ [cm}^2\text{]} > A_m = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{a \text{ } \epsilon} = 31,4 \text{ [cm}^2\text{]} > A_m = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{a \text{ } \epsilon} = 19,72 \text{ [cm}^2\text{]} > A_m = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 445,50 \text{ [KN]}$$

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \min\left(\frac{0,15f_c}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{4 \cdot 1,5 \times 10^3}{5 \times 7} = 1,18 \text{ [MPa]} \quad \gamma = 2,5 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### F) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c}{1} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{2 \cdot 0}{2 \cdot 6} = 1,36 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,074 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0962 \\ &= 0,0962 \quad \frac{1,3-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

- ✓ **En travée :**

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{1 \cdot 0}{1 \cdot 8} = 1,36 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,036 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0459 \\ &= 0,0459 \quad \frac{1,3-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

- **Sens Y-Y :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{7 \cdot 6}{5 \cdot 8} = 1,36 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,176 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,2438 \\ &= 0,2438 \quad \frac{1,3-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

- ✓ **En travée :**

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{3 \cdot 6}{2 \cdot 3} = 1,36 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,090 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,1181 \\ &= 0,1181 \quad \frac{1,3-1}{2} + \frac{2}{1} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

### Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

**G) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à  $3[\text{cm}^2]$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **80 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right] \times 0,8 = 2,4[\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

Soit :  $2\text{HA}14 = 3,08[\text{cm}^2]$



# CHAPITRE VII:

## Etude de mur plaque

## VII) Introduction :

Les murs plaques ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

### VII.1) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

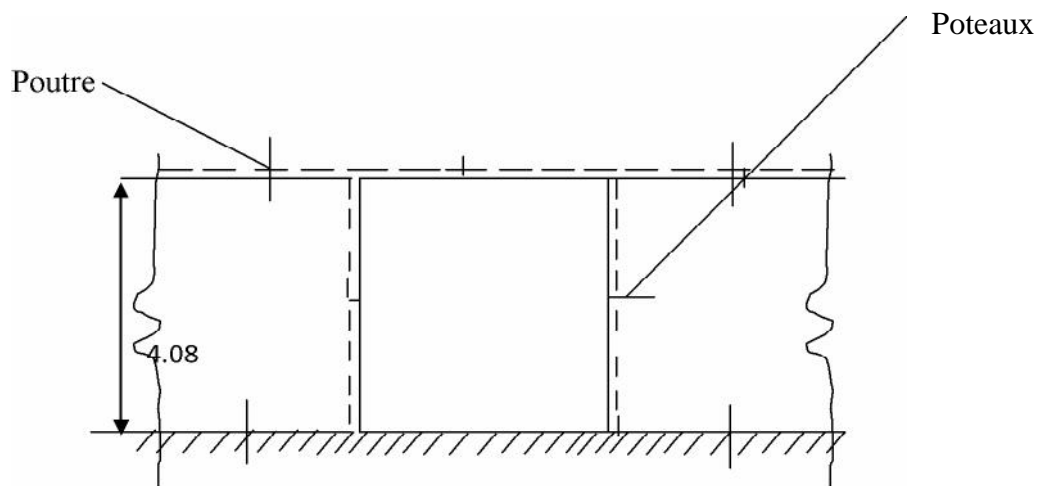


Figure VII-1 : Coupe du mur de plaque.

### VIII.2) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont  $H$  et  $v$  tel que :  $H = K_0 \times v$

Avec :

$K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos. ( $K_0 = 1 - \sin \phi$ )

$H$  : Contraintes horizontales.

$v$  : Contrainte verticale.

$\phi$  : Angle de frottement interne.

#### A) Données de calcul :

- ) Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- ) Poids volumique des terres :  $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$
- ) Angle de frottement :  $\phi = 35^\circ$
- ) Cohésion :  $C = 0$
- ) Contrainte du sol :  $\sigma = 2 \text{ bars}$

**Note :** les caractéristiques ne sont pas données par le rapport de sol mais récupérées par laboratoire qui a fait l'étude du sol.

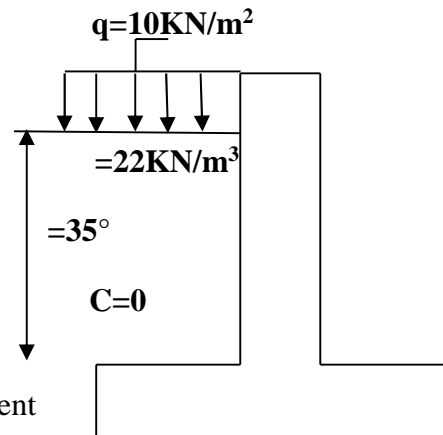
**B) Calcul des sollicitations :**

$$h = K_0 \cdot v = K_0(q + \gamma \cdot h)$$

Avec :

$$0 < h < H \iff 0 < h < 4.08 \text{ m}$$

**H= 4.08m**



Type du sol : nous avons  $C = 0$ ,  $\phi = 35^\circ \iff$  sol pulvérulent

Donc :  $K_0 = 1 - \sin 35^\circ$

$$K_0 = 0.43$$

**ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 12.77h + 6.45$$

Pour :  $h = 0 \iff \sigma_{h1} = 6.45 \text{ kN/m}^2$

Pour :  $h = 4.08 \text{ m} \iff \sigma_{h2} = 58.55 \text{ kN/m}^2$

**ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 9.46h + 4.3$$

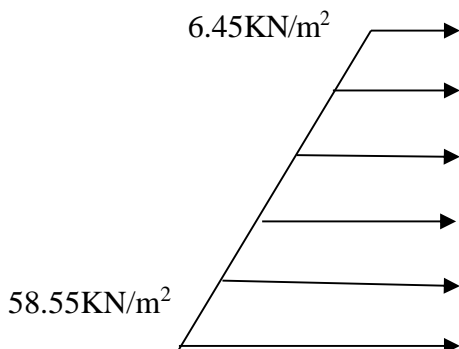
Pour :  $h = 0 \iff \sigma_{h1} = 4.3 \text{ kN/m}^2$

Pour :  $h = 4.08 \text{ m} \iff \sigma_{h2} = 42.90 \text{ kN/m}^2$

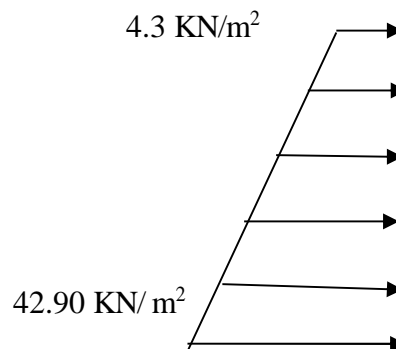
**Fig VII-2 :** Schéma du mur plaque.

**C) Diagramme des contraintes :**

**ELU:**



**ELS:**



**Fig VII-3 :** Diagramme des contraintes à l'ELU.

**Fig VII-4 :** Diagramme des contraintes à l'ELS.

**D) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :**

$$\text{ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_m + \sigma_m) \cdot 1}{4} = 45.53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_m + \sigma_m) \cdot 1}{4} = 33.25 \text{ KN/ml}$$

**VIII.3) Ferrailage du mur plaque:****A) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

**B) Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- )} Moment en travée 0.85.
- )} Moment d'encastrement sur les grandes cotés:  
0.3 (appuis de rive).  
0.5 (autres appuis).

**C) Identification des panneaux :**

$$L_x = 3.00\text{m}$$

$$L_y = 4.08\text{m}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.0}{4.0} = 0.735 \quad ; \quad 0.4 \quad 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0 & \mu_x = 0.0634 \\ = 0.74 & \mu_y = 0.494 \end{array} \right.$$

**On aura donc :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0634 \times 45.53 \times 3.00^2 = 25.98 \text{ KN.m}$$

**D) Correction des moments :**

)} Sens X-X

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 \times 25.98 = 12.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 \times 25.98 = 22.083 \text{ KN.m}$$

**E) Ferrailage :**

Sens	Zone	Mu (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_l$	Section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
X-X	Appuis	12.99	0.030	0.392	SSA	0.985	2.11	2.17	4HA10= 3.12	25
	Travée	22.083	0.048	0.392	SSA	0.975	3.62	2.17	4HA12= 4.52	25

**Tableau VII-1:** Ferrailage du mur plaque.**F) Recommandations du RPA 99 :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par **4 épingles/m<sup>2</sup> de HA8**.

**G) Vérification à l'ELS :**

$$v = 0.2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.632 \end{array} \right.$$

$$= 0.74$$

**On aura donc :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0696 \times 33.25 \times 3.00^2 = 20.83 \text{ KN.m}$$

) **Sens X-X**

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 \times 20.83 = 10.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 \times 20.83 = 17.71 \text{ KN.m}$$

**a) Vérification des contraintes :**

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_b = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{1}{b \cdot d} \cdot A_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_b = k \cdot \sigma_s$$

Sens	Zone	A <sub>s</sub> (cm)	M <sub>s</sub> (KN.m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Observation
X-X	Appuis	4HA10 = 3.12	10.46	0.174	0.932	0.017	199.84	3.397	15	Vérifiée
	Travée	4HA12 = 4.52	17.71	0.253	0.920	0.021	236.60	4.968	15	Vérifiée

Tableau VII-2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

**b) Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_s}{2l_u} ; \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{2}{3} = 0.066 \geq \frac{M_s}{2l_u} = \frac{1.7}{2 \times 2.0} = 0.040 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.5}{1 \times 1} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

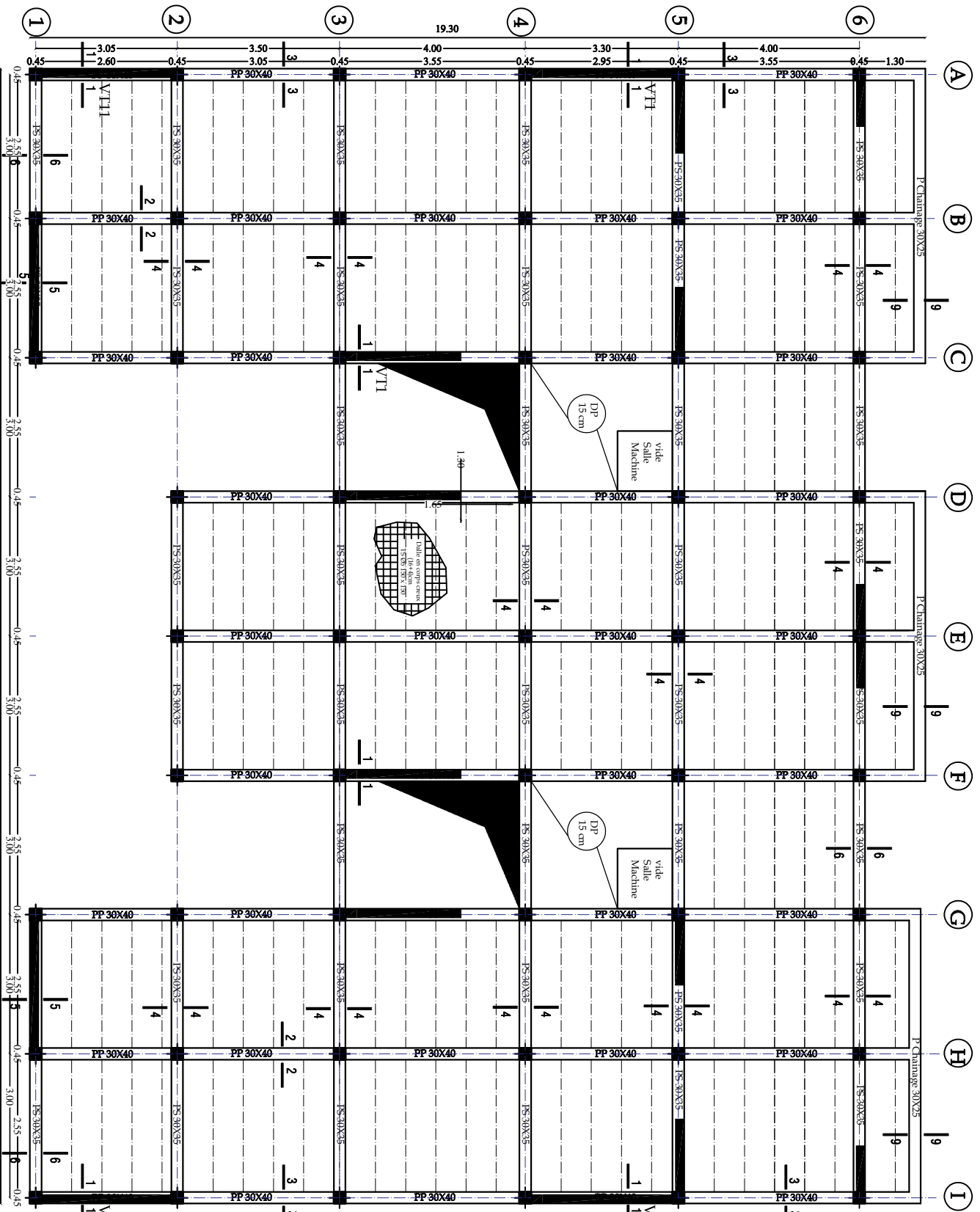
Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

**Conclusion:**

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

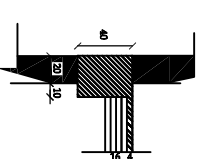
) Sens x-x :

- **En travée : 4HA12** avec un espacement de **25 cm**.
- **Aux appuis : 4HA10** avec un espacement de **25 cm**.

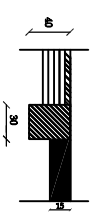


24.45

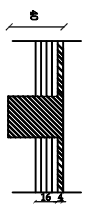
Coupe 1-1



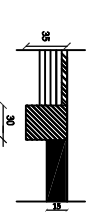
Coupe 7-7



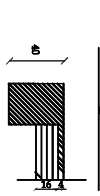
Coupe 2-2



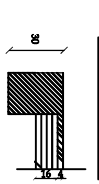
Coupe 8-8



Coupe 3-3



Coupe 3-3



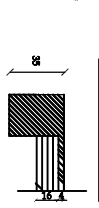
Coupe 4-4



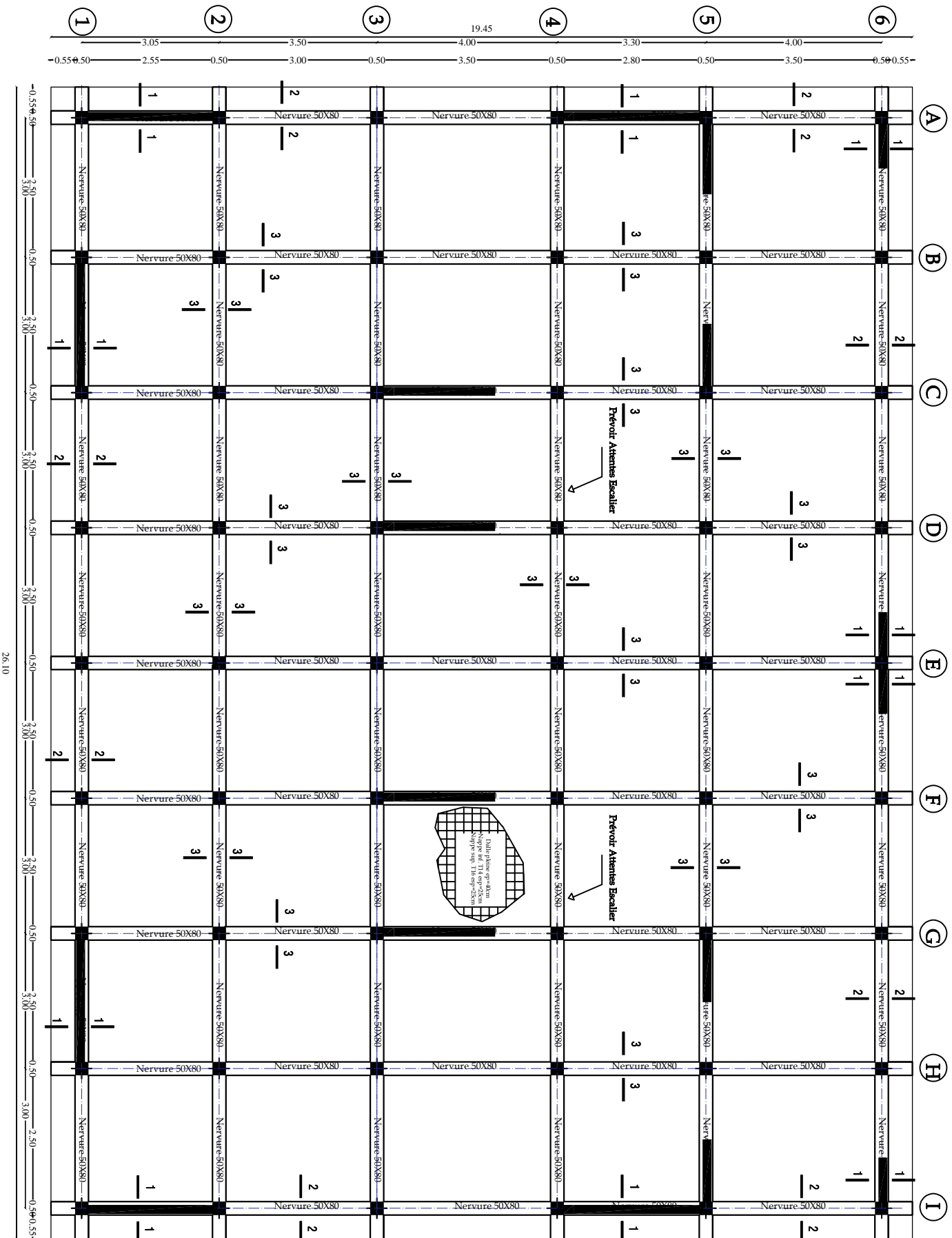
Coupe 5-5



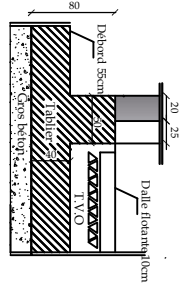
Coupe 6-6



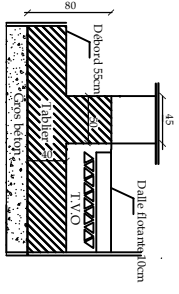
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil  
 DIRIGÉ PAR :  
 Mme AMROUSSY  
 ETUDIÉ PAR : MARI MEGHILA  
 MERANI KARIMIA  
**COFRAILLAG**  
**ETAGE COUR 2**



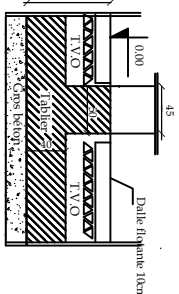
Coupe 1-1 Ech:1/25



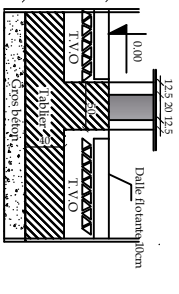
Coupe 2-2 Ech:1/25



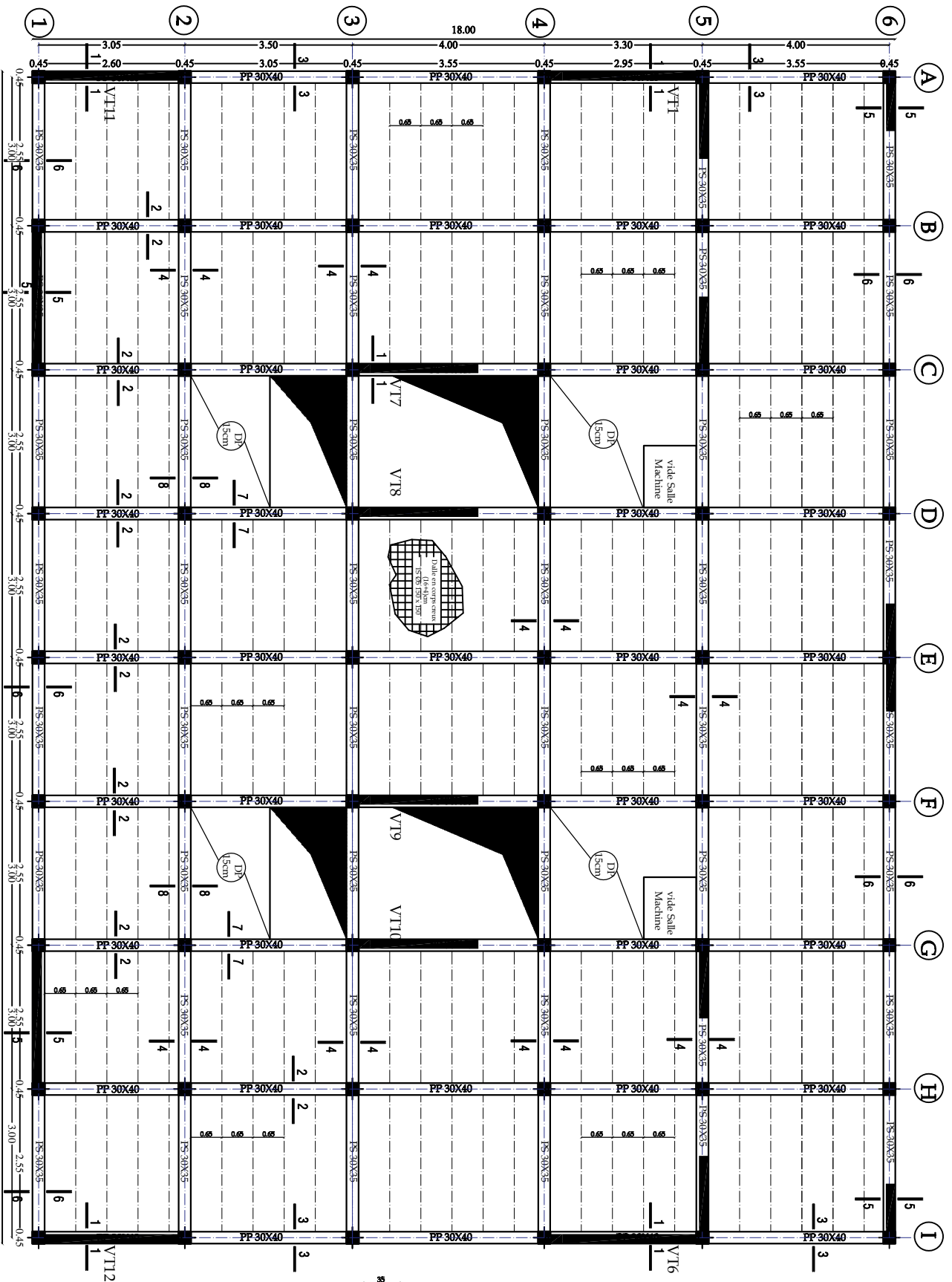
Coupe 3-3 Ech:1/25



Coupe 4-4 Ech:1/25

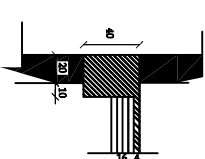


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil  
 DIRIGÉ PAR:  
 Mme AMROUSSY  
 MAÏRI GANIJA  
 MERANT KARIMIA  
**COFFRAGE  
 RADIER**

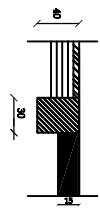


24.45

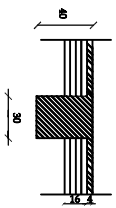
Coupe 1-1



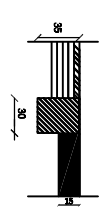
Coupe 7-7



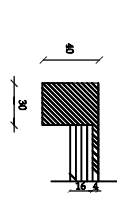
Coupe 2-2



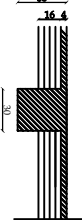
Coupe 8-8



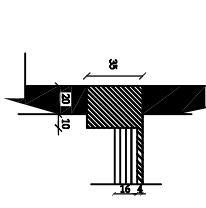
Coupe 3-3



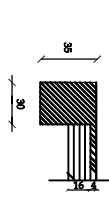
Coupe 4-4



Coupe 5-5



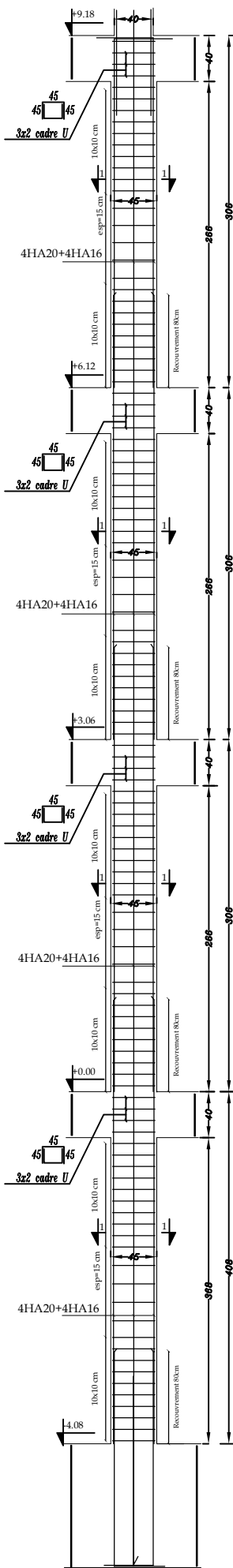
Coupe 6-6



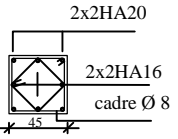
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DRICE PAR :  
 Mme AMROUSSEZ  
 ETUDIE PAR : M. ABDI CALVIA  
 MERRAJT KHAZELIA

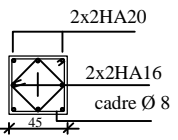
**COFFRAGE**  
**S SOL et RDC**



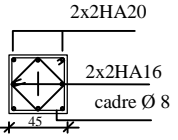
COUPE 1-1:



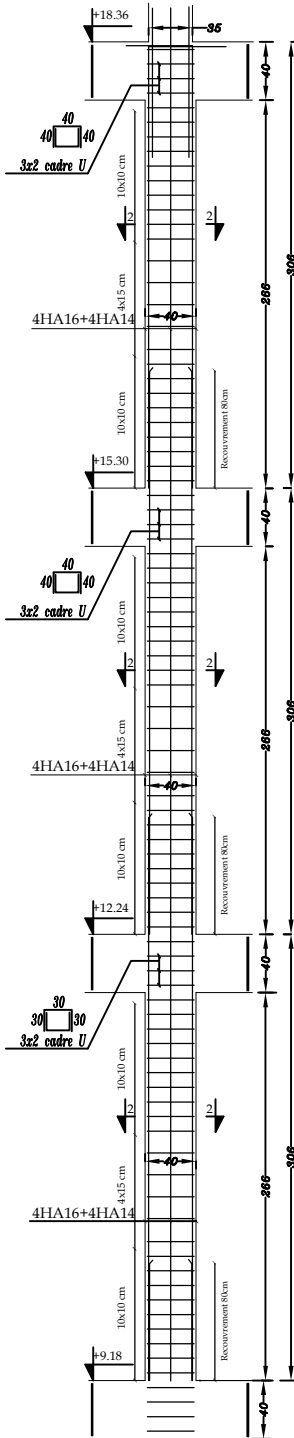
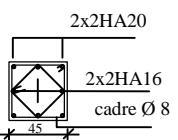
COUPE 1-1:



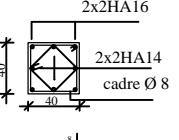
COUPE 1-1:



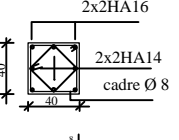
COUPE 1-1:



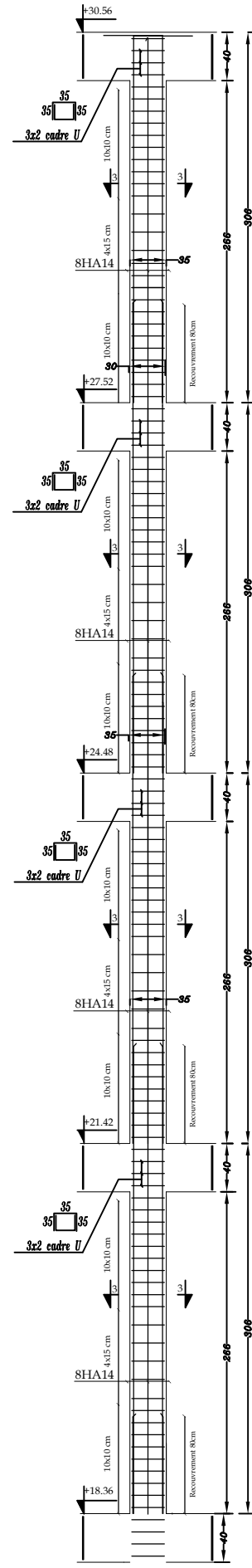
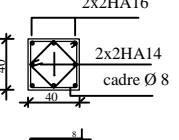
COUPE 2-2:



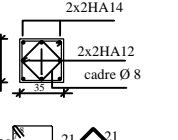
COUPE 2-2:



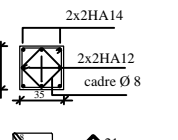
COUPE 2-2:



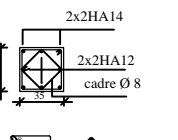
COUPE 3-3:



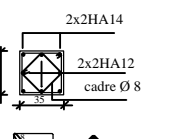
COUPE 3-3:



COUPE 3-3:



COUPE 3-3:

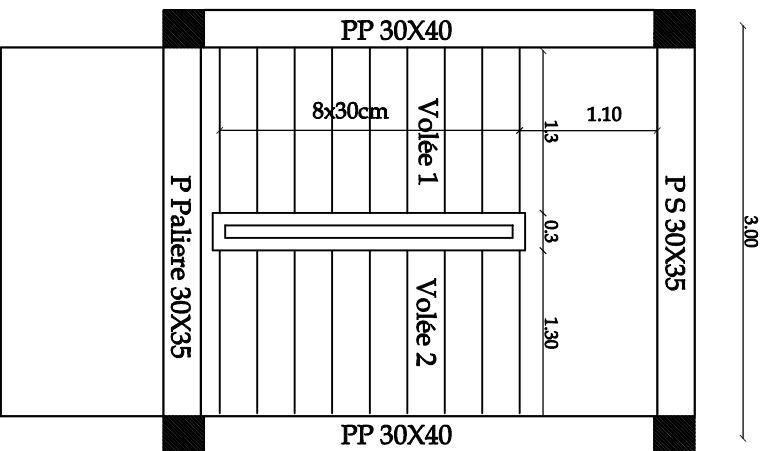


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULUD MAMMERY Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR:  
 Mme **AKMOUSSI**

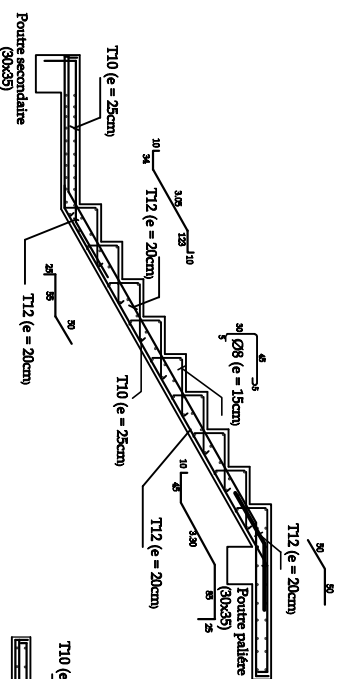
ETUDIE PAR: **MAHDI GHANIA**  
**MEZZANI KAMELIA**

**FERRAILLAGE**  
**DES POTEAUX**

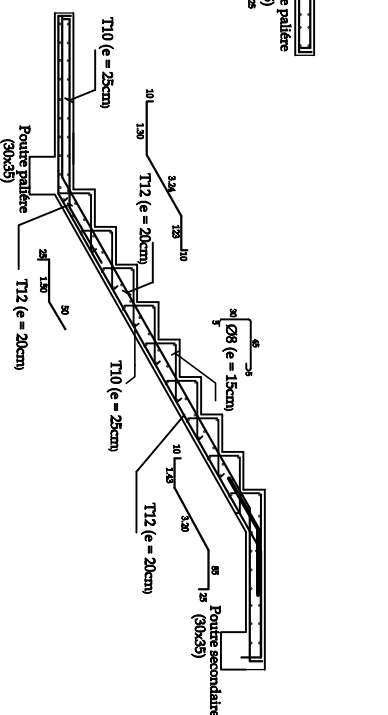


Hauteur des marches: 17 cm  
 Largeur des marches (giron): 30 cm

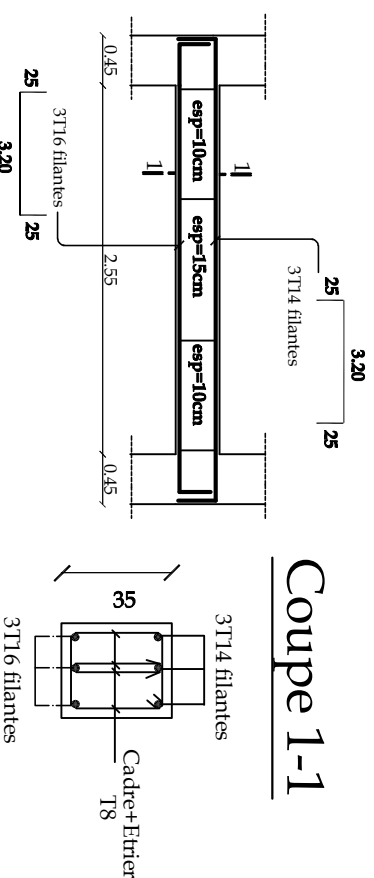
- Ferrailage de la volée 1



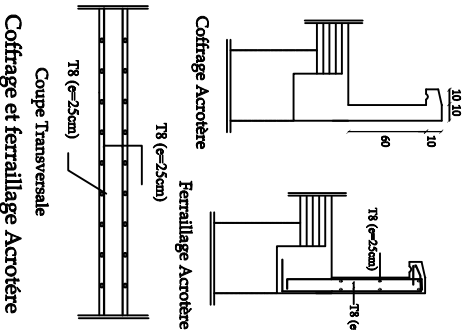
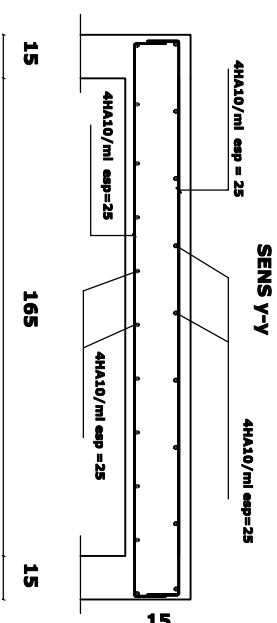
- Ferrailage de la volée 2



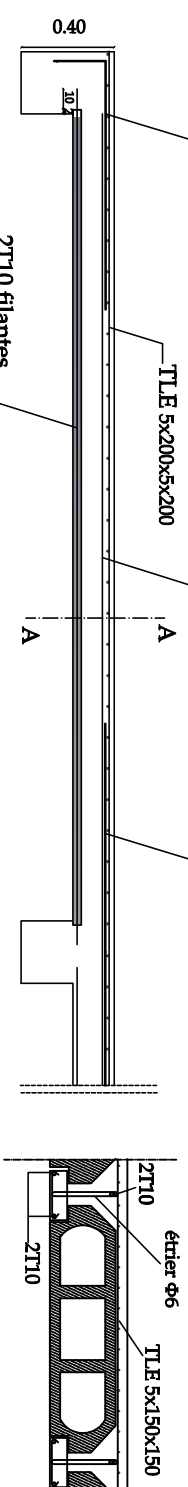
Coupe 1-1



- Ferrailage de la poutre palier

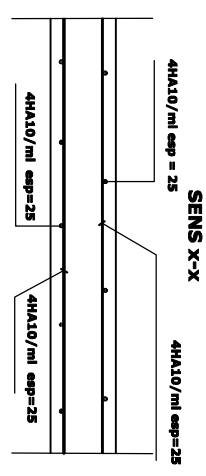


Coupe A-A



Ferrailage Plancher

Ferrailage salle machine



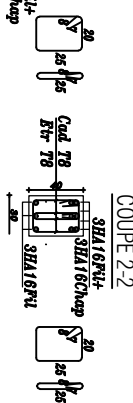
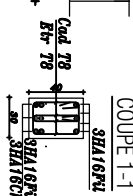
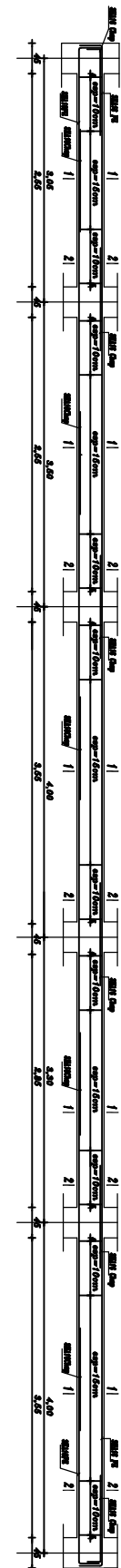
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Trai Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: **Mme AMROUSSI**  
 ESCALIER  
 PLANCHER et ACROTE

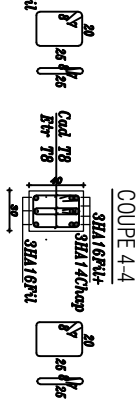
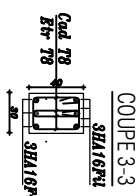
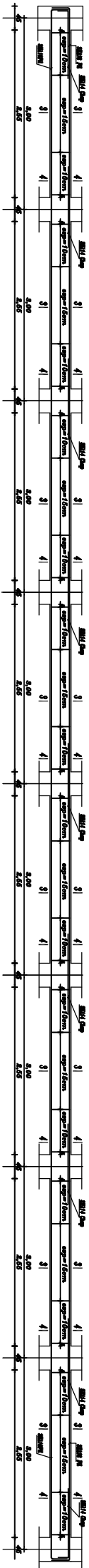
CORRAGE et FERRAILLAGE:  
 ESCALIER  
 PLANCHER et ACROTE  
 SALLE MACHINE

ETUDE PAR: **M. ELIACHAÏ**  
**M. ELIACHAÏ**

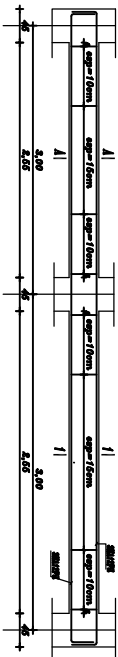
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES



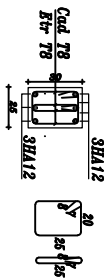
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES



FERRAILLAGE POUTRES CHANGIS



COUPE A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPUL

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

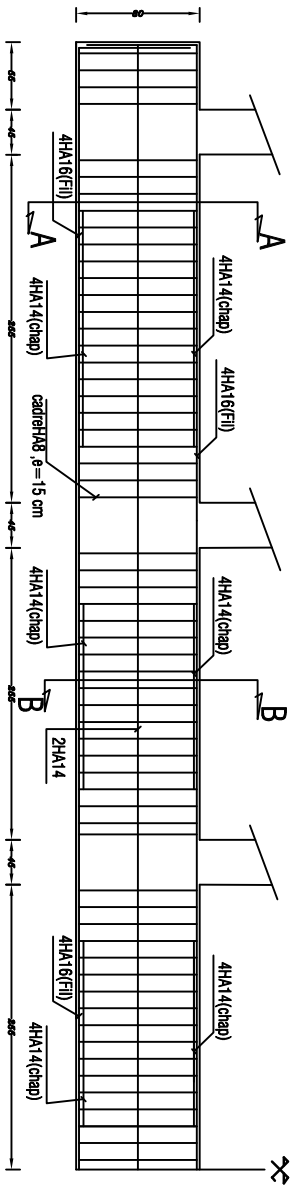
Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

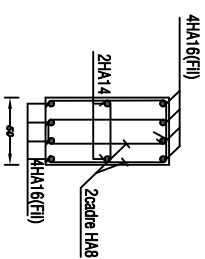
DIRECE PAR: MME AMROUSSY  
 ETUDIE PAR: MABDI GENAIA  
 MERRANI KARBALA

FERRAILLAGE DES POUTRE

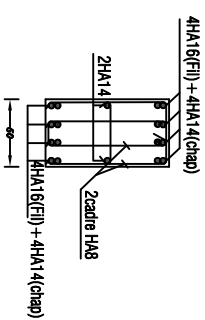
Ferrailage de la nervure dans sens Longitudinal



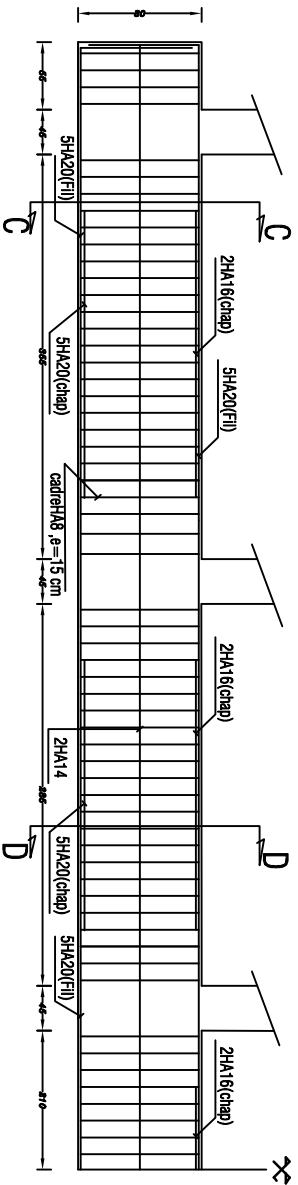
COUPE A-A



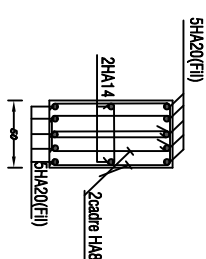
COUPE B-B



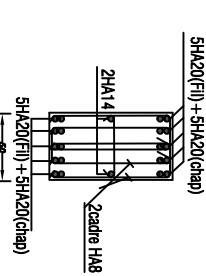
Ferrailage de la nervure dans sens Transversal



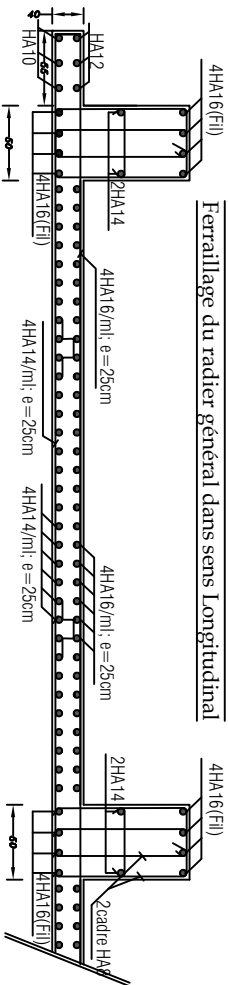
COUPE C-C



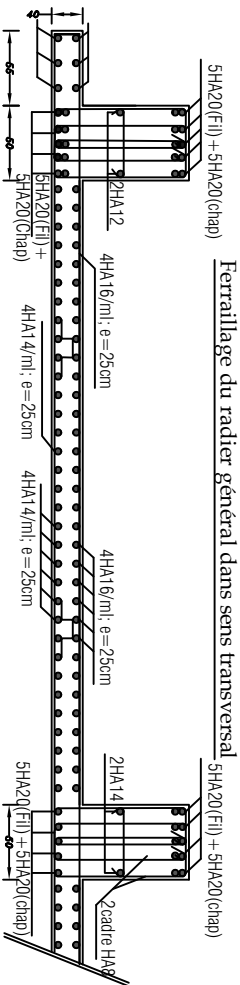
COUPE D-D



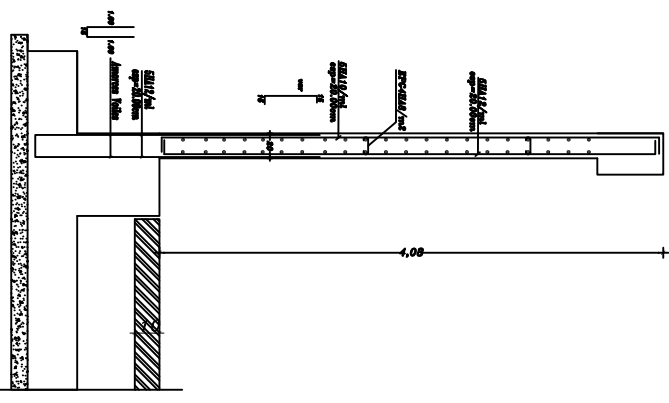
Ferrailage du radier général dans sens Longitudinal



Ferrailage du radier général dans sens Transversal



FERRAILAGE MUR PIAQUE



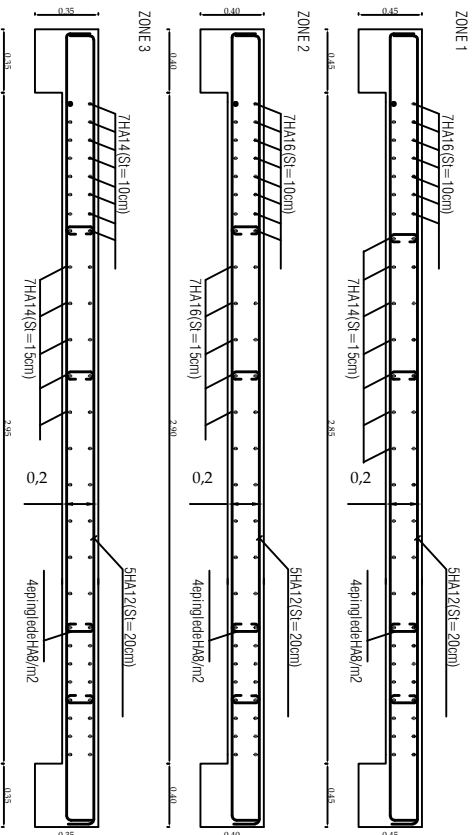
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Trai Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR :  
 Mme ALMOUSSAZI

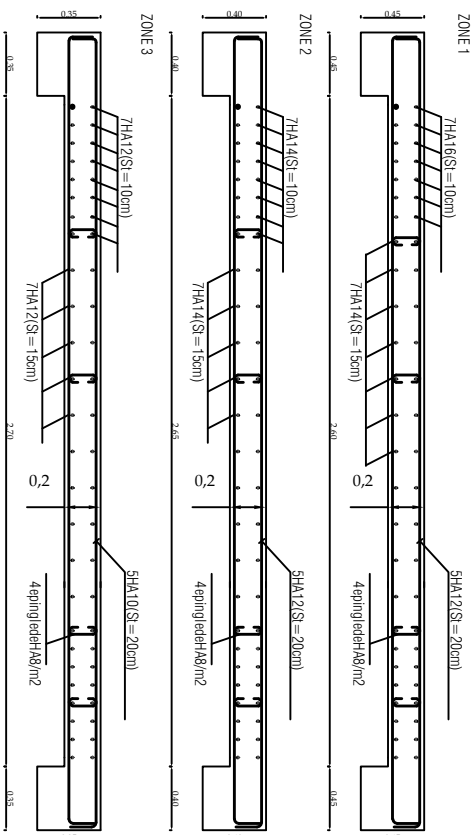
ETUDE PAR :  
 M. ELBAHI  
 M. ELBAHI  
 M. ELBAHI

**FERRAILAGE**  
**RADIER**  
**MUR SOUTÈNEMENT**

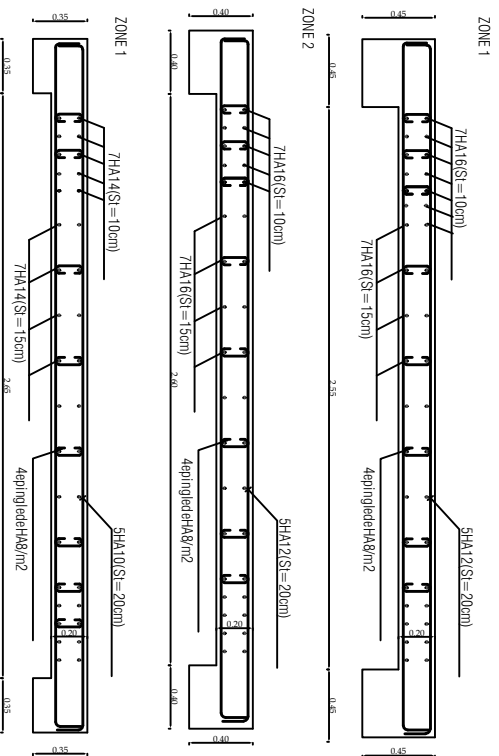
## VOILE TRANSVERSAL (VT1, VT6)



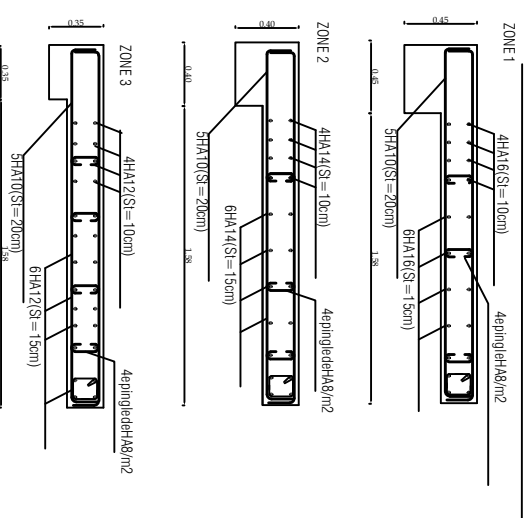
## VOILE TRANSVERSAL (VT11, VT12)



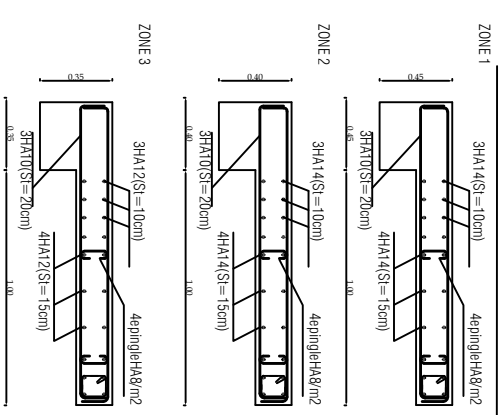
## VOILE LONGITUDINAL (VL11, VL12)



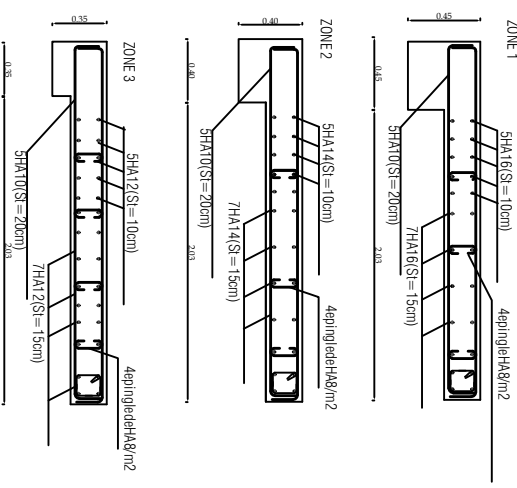
## VOILE LONGITUDINAL (VL7, VL8)



## VOILE LONGITUDINAL (VL7, VL8)



## VOILE LONGITUDINAL (VT7, VT8, VT9, VT10)



DRICE PAR : Mme <b>AKROUSS</b> ETUDE PAR : <b>MAMI GRAMIA</b> <b>KERHAT KHERZLA</b>	
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUZ MAMMERI Tra Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
<b>FERRAILLAGE</b> <b>DES VOILES</b>	

# Conclusion générale

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans la maîtrise des méthodes de travail d'un ingénieur et de s'approfondir dans des multiples notions et règlement du génie civil tels que le Règlement Parasismique Algérien, le BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications.

Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...)

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et de l'avance. Expériences que l'on avance

# Bibliographie

## Règlements :

- Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation)
- Règles BAEL 91 modifiés 99.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

## Ouvrage :

- Formulaire de Béton armé
- Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.
- Cours et TD pris le long du cursus (Béton, MDS et RDM...).
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.