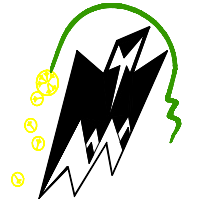


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



## Mémoire de fin d'études



*En Vue d'obtention du Diplôme Master en génie civil*  
*Option : Construction civile et industrielle*

### Thème

Étude d'une Structure d'un bâtiment composé  
d'un RDC et 7 étages (R+7) à usage  
d'habitation, et commerce, Contreventée par  
voiles et portiques modélisé avec logiciel  
ETABS

Réalisé par

-YAZID ANISSA  
-DALIOMAR AMEL

Dirigé par

M<sup>r</sup>: ATLAOUI

*Promotion 2019-2020*

## **REMERCIEMENT**

*Ma reconnaissance à Dieu qui m'a armé de forces et de courage pour la parfaite santé dont j'ai bénéficié pendant cette préparation, de m'avoir permis d'achever ce projet de fin d'étude sans inconvénients majeurs, et pour l'immensité de sa providence qui guide et couvre tous les aspects de notre vie.*

*Nous remercions également nos familles pour les Sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr ATLAOUI, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nous a transmis sa passion pour la modélisation des structures et le calcul de Béton Armés.*

*Je remercie aussi l'ensemble des enseignants du département Génie Civil pour leurs disponibilités.*

*Ainsi que les membres de jury qui nous feront l'honneur De juger notre travail.*



# Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie  
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant  
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

***Je dédie ce modeste travail :***

*A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :  
Ma mère, mon père, sans eux, je n'aurais pas abouti à  
Ce stade d'étude, que dieu Puisse m'aider à les honorer,  
Les servir et les combler.  
A ma chère sœur DALILA.  
A mes très chères frères SOFIANE et MARZOUK,  
A tous mes amis,  
A tous mes enseignants*

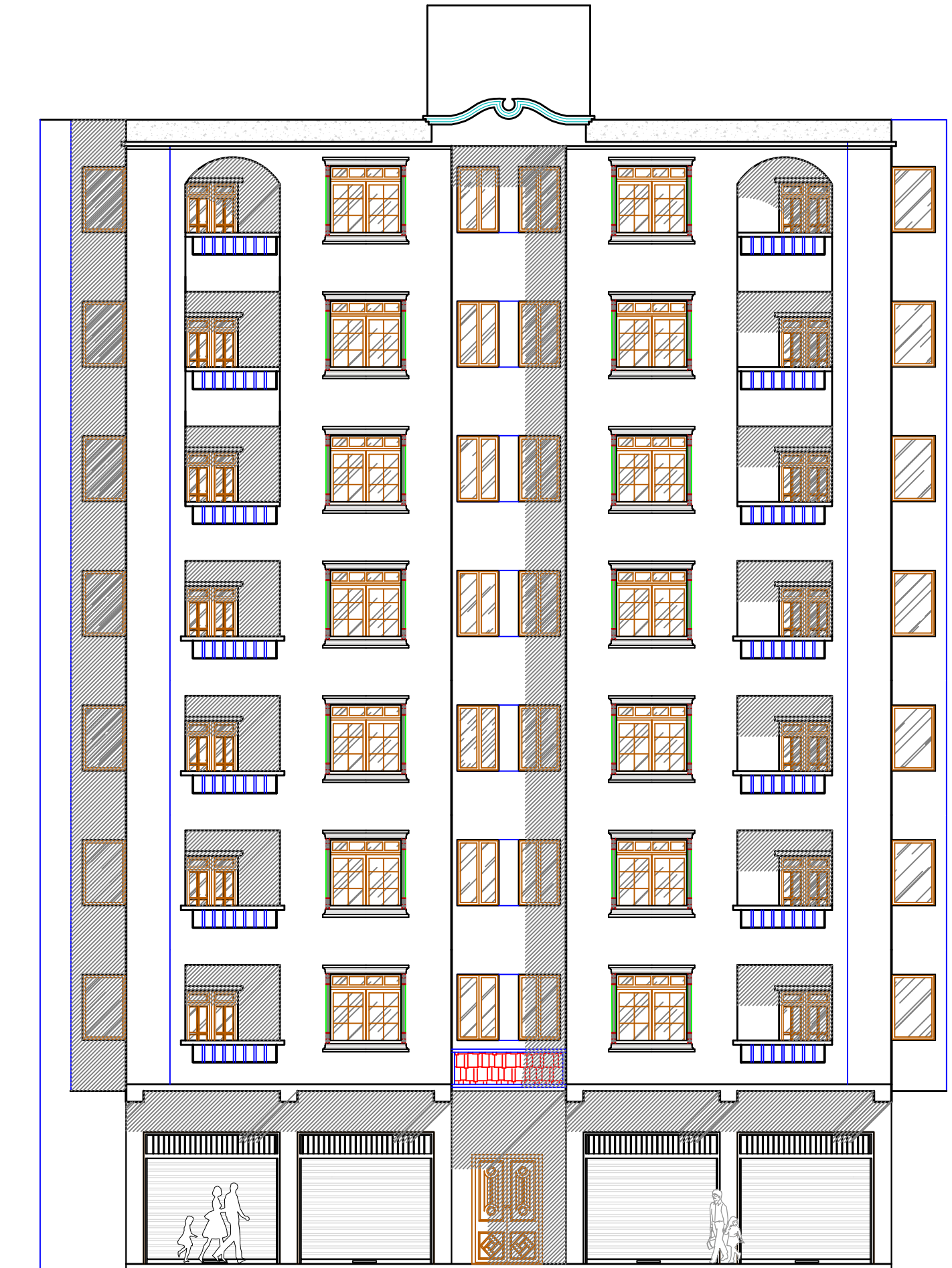
*Anissa*

***Je dédie ce modeste travail :***

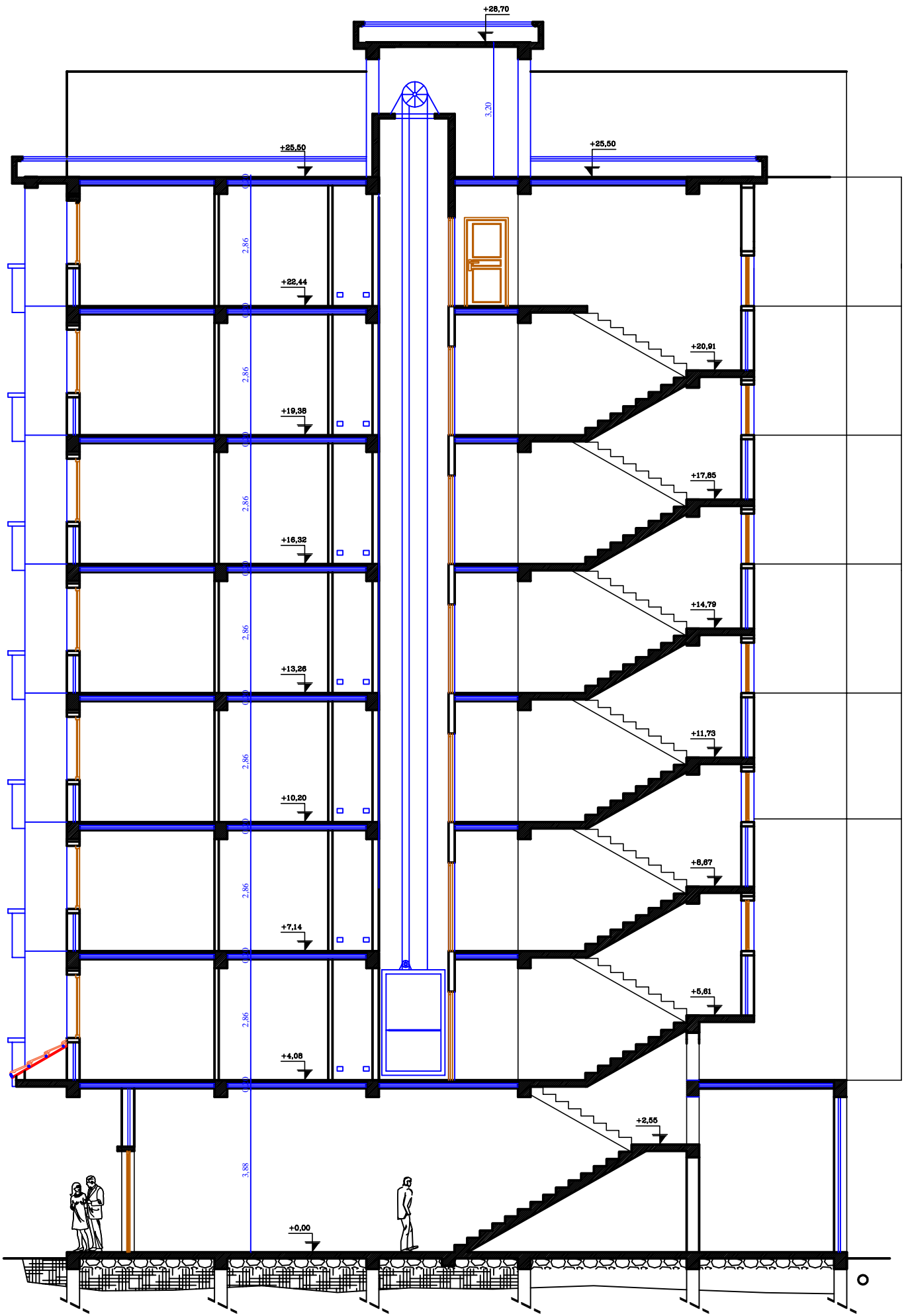
*A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :  
Ma mère, mon père, sans eux, je n'aurais pas abouti à  
Ce stade d'étude, que dieu Puisse m'aider à les honorer,  
Les servir et les combler.  
A mon chère frères HOCINE et mon neveu ILYANE  
A mon homme BOUSSAD  
A tous mes amis,  
A tous mes enseignants*

*Amel*

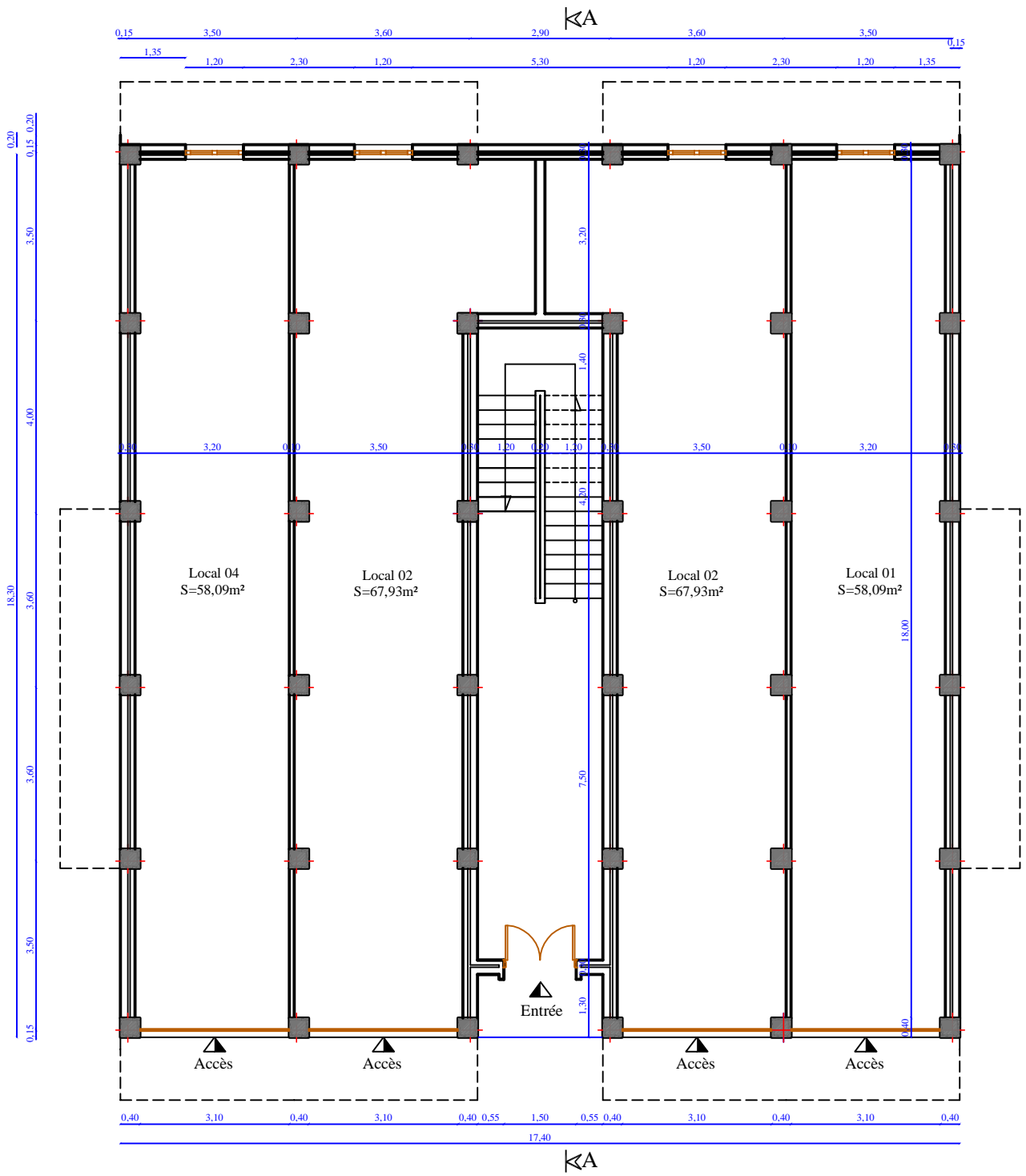




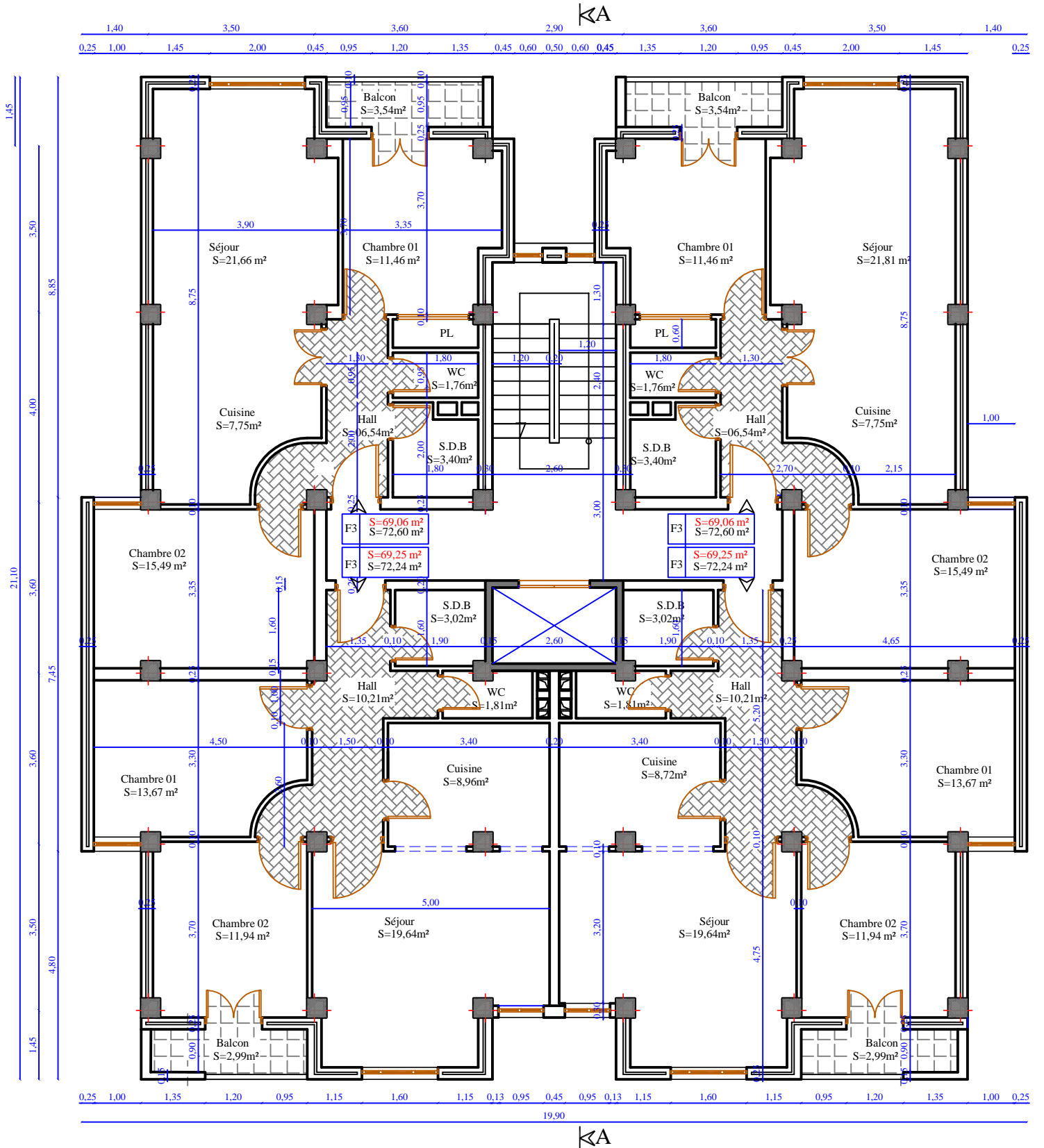
FAÇADE PRINCIPALE ECH 1/50



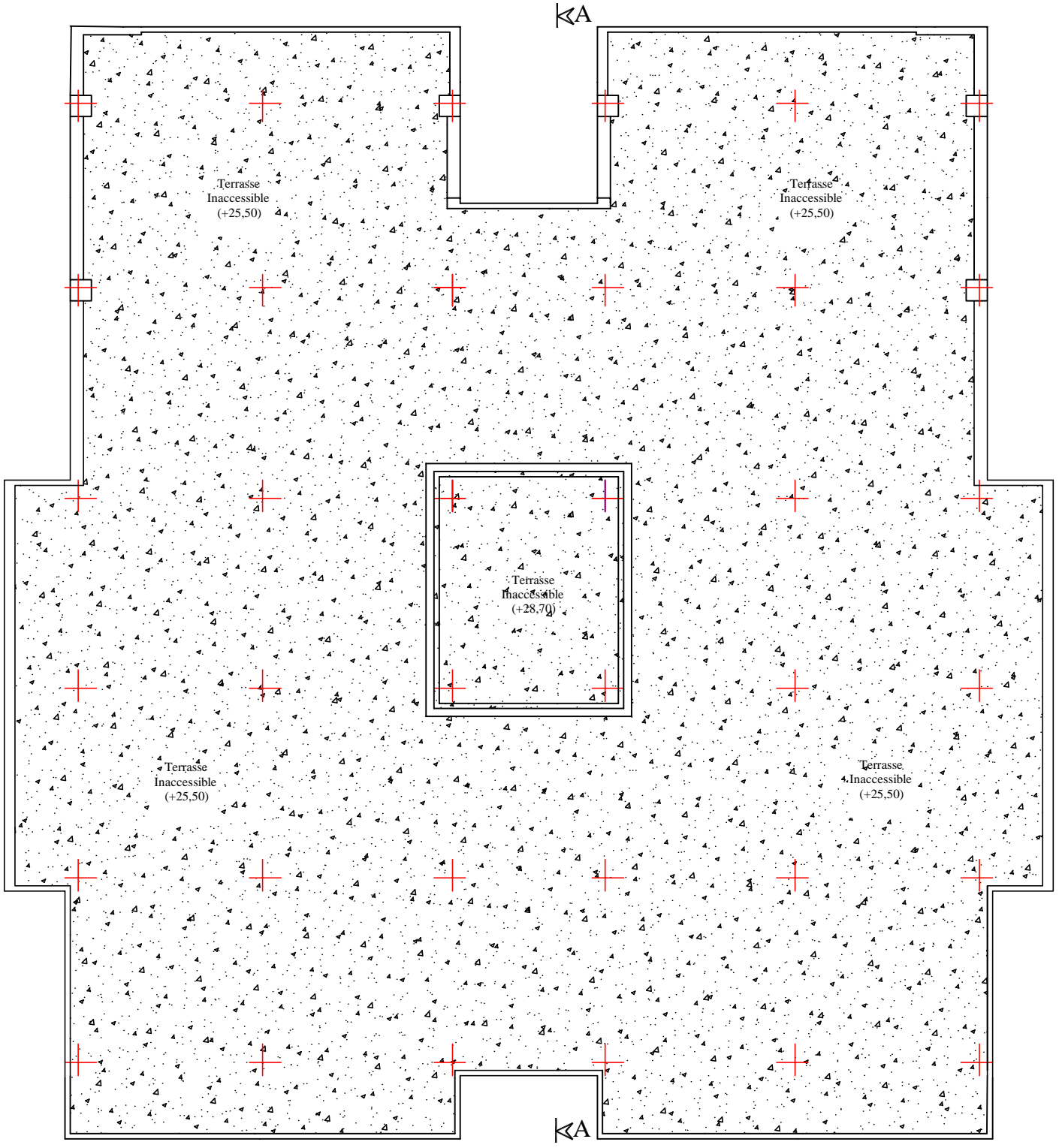
COUPE A-A ECH 1/50



PLAN DE REZ-DE-CHAUSSEE  
ECH 1/50



PLAN D'ETAGE COURANT  
ECH 1/50



PLAN DE TOITURE  
ECH 1/50

# Sommaire

## Sommaire

	<u>Page</u>
♣ <i>Introduction</i>	
❖ <i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....</i>	<i>01</i>
❖ <i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente charge.....</i>	<i>16</i>
❖ <i>Chapitre III : Calcul des éléments.....</i>	<i>32</i>
❖ <i>Chapitre IV : Etude du contreventement.....</i>	<i>130</i>
❖ <i>Chapitre V : Modélisation.....</i>	<i>142</i>
❖ <i>Chapitre VI : Vérification des exigences RPA.....</i>	<i>163</i>
❖ <i>Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux</i>	
♣ <i>Ferrailage des poutres .....</i>	<i>181</i>
♣ <i>Ferrailage des poteaux.....</i>	<i>201</i>
♣ <i>Ferrailage des voiles.....</i>	<i>214</i>
❖ <i>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....</i>	<i>227</i>
♣ <i>Conclusion</i>	
♣ <i>Plans d'architecture</i>	

## *Introduction générale*

La qualité de construction a connu une amélioration remarquable au cours de ces dernières décennies. Les progrès enregistrés sont dûs, en grande partie, à l'adoption de nouvelles technologies et méthodes de calcul, et l'apparition de nouveaux matériaux de construction performants et qui présentent des caractéristiques physiques et mécaniques assez satisfaisantes. L'informatique a mis en œuvre une riche gamme de logiciels qui ont permis la modélisation et l'analyse tridimensionnelle des structures, en se basant sur la méthode des éléments finis ; ceci a permis de prévoir leurs comportements réels sous les différentes sollicitations statiques et dynamiques telles que les charges permanentes et d'exploitations. Toutefois l'ingénieur doit intervenir judicieusement pour mieux exploiter ces moyens et concevoir des constructions qui offrent une bonne résistance et un degré de sécurité et de confort acceptables tout en tenant compte des facteurs économiques.

Dans la présente étude, on va essayer de mettre en lumière quelques méthodes et procédés de calcul qui peuvent être utilisés par l'ingénieur afin de transformer les données reçues sous formes des plans d'architecture. Pour ce faire, on a réparti notre travail comme suit :

- Premier chapitre, examiner toutes les données pour décrire notre ouvrage.
- Deuxième chapitre, pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Troisième chapitre, calcul et ferrailage des éléments de la structure.
- Quatrième chapitre, à ce stade, on explicite la disposition judicieuse des éléments structuraux par le contreventement qui a pour but de déterminer la répartition des charges sur les voiles et les portiques.
- Cinquième chapitre, Modélisation de la structure avec logiciel ETABS.
- Sixième chapitre, qui sera consacré à vérifier des exigences du RPA.
- Septième chapitre, ferrailage de la structure.
- Huitième chapitre, Etude de l'infrastructure.
- Et on termine notre étude par une conclusion générale.

## I.1. Introduction

Toute étude d'un projet de bâtiment dont la construction est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91modifié99, RPA99V2003...**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

## I.2. Présentation et description de l'ouvrage

On propose dans ce projet, le calcul et la conception des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles) et non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les balcons, et l'ascenseur) d'un bâtiment à usage habitation avec locaux,

Le bâtiment est implanté à Tizi-Ouzou, cette région est classée en zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le Règlement Parasismique Algérien (version 2003).

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment (R+7), l'ouvrage sera composée d'un rez-de-chaussée réservé pour des locaux, tandis que les autres étages sont destinés à l'habitation (appartements de type F3), et sera équipé d'un ascenseur pour assurer le confort des acquéreurs.

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** » car il est à usage d'habitation et sa hauteur ne dépasse pas 48m. (**Selon RPA99/version 2003**)

### ➤ Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **B.A.E.L.91 /modifiées.99** ».
- Documents Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93** ».

## I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

En se basant sur les plans de coups verticaux et horizontaux, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suite :

**a) Dimensions en élévation**

- Hauteur de RDC .....4, 08m
- Hauteur d'étage courant .....3, 06m
- Hauteur total de la structure ..... 26,10m
- Hauteur de l'acrotère ..... 0,60m

**b) Dimension en plan :**

- Longueur total en plan selon (X-X) .....19, 90 m
- Largeur total en plan selon l'axe (y-y) .....21, 10 m

**I.4. Elément constituant l'ouvrage :****I.4.1. La superstructure****a). Choix du contreventement :**

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

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

**b). Planchers :**

Les planchers sont des éléments plats soit horizontaux ou inclinés limitant les étages et reprenant les charges verticales et les transmettant aux éléments porteurs verticaux (poteaux ou voiles). Les planchers assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique :** Les planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation :** Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On distingue deux types de planchers:

➤ **Planchers en corps creux :** Les plancher a corps creux sont constituées de :

- **Nervure appelées poutrelles :** assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles 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** : est une dalle en béton armée d'un cadriage d'armatures ayant comme but :
    - Limiter le risque de fissuration par retrait.
    - Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
    - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant eau cloisons.
- **Dalle pleine en béton armé** : Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.
- Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines) :
- Les planchers de rez de chaussée et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compressions reposant sur des poutrelles préfabriquées.
  - Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multi couches en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Nous avons optés pour des dalles en corps creux pour les raison suivantes :
- Facilité de réalisation.
  - Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
  - Raison économique.
- Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) la salle machine et dans les paliers de repos des escaliers

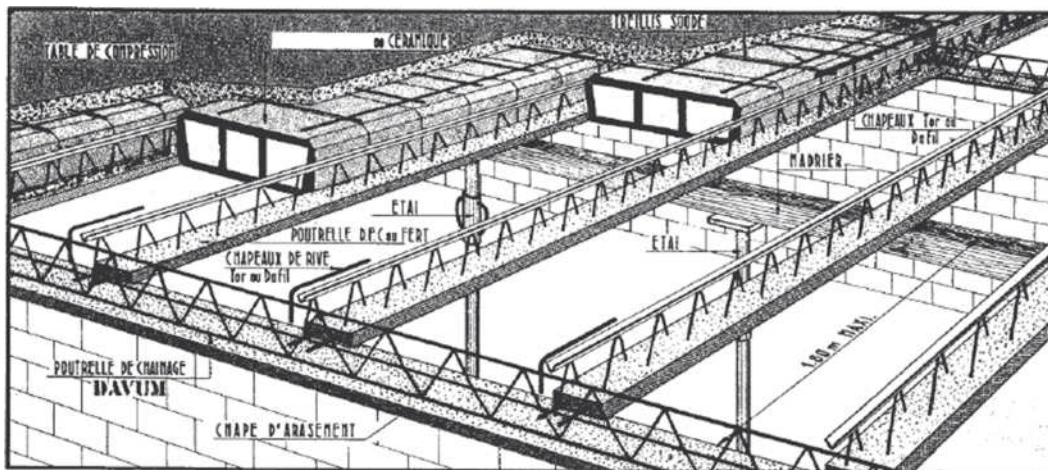


Fig I.1 : schéma illustratif d'un plancher en corps creux

### c). Déplacement entre les niveaux :

Il est assuré par :

- **Les escaliers** : Sont des éléments non structuraux, permettant le passage à pieds entre les différentes niveaux d'un bâtiment, les escaliers de notre projet sont droit à deux volées réalisés en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

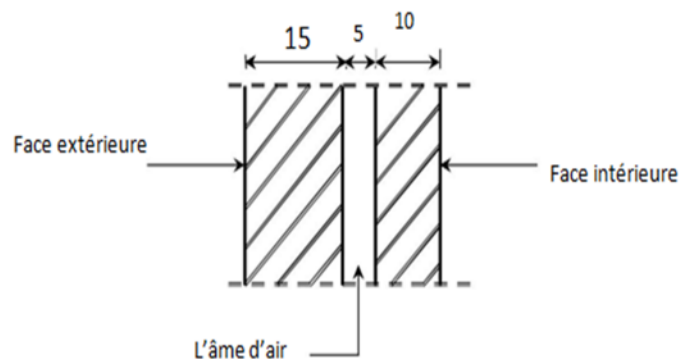
- **L'ascenseur** : vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est essentielle pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé coulées sur place.

#### d). Maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

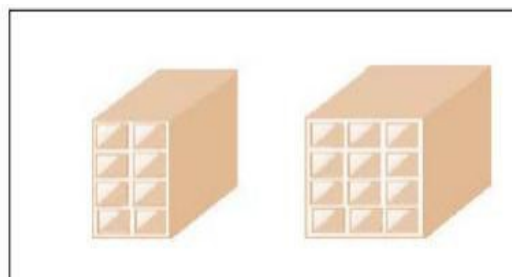
La maçonnerie du bâtiment a été réalisée en brique creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en brique (10cm et 15cm d'épaisseur) séparé par une âme d'air de 5cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.



**Fig I.2** : Coupe transversale d'un mur extérieur.

- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur, qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.



**Fig I.3** : Brique creuse.

**e). Revêtements :**

Ils seront réalisés-en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales

**f). Les balcons :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

**g). L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'auteur et de 10cm d'épaisseur.

**h). Système de coffrage :**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques on opte pour un coffrage classique en bois.

**I.4.2. L'infrastructure****Fondations :**

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Elles sont classées suivant trois types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes et radier)
- Fondations semi profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux)

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. Elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du mode de fondation à adopter est fonction de l'importance de l'ouvrage ainsi que des surcharges et de la nature du sol et de la contrainte admissible ; l'on pourra avoir ainsi, des éléments assez résistants dans le temps et aussi économiques que possible.

**I.5. Caractéristique du sol :**

La structure implantée sur bon sol d'un taux de travail de 2 bars (contrainte admissible).

## I.6. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et aux règlements applicables en Algérie à savoir : **BAEL99, RPA99 version 2003**.

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

### I.6.1. Béton :

#### a). Composition du béton :

Le béton est un mélange optimal de granulats (sable, gravier), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage.

Son rôle fondamental dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

Du point de vue mécanique, il est donc défini par sa résistance à la compression. Sa composition est :

- Agrégats :
  - Sable propre  $D < 5\text{mm}$
  - Sable gravier 08/15 concassé.
  - Gravier 15/25 concassé.
- Liant (Ciment artificiels).
- Eau.

La réalité pratique conduit vers le rapport eau / ciment = 0,5, pour limiter le retrait du béton.

- Si eau / Ciment  $> 0,5$  : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- Si eau / Ciment  $< 0,5$  : il y'a insuffisant d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entrainera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

**N.B** : pour maintenir  $E/C = 0,5$ , il y'a lieu d'ajouter des adjuvants.

Le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée
- Un retrait minimum
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité)

Le béton présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction. Il peut être utilisé en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé, qui est devenu le matériau le plus utilisé dans le domaine de la construction.

#### **Avantage du béton armé:**

**-L'intérêt économique :** Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.

On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce que sa résistance est moins chère des matériaux pouvant être résistés à la traction.

**-La souplesse d'utilisation :** le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact.

Le béton armé se traite facilement à la préfabrication en usine.

**-Economie d'entretien :** les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoin d'être peintes régulièrement.

**Résistance au feu :** les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.

**-Résistance aux efforts accidentels :** le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.

#### **Les inconvénients du béton armé :**

**-Le poids :** les ouvrages en béton armé sont plus lourds que les autres modes de constructions.

**-L'exécution :** pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :

- Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
- Le placement des armatures.
- Pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
- Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

**-Brutalité des accidents :** les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.

**-Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé :** il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

**b). Résistance du béton :****b.1/ Résistance caractéristique du béton à la compression après 28 jours de durcissement : (Art A.2.1, 11/ BAEL91).**

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

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

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de diamètre 16 cm et de hauteur 32cm (section 200 cm<sup>2</sup>) avec contrôle régulier et strict du béton.

- A 1 J le béton attend 15% de sa résistance.
- A 3 J le béton attend 50% de sa résistance.
- A 7 J le béton attend 70% de sa résistance.
- A 14 J le béton attend 80% de sa résistance.
- A 21 J le béton attend 90% de sa résistance.
- A28 J le béton attend 99% de sa résistance.

Le béton évolue avec le temps à 28 jour la résistance à la compression est dit: résistance caractéristique à la compression noté  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous : (Art A.2.1,11/BAEL91)

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$  en MPa ; pour  $f_{c28} \leq 40MPa$  .
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28}$  en MPa ; pour  $f_{c28} \geq 40MPa$  .

Pour  $j > 28$  jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suite :

- $f_{c28} = 1,1 f_{c28}$  pour  $f_{c28} < 40$  Mpa.

Pour le choix de la valeur de  $f_{c28}$  on peut considérer que :(Art A.2.1,13/BAEL91)

- Une résistance de 20MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25MPa 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.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.

**b.2/ Résistance caractéristique du béton à la traction à jours « j » : (Art A.2.1, 12/ BAEL91).**

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad ; \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

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

**Note :**  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en **MPa** ou bien **N/mm<sup>2</sup>**

### c). Etats limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

#### ▪ **Etat limite ultime (ELU):**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad (\text{Art A.4.3, 41/ BAEL91})$$

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, il a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,50$   $\Rightarrow$  en situation courante.

$\gamma_b = 1,15$   $\Rightarrow$  en situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta = 1$   $\Rightarrow$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta = 0,9$   $\Rightarrow$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0,85$   $\Rightarrow$  si la durée d'application est inférieure à 1 heures

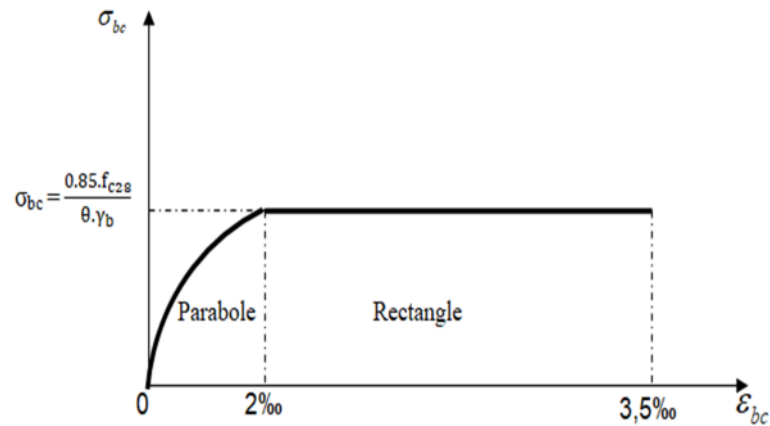
**t :** durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

**À j = 28 jours** en situation courante,  $\theta = 1$  (situation durable) :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

#### ▪ « Diagramme contrainte-déformation » : (Art A.4.3, 41/BAEL91)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰



**Fig I.4 :** Diagramme (Contrainte-Déformation) du béton à l'ELU

Notons que :

$$\sigma_{bc} : \text{Contrainte de calcul de béton en compression} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$f_{c28}$  : Contrainte de béton en compression à l'âge de 28 jours.

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation de béton en compression.

Le diagramme de calcul dit «parabole rectangle », est constitué :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangule (état plastique).

$$\text{Pour } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰} \text{ (compression pure )} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Pour  $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$  (compression avec flexion)  $\Rightarrow$  on applique la loi de Hooke définie par :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$$

Avec :  $E_b$  : Module de Yong.

▪ **Etat limite de service (ELS) : (Art A.4.5, 2/BAEL91)**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

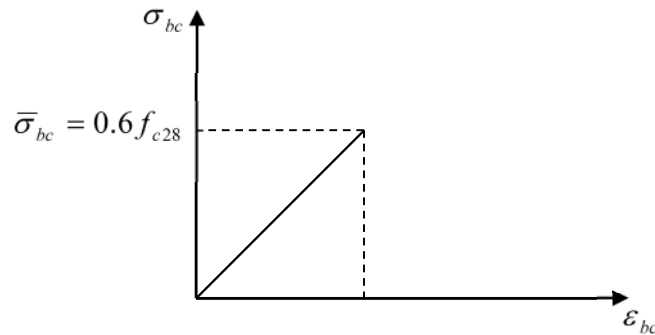
- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{Art A.4.5, 2/ BAEL91})$$

D'où :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte-déformation est illustré dans la **figure I.5**



**Fig I.5 : diagramme linéaire**

▪ **Contrainte limite ultime de cisaillement : (Art A.5.1, 1/BAEL91)**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

- **Fissuration peu nuisible :**  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$
- **Fissuration préjudiciable :**  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$
- **Fissuration très préjudiciable :**  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$

**c). La masse volumique**

La masse volumique du béton courant est de  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

**d). Module d'élasticité  $E_b$  :**

Ce module est connu sous le nom du module de « **Young** ou **module de déformation longitudinale** » ; on définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendré. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

**d.1/ Module de déformation longitudinale instantanée «  $E_{ij}$  » : (Art A.2.1, 21/BAEL 91)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet, à défaut de mesure directes, qu'à l'âge de  $j$  jours le **module de déformation longitudinale instantanée** du béton  $E_{ij}$

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad ; \quad (f_{cj}; E_{ij}; \text{ en MPa}).$$

Pour  $f_{cj} = f_{c28} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \Rightarrow$  Sous charges d'une courte durée  $< 24$  heures

**d.2/ Module de déformation longitudinale différée «  $E_{vj}$  » : (Art A.2.1, 22 / BAEL 91).**

Sous des contraintes de longue durée d'application, les **déformations longitudinales complémentaires** dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte ; il y correspond un module de déformation  $E_{vj}$  donne par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Sous charges d'une longue durée } >24 \text{ heures}$$

**e). Module de déformation transversale:**

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

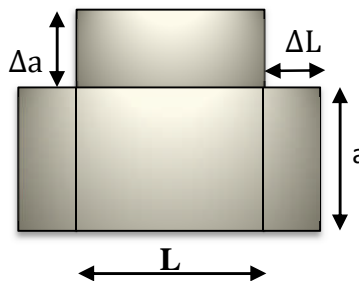
$\nu$  : coefficient de poisson.

E : module de Young.

**f). Coefficient de Poisson : (Art A.2.1, 3 / BAEL 91).**

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

$$\nu = \frac{\Delta a}{a} / \frac{\Delta L}{L}$$



Il est pris égale à :

**ELU:**

$$\nu = 0 \quad \text{calcul des sollicitations (béton fissuré).}$$

**ELS:**

$$\nu = 0,2 \quad \text{calcul des déformations (béton non fissuré).}$$

### I.6.2. Les Armatures :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques, et leur module d'élasticité E, sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène.

#### Les aciers utilisés :

- Les ronds lisses: ce sont des barres laminées de section circulaire, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**.
- Les barres à haute adhérence: ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.
- Les treilles soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (Mpa)
Acier en barres	Rond lisse FeE235	RL	235
	Haute Adhérence FeE400	HA	400
Acier en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520

**Tableau I.1:** Caractéristiques des aciers utilisés.

#### a). Module d'élasticité longitudinale: (Art A.2.2, 1 /BAEL91)

Il est notée  $E_s$ , sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

#### b). Contraintes limites :

##### b.1/ La contrainte limite ultime : (Art A.4.3, 2/BAEL 91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_s$ : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité dans les aciers tel que :  $\gamma_s = 1,15$  pour les situations durables.

$\gamma_s = 1$  pour les situations accidentelles.

Les résultants de  $\sigma_s$  sont résumés dans le tableau suivant :

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
Fe = 235 MPa	$\sigma_s = 204$ MPa	$\sigma_s = 235$ MPa
Fe = 400 MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_s = 452$ MPa	$\sigma_s = 520$ MPa

**Tableau I.2:** Les contraintes des aciers utilisés.

**b.2/ La contrainte limite de service :** Etat limite d'ouverture des fissure :

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

▪ **Fissurations peu nuisibles :** (Art A.4.5,32/BAEL91 99)

Cas des armatures intérieures aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\bar{\sigma}_s = f_e$

▪ **Fissurations préjudiciables :**(Art A.4.5, 33/BAEL91)

Pour les éléments exposés aux intempéries il faut avoir :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min ( 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$$

▪ **Fissurations très préjudiciables :**(Art A.4.5, 33/BAEL91)

Pour les éléments exposés à un milieu agressif (l'atmosphère marine, les acides, les gaz) il faut avoir :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min ( 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$$

$f_e$  : limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{ij}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : Coefficient de fissuration relative.

$\eta = 1$  : pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,6$  : pour les aciers de haute adhérence ( $\varnothing \geq 6$ mm).

$\eta = 1,3$  : pour les aciers de haute adhérence ( $(\varnothing < 6$ mm)

### c). Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

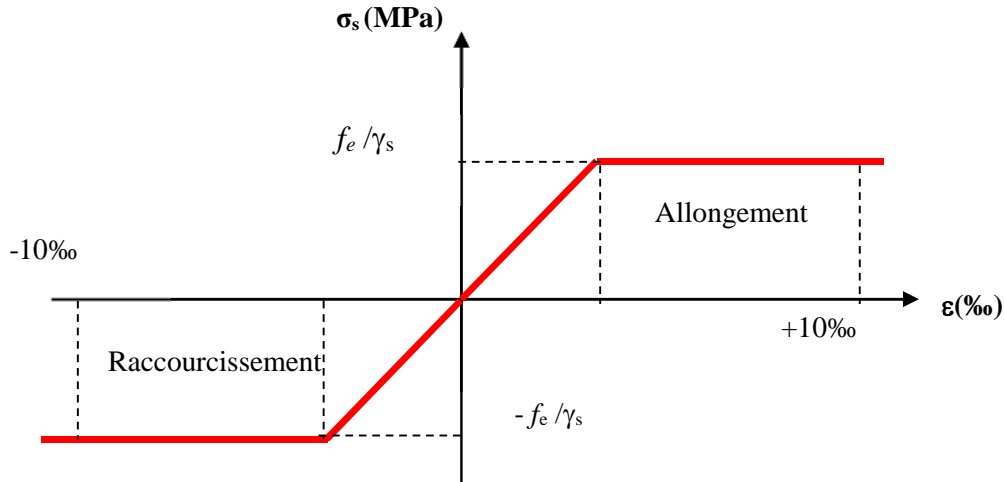


Fig I.6 : Diagramme contrainte déformation d'acier

### d). Protection des armatures (Art A7.1 /BAEL) :

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

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

### Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

## Introduction:

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux (plancher, poteaux, poutres) est basé sur le principe de la descente de charge et surcharge verticales qui le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique.

### II.1. Pré-dimensionnement des éléments :

Le pré-dimensionnement des éléments de la construction sera conduit de manière à satisfaire les conditions exigées par les règlements en vigueur.

#### II.1.1 Les planchers :

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

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

Avec :  $h_t$  : hauteur du plancher.

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

On a :  $L_{\max} = 360 - 25 = 335$  cm.

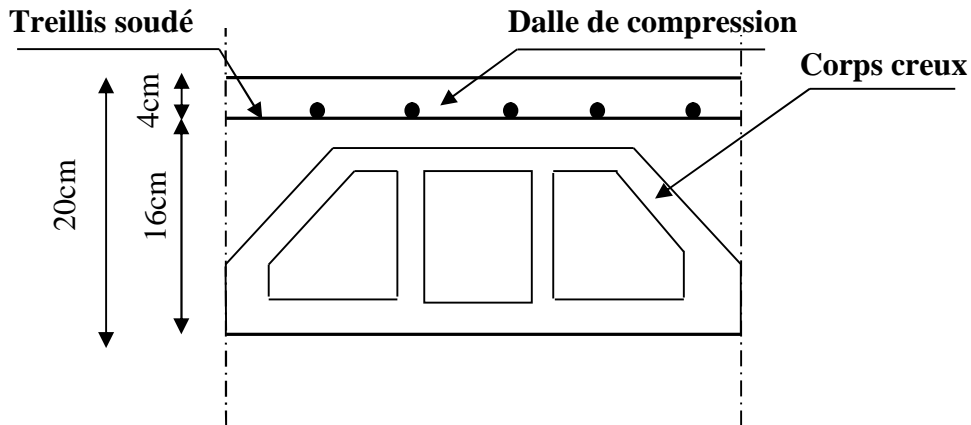
$h_t \geq (335/22,5) = 14,88$  cm

$h_t \geq 14,88$  cm

On prend  $h_t = 20\text{cm}$

**Conclusion :**

On optera un plancher de 20 cm d'épaisseur composé de corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm (**fig II.1**).



**Fig II.1 :** Plancher (16+4).

**II.1.2 Les poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulée sur place dans le rôle est : L'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue des poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes : (**Art 7.5.1 / RPA 99**).

- $\frac{\ell}{15} \leq h_t \leq \frac{\ell}{10}$  (BAEL91)

- $h_t \geq 30\text{cm}$

Avec :

$h_t$  : la hauteur de la poutre.

$\ell$  : Portée libre maximale dans le sens considéré.

- La largeur est donnée par :

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

Avec  $b$  : largeur de la poutre.

**a. Sens transversal (poutre principale) :**

• La hauteur de la poutre est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \rightarrow 25 \leq h_t \leq 37,5$$

On prend  $h_t = 40$  cm.

• La largeur de la poutre :

$$0,4(40) \leq b_t \leq 0,7(40) \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend  $b = 30$  cm.

**Vérification des conditions RPA**

Les dimensions trouvées ci-dessus doivent satisfaire les conditions de RPA99 modifiée 2003

(Art 7.5.1/ RPA99) :

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

$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = 1,33 < 4$  .....Condition vérifiée.

**b. Sens longitudinal (poutre secondaire) :**

• La hauteur de la poutre est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm.}$$

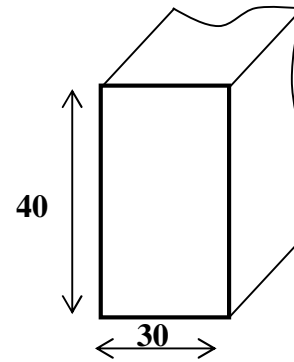
$$\frac{335}{15} \leq h_t \leq \frac{335}{10} \rightarrow 22,33 \leq h_t \leq 33,5 \text{ cm}$$

On prend  $h_t = 35$  cm.

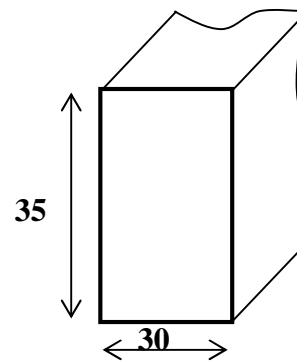
• La largeur de la poutre :

$$0,4(35) \leq h_t \leq 0,7(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm.}$$

On prend  $b = 30$  cm.



**FigII.2 :** Section de la poutre principale



**FigII.3 :** Section de la poutre secondaire

**Vérification des conditions RPA**

Les dimensions trouvées ci-dessus doivent satisfaire les conditions de RPA99 modifiée 2003 (Art 7.5.1/ RPA99) :

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

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

$\frac{h_t}{b} = 1,16 < 4$ .....Condition vérifiée.

On remarque que les dimensions trouvées vérifient les conditions du RPA 99 révisé en 2003(Art 7.5.1/ RPA99).

D'après ces articles on opte pour les sections suivantes :

- Poutres principales : **(30×40) cm<sup>2</sup>**
- Poutre secondaires : **(30×35) cm<sup>2</sup>**

**II.1.3 Les voiles : (Art 7. 7 .1 / RPAversion2003)**

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

D'après l'article 7.7 du RPA, version 2003, le pré-dimensionnement des voiles se fera comme suit :

**a. épaisseur du voile :**

L'épaisseur d'un voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right]$$

**-Pour le RDC:**

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm} \quad (h_e: \text{ la hauteur du voile})$$

$$e \geq \max \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} = 268/20 = 18,4 \text{ cm}$$

**-Pour l'étage courant :**

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm} \quad (h_e : \text{ la hauteur du voile})$$

$$e \geq \max \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} = 266/20 = 13,3 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

**Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :**

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige

Une épaisseur minimale de 15 cm.

**On a :**  $e = 20 > 15\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

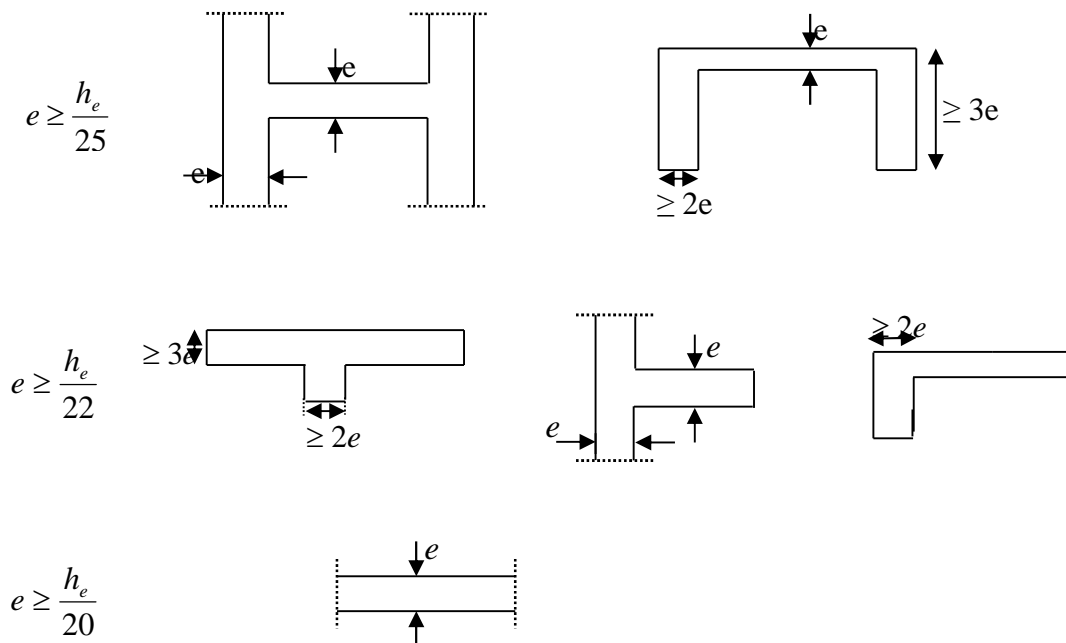
**b. Largeur du voile :**

Selon le RPA99/version 2003, ne sont considéré comme voiles de contreventement. Pour que les voiles assurent un bon fonctionnement il faut que leurs largeur (L) soit égale au moins à quatre fois leurs épaisseur (a).

$$L_{\min} \geq 4.e \Rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$L_{\min}$  : Portée minimale des voiles.

$L_{\min} \geq 80 \text{ cm.} \Rightarrow$  Condition vérifiée.



**FigII.4 :** Coupe de voile en plan

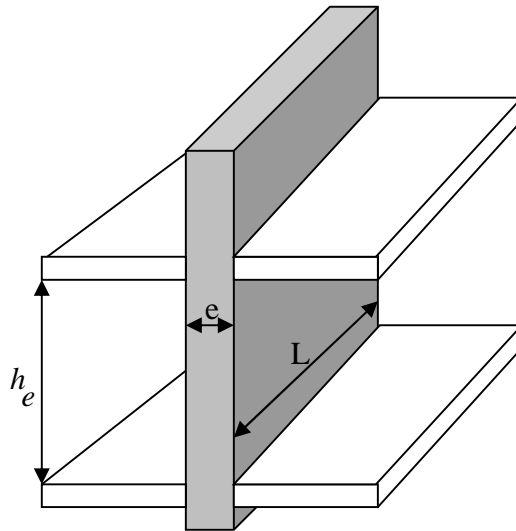


Fig II.5 : coupe de voile en élévation

### II.1.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

Le poteau est un élément porteur le plus sollicité de cet ouvrage c'est celui qui supporte des charges répartie sur une surface. Il est en général de forme carrée ou de forme rectangulaire.

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple en considérant un effort  $N_S$  qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

$$S = N_S / \sigma_{bc} = G + Q / \sigma_{bc}$$

Avec :

S : Section transversale du poteau,

$N_S$  : effort normal de compression a la base de poteau.

G : Charge permanent,

Q : Surcharge d'exploitation,

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zones I et II<sub>a</sub>
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  en zones II<sub>b</sub> et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < (b_1 / h_1) < 4$

Avec :

$(b_1, h_1)$  : dimensions de la section transversale des poteaux,

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

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

**Remarque :**

Pour qu'on puisse effectuer les calculs, on prend dans le premier temps la section minimale exigée par RPA 99 version 2003 pour zone moyenne sismicité  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  avec la section  $A_s = 225 \text{ cm}^2$

**II.2. Evaluation des charges et surcharges:**

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.22).

**II.2.1 Les charges permanentes (G) :**

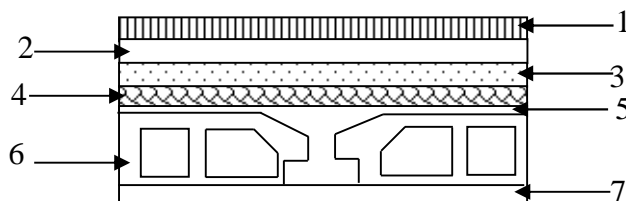
On commence par déterminer les charges permanentes, en effet, on calculera les charges correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants) aux murs (extérieurs et intérieurs) Tous ces résultats sont consignés dans les tableaux suivants, suivis des schémas explicatifs respectivement.

**a). Plancher terrasse : (inaccessible) :**

N <sup>o</sup>	Elément	Epaisseur (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0,05	20,00	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	-	0,12
3	Béton en forme de pente	0,1	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	0,01	-	0,01
5	Isolant thermique	0,04	-	0,16
6	Plancher à corps creux	0,2	14,2	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20

$G_t = 5,83 \text{ KN/m}^2$

**Tableau 1 :** Charges permanentes du plancher d'étage terrasse (corps creux).

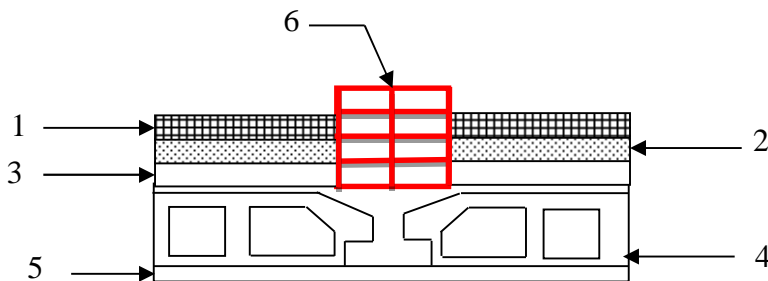


**FigII.6 :** Eléments constituant le plancher terrasse

**b). Plancher étage courant :**

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carreaux grés-cérame	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,03	22,00	0,66
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Dalle en corps creux	0,2	-	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Cloisons	0,1	09,00	0,90
				$G_t = 5,50 \text{ KN/m}^2$

**Tableau 2 :** Charges permanentes du plancher d'étage courant (corps creux).

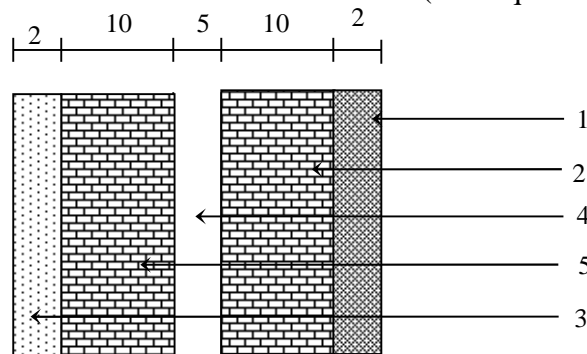


**FigII.7 :** Eléments constituant le plancher d'étage courant

**c). Maçonnerie :**

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	18,00	0,36
2	Briques creuses	0,1	09,00	0,90
3	Enduit plâtre	0,02	10,00	0,20
4	Lame d'air	0,05	-	-
5	Brique creuses	0,1	09,00	0,90
				$G_t = 2,36 \text{ KN/m}^2$

**Tableau3 :** charge permanente due aux murs extérieurs (en brique creuse) :

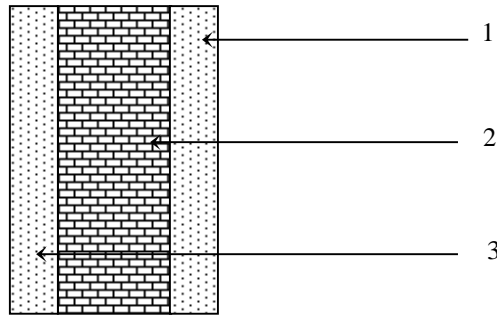


**FigII.8 :** Coupe verticale d'un mur extérieur

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	$\sigma$ (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
2	Briques creuses	0,1	09,00	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20

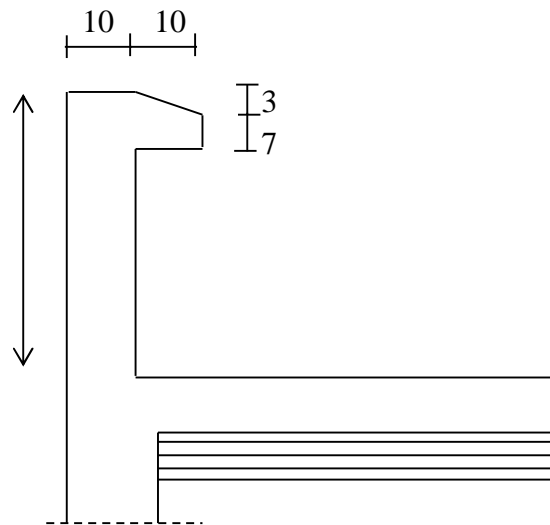
$G_t = 1,30 \text{ KN/m}^2$

**Tableau 4** : charges permanentes dues aux murs intérieurs (en brique creuse)



**Fig II.9** : Coupe verticale d'un mur intérieur

d). L'acrotère :



**Fig II.10** : Coupe verticale de l'acrotère

**Poids propre de l'acrotère**

$$G_{acr} = \rho_{\text{béton}} \times S$$

Avec :

$\rho$  : La masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1/2) + (0,07 \times 0,1)] \times 25 \times 1 = 1,713 \text{ kN/ml.}$$

### II.2.2 Les surcharges d'exploitation (Q) :

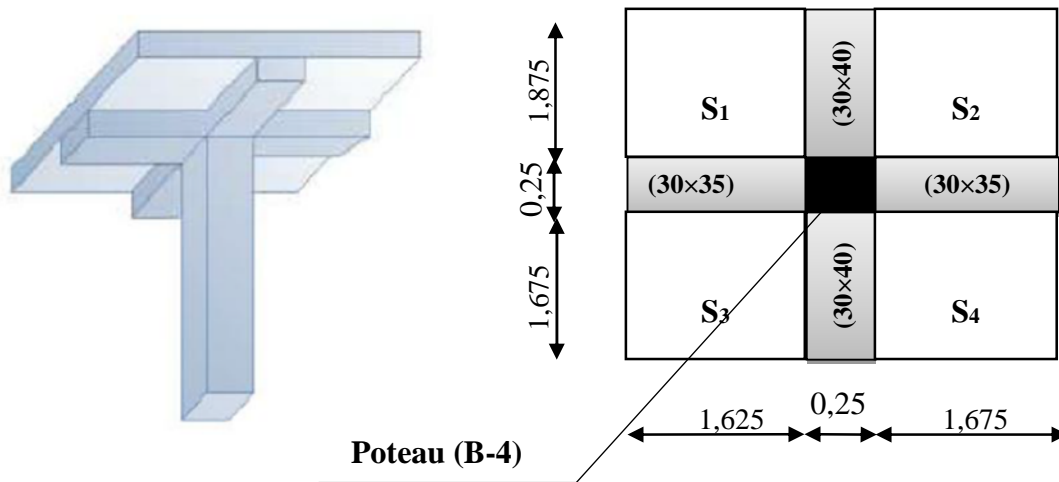
Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (Art 7.2.2) comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible) :  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage courant (habitation) :  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher RDC (Commerce) :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .
- L'acrotère :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ .
- L'escalier :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ .
- Les balcons :  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$ .

### II.3.1 Détermination de l'effort $N_s$ par la descente de charges :

a) Calcul de surface revenant au poteau le plus sollicité :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est (B4).



FigII.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (B-4)

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1,625 \times 1,875) + (1,875 + 1,675) + (1,675 \times 1,625) + (1,675 \times 1,675) = 11,72 \text{ m}^2$$

$$S = 11,72 \text{ m}^2$$

**b) Calcul des Poids propre des éléments:**➤ **Poids des planchers**

- Plancher terrasse

$$P_{PT} = S \times M_S = 11,72 \times 5,83 = 68,33 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant

$$P_{PC} = S \times M_S = 11,72 \times 5,50 = 64,46 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poutres**

- Poutres principales

$$P_{PP} = M_v \times S \times L = M_v \times (b \times h) \times L$$

$$P_{PP} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,8 = 11,4 \text{ KN}$$

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Masse volumique kn/m}^3.$$

- Poutres secondaires

$$P_{PS} = M_v \times S \times L = M_v \times (b \times h) \times L$$

$$P_{PS} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,55 = 9,32 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$P_t = P_{pp} + P_{PS} = 20,72 \text{ KN.}$$

➤ **Poids des poteaux**

Nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 25 \text{ Cm} \\ b = 25 \text{ Cm} \end{array} \right.$$

$$P_T = \rho \times V = \rho \times S \times h_1$$

- Poids des poteaux Rez-de-chaussée :

$$P_{T1} = (0,25 \times 0,25) \times 4,08 \times 25 = 6,38 \text{ KN.}$$

- Poids des poteaux de l'étage courant :

$$P_{T2} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN.}$$

**c) Surcharge d'exploitation :**

Plancher terrasse :  $Q = 1,00 \times 11,72 = 11,72 \text{ KN}$

Plancher RDC :  $Q = 5 \times 11,72 = 58,6 \text{ KN}$

Plancher étage courant :  $Q = 1,5 \times 11,72 = 17,58 \text{ KN}$

**II.3.2 Surcharges d'exploitation**

**a. Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété du chargement sur tous les planchers.

La loi de dégression est donnée par la l'équation de récurrence suivante:

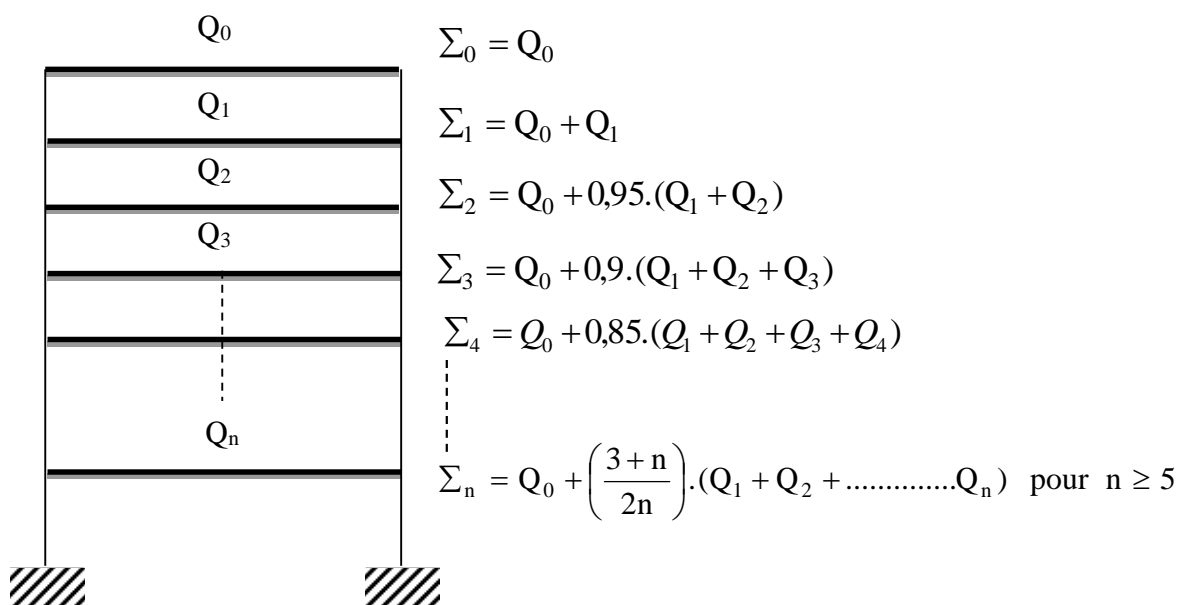
Pour  $n \geq 5 \Rightarrow : \Sigma Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

- $Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ ,

- $N$  : numéro de l'étage du haut vers le bas,

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

- $Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.



**FigII.12 :** Loi de dégression des surcharges

**b. Coefficients de dégression des surcharges :**

Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coef	1,00	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714

**Tableau 5 :** coefficients de dégression des surcharges**c. Les surcharges cumulées :**

Terrasse :  $Q_0 = 11,72 \text{ KN}$

Niveau6 :  $Q_0 + Q_1 = 11,72 + 17,58 = 29,3 \text{ KN}$

Niveau5 :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 11,72 + 0,95(2 \times 17,58) = 45,122 \text{ KN}$

Niveau4 :  $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,72 + 0,9(3 \times 17,58) = 59,186 \text{ KN}$

Niveau3 :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,72 + 0,85(4 \times 17,58) = 71,492 \text{ KN}$

Niveau2 :  $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,72 + 0,8(5 \times 17,58) = 82,04 \text{ KN}$

Niveau1 :  $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,72 + 0,75(6 \times 17,58) = 90,83 \text{ KN}$

Niveau RDC :

$$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,72 + 0,714(6 \times 17,58 + 58,6) = 128,87 \text{ KN}$$

Niveau	Charges permanentes					Charge d'exploitation		Effort tranchant	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids planchers(KN)	Poids poteau (KN)	Poids poutre	G (KN)	G <sub>c</sub> (KN)	Q (KN)	Q <sub>c</sub> (KN)	N = G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
7	68,33	0,00	20,72	89,05	89,05	11,72	11,72	100,77	67,18	30×30
6	64,46	4,78	20,72	89,96	179,01	17,58	29,3	208,31	138,87	30×30
5	64,46	4,78	20,72	89,96	268,97	17,58	46,88	315,85	210,57	30×30
4	64,46	4,78	20,72	89,96	358,93	17,58	64,46	423,39	282,26	35×35
3	64,46	4,78	20,72	89,96	448,89	17,58	82,04	530,93	353,95	35×35
2	64,46	4,78	20,72	89,96	538,85	17,58	99,62	638,47	425,64	35×35
1	64,46	4,78	20,72	89,96	628,81	17,58	117,2	746,01	497,34	40×40
RDC	64,46	6,38	20,72	91,56	720,37	58,6	175,8	896,17	597,45	40×40

**Tableau 6** : Récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux :

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

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow$  en zone 1 et IIa.
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$ .
- $1/4 \leq b/h \leq 4$ .

Poteaux (b, h)	Condition exigées par le RPA	Valeur calculé	Observation
(30 × 30)	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
(35 × 35)	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
(40 × 40)	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20,4$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

**Tableau 7 :** vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 (Art 7.4.1)

❖ **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l’élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$\lambda$  : élancement du poteau.

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

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

$L_0$  : Longueur d’un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$S$  : Section transversale du poteau.

$I_{yy}$  : Moment d’inertie de la section du poteau suivant le sens yy :

( $I = \frac{hb^3}{12}$  pour une section rectangulaire ;  $I = \frac{b^4}{12}$  pour une section carrée).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7 \sqrt{12} \frac{L_0}{b} = 2,425 \frac{L_0}{b}$$

- poteaux (30×30) :  $L_0 = 3,06 \Rightarrow \lambda = 24,735 < 50 \Rightarrow$  Condition vérifiée
- Poteaux (35×35) :  $L_0 = 3,06 \Rightarrow \lambda = 21,201 < 50 \Rightarrow$  Condition vérifiée
- Poteaux (40×40) :  $L_0 = 3,06 \Rightarrow \lambda = 18,551 < 50 \Rightarrow$  Condition vérifiée
- Poteaux (40×40) :  $L_0 = 4,08 \Rightarrow \lambda = 24,735 < 50 \Rightarrow$  Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, donc y a pas de risque de flambement.

### Conclusion

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

- (40 × 40) cm<sup>2</sup> pour le RDC et 1<sup>er</sup> étage,
- (35 × 35) cm<sup>2</sup> pour les niveaux : 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage,
- (30 × 30) cm<sup>2</sup> pour les niveaux : 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, et 7<sup>ème</sup> étage.

## Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux le cas des planchers. Ces éléments ne font pas partie du système de contreventement. Ils ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

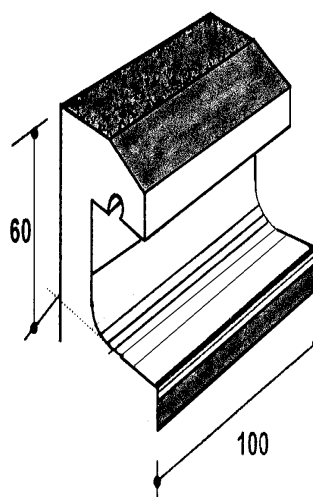
### III.1 L'acrotère :

L'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place. Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joué le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction

#### III.1.1 caractéristiques géométriques et schéma statique :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère  $G$  et d'une poussée latérale  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  due à la main courante provoquant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.



**Fig III.1.1 :** Coupe transversale  
de l'acrotère

**Fig III.1.2 :** Schéma descriptif  
de l'acrotère

**Fig III.1.3 :** Schéma statique  
de l'acrotère

### III.2 Calcul des planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- poutrelles de sections en Té, distantes de **65cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Remplissage en corps creux, ayant une hauteur de 16 cm utilisé comme coffrage perdu  
Et un isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur.

#### III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition des charges entre nervures voisines.

Le treillis soudé utiliser est de nuance (TLE520), doit avoir des mailles de dimension au plus égale aux valeurs indiquées par le règlement **BAEL.B6.8.423** qui sont :

- 20 (cm) : pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.
- 33 (cm) : pour les armatures  $//$  aux poutrelles.

##### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles : **L = 65 cm.**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , Avec espacement :  $e = 20 \text{ cm}$ .

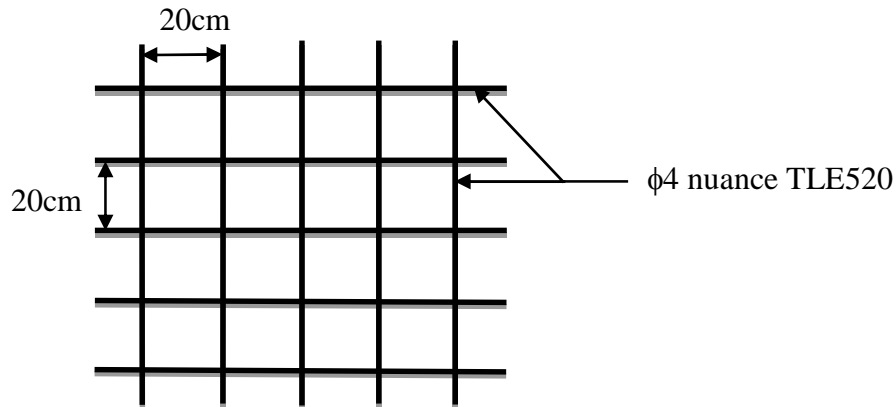
##### b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , Avec espacement :  $e = 20 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de maille (200×200) mm<sup>2</sup>, avec : 5T4 /ml.



**Fig III.2.1 :** Treillis soudé de 20×20 cm

**III.2.2) Etude de la poutrelle :****1) Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

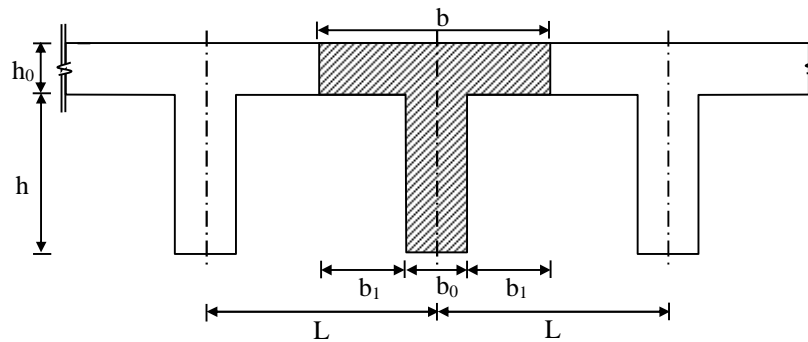
- **Critère de la petite portée :**

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 ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :



**FigIII.2.2:** Surfaces revenant aux poutrelles

**Avec :**

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

**L<sub>1</sub> :** portée de la plus grande travée (la travée la plus sollicitée) ;

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

**b<sub>0</sub> :** largeur de la nervure ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ ) ;

**h<sub>0</sub> :** épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ ) ;

## 2) Calcul de la poutrelle :

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

### 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux qui est estimé à  $0,95 \text{ KN/m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier.

-le poids propre de la poutrelle est :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$ .

-le poids propre de corps creux est :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$ .

**Avec : l = 65cm** (largeur de l'hourdis)

$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$ .

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

## ❖ Calcul à L'ELU :

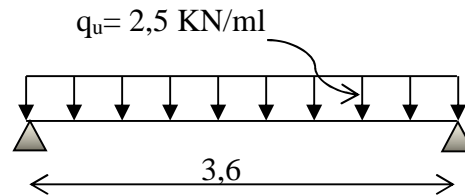
Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée  $L = 3,60$  cm).

## ▪ Combinaison de charge

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml.}$$



## ▪ Calcul du moment en travée

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,6)^2}{8} = 4,05 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_0 = 4,05 \text{ KN.m}$$

## ▪ Calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \times 3,6}{2} = 4,5 \text{ KN.}$$

## ▪ Calcul de la section armatures

Soit l'enrobage  $c = 2$  cm

La hauteur  $d = h - c = 4 - 2 = 2$  cm

$$\mu = \frac{M_0}{b_o \times d^2 \times f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{4,05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,94 \gg \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section doublement armée (SDA)}$$

**Conclusion :**

Les armatures comprimées sont nécessaires, mais il est impossible de les placer car la section du béton est petite (faibles dimensions de la poutrelle ( $12 \times 4$ ), on prévoit alors des étais intermédiaire, afin d'aider les poutrelles à supporter les surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne soient pas nécessaires. (L'espacement entre étais : 80 à 120 cm).

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

Le calcul est conduit en considérant la Poutrelle comme une poutre continue, de Section en « Té » avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives seront considérés comme des encastremets partiels, et les autres comme des appuis simples.

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

La poutrelle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

#### Plancher d'étage courant :

##### ➤ Charge et surcharge revenant à la poutrelle :

- Poids propre du plancher :  $G = 5,50 \times 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$

##### • Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(3,575) + 1,5(0,98) = 4,83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,575 + 0,98 = 4,56 \text{ KN/ml}$$

#### Plancher du RDC :

- Poids propre du plancher :  $G = 5,50 \times 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

##### • Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(3,575) + 1,5(3,25) = 9,70 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,575 + 3,25 = 6,83 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :** Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de RDC (c'est le plus chargé).

## 2) Largeur efficace de la table de compression :(Article A.4.1, / BAEL 91)

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 côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \quad b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \quad b_1 \leq \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \qquad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{360}{2} = 120 \text{ cm} \end{array} \right.$$

⇒ On prend :  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

#### 4) Choix de la méthode :

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

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

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

- ✓ La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :  
 $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}$ .

$$\left. \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3,575 = 7,15 \text{ KN/ml} \\ Q = 3,25 \text{ KN/ml} \end{array} \right\}$$

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN}\}. \qquad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25).

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \qquad \text{On a :}$$

$$\frac{3,5}{3,6} = 0,97 ; \quad \frac{3,6}{2,9} = 1,24 ; \quad \frac{2,9}{3,6} = 0,8 ; \quad \frac{3,6}{3,5} = 1,02 \qquad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ⇒ La condition est vérifiée.
- ✓ Fissuration non préjudiciable. ⇒ Condition vérifiée.

**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.



**Fig III.2.3 :** Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

**c) Exposé de la méthode :**

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

$\alpha$  : le rapport des charges d’exploitation à la somme des charges permanentes et d’exploitation non pondérés. Varié de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d’exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \Rightarrow \alpha = 0$  et pour  $Q=2G \Rightarrow \alpha = 2/3$

Les valeurs  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1,05M_o ; (1 + 0,3\alpha)M_o \} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_o \rightarrow \text{Dans une travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_o \rightarrow \text{Dans une travée de rive.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } M_t^{\max}$$

- ✓  $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- ✓  $M_e$  : valeur absolue du moment sur l’appui de droite.
- ✓  $M_w$  : valeur absolue du moment sur l’appui de gauche.

✓  $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} \Rightarrow L : \text{la longueur entre nus d'appuis.}$$

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

- $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

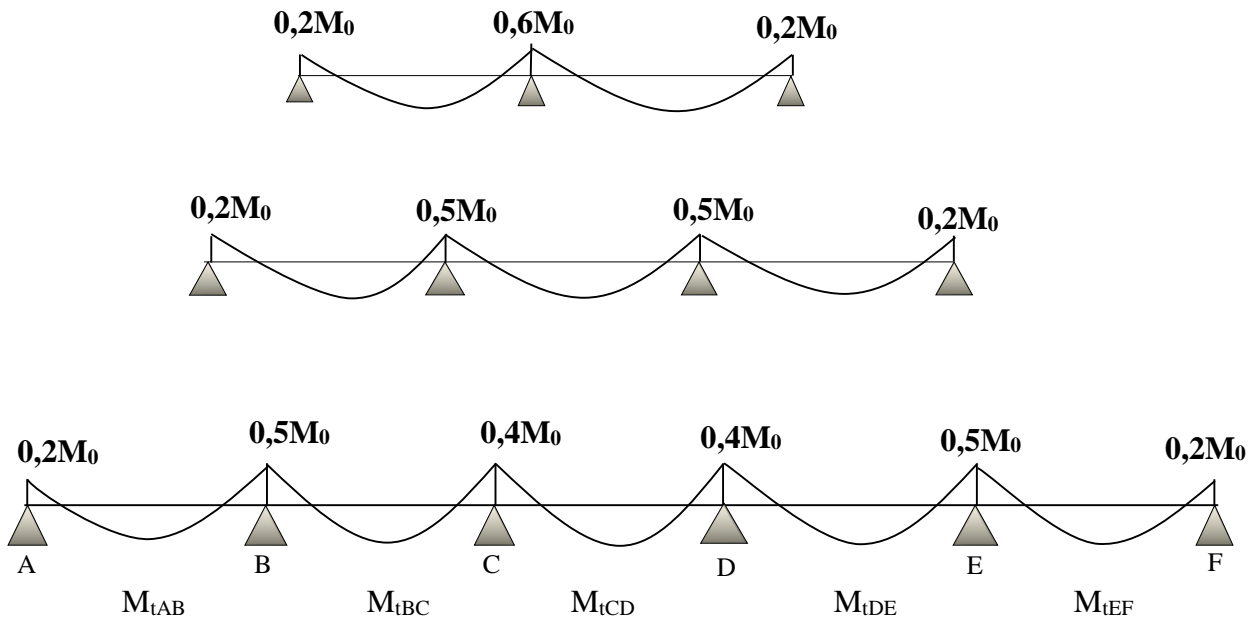


Fig III.2.4 : Schéma statique de la méthode forfaitaire.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis.

**5) Application de la méthode :**

➤ **Calcul de rapport de charge  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3,25}{3,575 + 3,25} = 0,476 \Rightarrow (0 < \alpha < \frac{2}{3})$$

➤ **Calcul des moments statiques  $M_{0i}$  :**

$$M_{0AB} = M_{0EF} = \frac{q \times L_1^2}{8} = \frac{9,70 \times (3,50)^2}{8} = 14,85 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{0AB} = M_{0EF} = 14,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0DE} = \frac{q \times L_2^2}{8} = \frac{9,70 \times (3,60)^2}{8} = 15,71 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{0BC} = M_{0DE} = 15,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q \times L_4^2}{8} = \frac{9,70 \times (2,90)^2}{8} = 10,19 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow M_{0CD} = 10,19 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_F = 0,2 M_{0AB} = 0,2 \times 14,85 = 2,97 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{0AB} ; M_{0BC}) = 0,5 M_{0BC} = 0,5 \times 15,71 = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max } (M_{0BC} ; M_{0CD}) = 0,5 M_{0BC} = 0,4 \times 15,71 = 6,28 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max } (M_{0CD} ; M_{0DE}) = 0,4 M_{0DE} = 0,4 \times 15,71 = 6,28 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{ Max } (M_{0DE} ; M_{0EF}) = 0,5 M_{0DE} = 0,5 \times 15,71 = 7,85 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

$$\text{On a : } \alpha = 0,476$$

$$\bullet 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,476) = 1,1428 > 1,05$$

$$\bullet \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,5714$$

$$\bullet \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6714$$

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

$$\left\{ M_{tAB} \geq -\frac{M_A + M_B}{2} + \max\{1,05M_{0AB} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0AB}\} \right\} = -\frac{2,97 + 7,85}{2} + 1,1428 \times 14,85 = 11,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB} = 0,6714 \times 14,85 = 9,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 11,56 \text{ KN.m}$$

b) **Etude de la travée BC :**

$$\left\{ M_{tBC} \geq -\frac{M_B + M_C}{2} + \max\{1,05M_{0BC} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0BC}\} \right\} = -\frac{7,85 + 6,28}{2} + 1,1428 \times 15,71 = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0BC} = 0,5714 \times 15,71 = 8,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{tBC} = 10,88 \text{ KN.m}$$

c) Etude de travée CD :

$$\left\{ M_{iCD} \geq -\frac{M_C + M_D}{2} + \max\{1,05M_{0CD} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0CD}\} = -\frac{6,28 + 6,28}{2} + 1,1428 \times 10,19 = 5,36 \text{ KN.m} \right.$$

$$M_{iCD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0CD} = 0,5714 \times 10,19 = 5,82 \text{ KN.m}$$

Soit  $M_{tCD} = 5,82 \text{ KN.m}$

d) Etude de travée DE :

$$\left\{ M_{iDE} \geq -\frac{M_D + M_E}{2} + \max\{1,05M_{0DE} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0DE}\} = -\frac{6,28 + 7,85}{2} + 1,1428 \times 15,71 = 10,88 \text{ KN.m} \right.$$

$$M_{iDE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0DE} = 0,5714 \times 15,71 = 8,97 \text{ KN.m}$$

Soit  $M_{tDE} = 10,88 \text{ KN.m}$

e) Etude de travée EF :

$$\left\{ M_{iEF} \geq -\frac{M_E + M_F}{2} + \max\{1,05M_{0EF} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0EF}\} = -\frac{7,85 + 2,97}{2} + 1,1428 \times 14,85 = 11,56 \text{ KN.m} \right.$$

$$M_{iEF} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0EF} = 0,6714 \times 14,85 = 9,97 \text{ KN.m}$$

Soit  $M_{tEF} = 11,56 \text{ KN.m}$

➤ Diagramme des moments fléchissant :

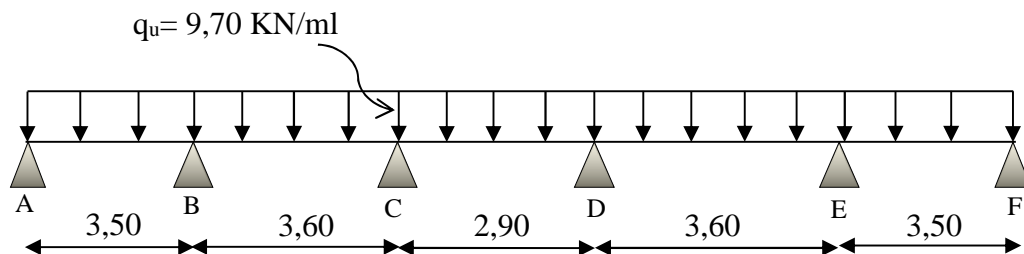


Fig III.2.5 : Schéma statique de la poutre continue

➤ Diagramme des moments fléchissant a l'ELU :

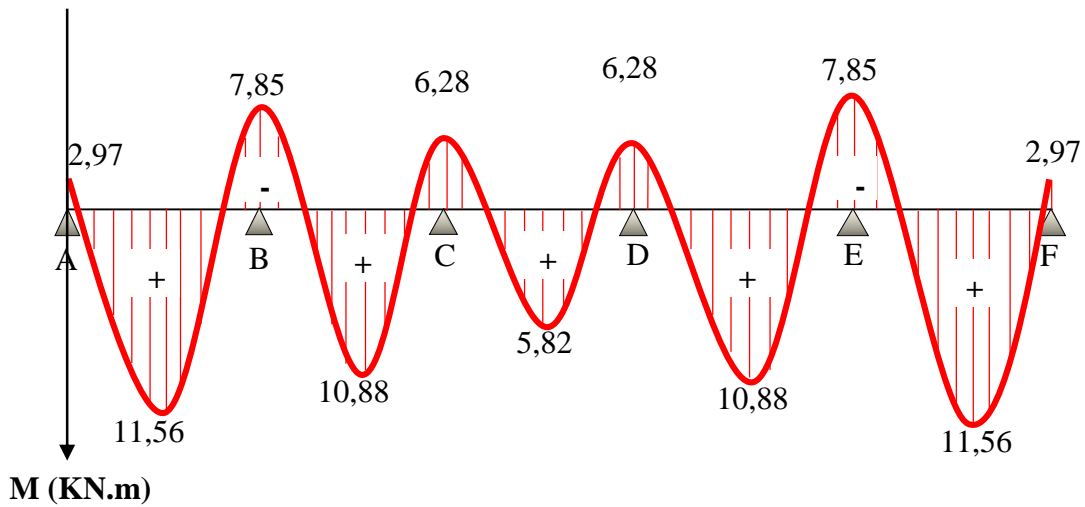


Fig III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

➤ Calcul des efforts tranchants :

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

$$\text{Avec: } \theta(x=0) = \frac{q_u \cdot L}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

$$\text{et } \theta(x=L) = \frac{-q_u \cdot L}{2}$$

T(x) : effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$  : effort tranchant de la travée isostatique.

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont les moments aux appuis **i** et **i+1** respectivement en valeur algébrique.

$T_w$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

$T_e$  : effort tranchant sur appui droite de la travée.

L : Longueur de la travée.

**a) Travée AB**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \Leftrightarrow T_A = \frac{9,70 \times 3,50}{2} + \frac{(-7,85) - (-2,97)}{3,50} = 15,58 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \Leftrightarrow T_B = -\frac{9,70 \times 3,50}{2} + \frac{(-7,85) - (-2,97)}{3,50} = -18,37 \text{ KN.}$$

**b) Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \Leftrightarrow T_B = \frac{9,70 \times 3,60}{2} + \frac{(-6,28) - (-7,85)}{3,60} = 17,90 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \Leftrightarrow T_C = -\frac{9,70 \times 3,60}{2} + \frac{(-6,28) - (-7,85)}{3,60} = -17,02 \text{ KN.}$$

**c) Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \Leftrightarrow T_C = \frac{9,70 \times 2,90}{2} + \frac{(-6,28) - (-6,28)}{2,90} = 14,07 \text{ KN.}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{DC}} \Leftrightarrow T_D = -\frac{9,70 \times 2,90}{2} + \frac{(-7,76) - (-6,28)}{3,60} = -14,07 \text{ KN.}$$

**d) Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \Leftrightarrow T_D = \frac{9,70 \times 3,60}{2} + \frac{(-7,85) - (-6,28)}{3,60} = 17,02 \text{ KN.}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \Leftrightarrow T_E = -\frac{9,70 \times 3,60}{2} + \frac{(-7,85) - (-6,28)}{3,60} = -17,90 \text{ KN.}$$

**e) Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} \Leftrightarrow T_E = \frac{9,70 \times 3,50}{2} + \frac{(-2,97) - (-7,85)}{3,50} = 18,37 \text{ KN.}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} \Leftrightarrow T_F = -\frac{9,70 \times 3,50}{2} + \frac{(-2,97) - (-7,85)}{3,50} = -15,58 \text{ KN.}$$

➤ Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

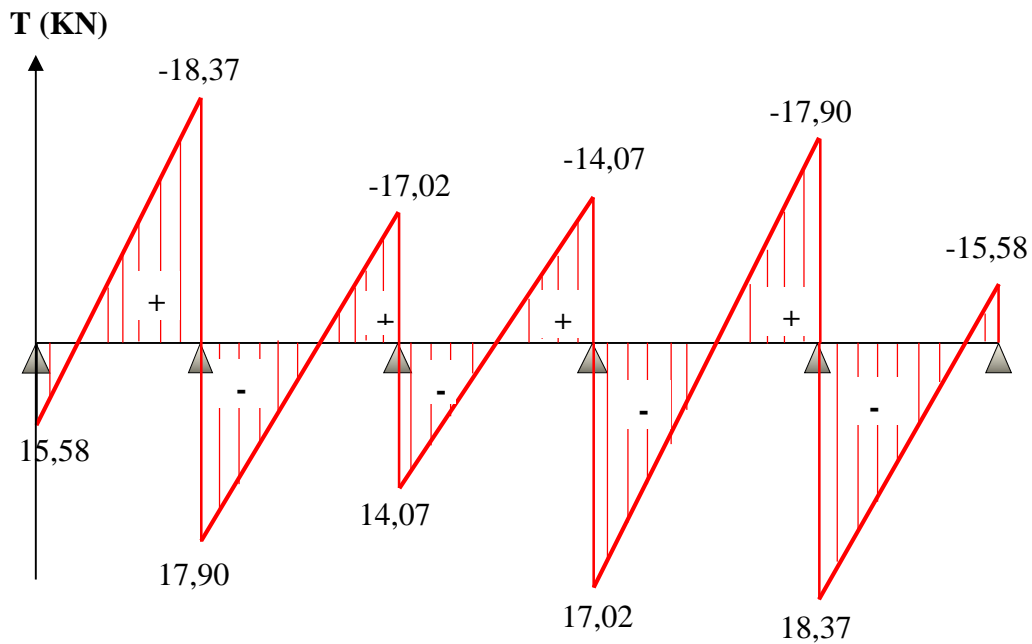


Fig III.2.7 : Diagramme des efforts tranchants.

6) Ferrailage à l'ELU :

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

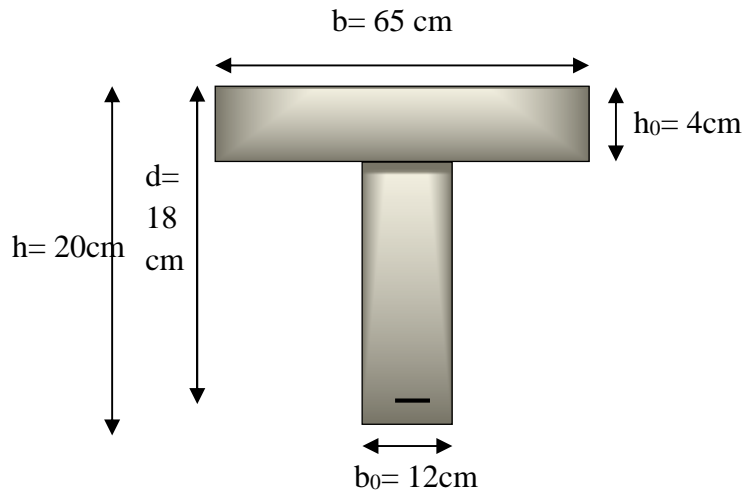
a) Armatures longitudinales :

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

- En travée :  $M_{\max}^t = 11,56 \text{KN.m}$ .
- Sur appui :  $M_{\max}^a = 7,85 \text{KN.m}$ .

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

**b = 65cm; b<sub>0</sub>=12cm; h = 20cm; h<sub>0</sub>=4cm: d = 18**



**Fig III.2.8:** Section de la poutre en Té.

❖ **Armatures en travée :**

On calcule d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^t = 11,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_{\max}^t \Rightarrow$  donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en Té sera calculée comme étant une section rectangulaire de :  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

➤ **Section d'armature :**

Calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,56 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \quad \text{et} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) = 0,050$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,050 = 0,98$$

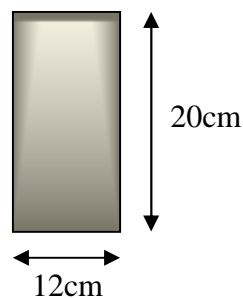
$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,56 \times 10^5}{0,98 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,88 \text{ cm}^2.$$

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

Soit :  $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12\text{cm}$  et de hauteur  $h = 20\text{cm}$ .



**Figure III.2.9 :** Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

**Calcul de  $\mu_u$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,85 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,142 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \quad \text{et} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,142}) = 0,192$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,192 = 0,923$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,70 \times 10^5}{0,923 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,68 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1,68 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

**b) Armature transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) \Leftrightarrow \min\left(\frac{20}{35}; 1,2; \frac{12}{10}\right) \Leftrightarrow \min(0,57; 1,2; 1,2) = 0,57 \text{ cm.}$$

$$\phi_t = \mathbf{0,57 \text{ cm}}$$

**Avec :**

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : Hauteur du plancher.

$b_0$  : Largeur de l'âme.

Nous choisissons un cadre de  $\phi 8$  avec :  $A_{st} = \mathbf{2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2}$ .

**c) Espacement des armatures :** est donnée par le règlement (BAEL/modifiée 99/art : A.5.1.22)

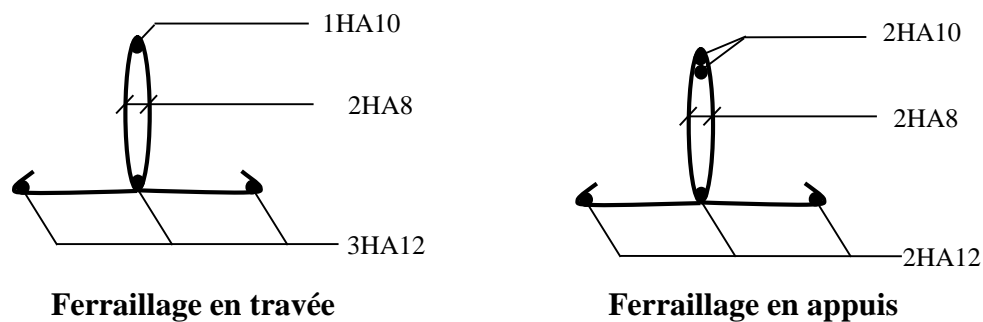
$$S_t \leq \min \{0,9 \times d ; 40 \text{ cm}\}$$

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

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

**Conclusion:**

- En travée: **3HA12= 3, 39 cm<sup>2</sup>.**
- Aux appuis: **2HA12= 2, 26 cm<sup>2</sup>.**
- Les armatures transversals: **2HA8= 1, 01cm<sup>2</sup>.**



**Figure III.2.10** : Plan de ferrailage de la poutrelle en travées et aux appuis

**7) Vérification à l'ELU:**

**a) Condition de non fragilité du béton de la section minimal: (Art 4.2.1 BAEL91/modifiée 99)**

➤ **En travée:**

$$A_{min} \geq 0, 23 d b f_{t28} / f_e$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

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

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1, 41 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur appuis:**

$$A_{min} \geq 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0, 26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2, 26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0, 26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.2.11/ BAEL91 modifiée 99) :**

Fissuration peut préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \min \{3,33MPa, 5MPa\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{18,37 \times 10}{12 \times 18} = 0,85MPa$$

$$\tau_u = 0,85MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Pas de risque de cisaillements.}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art 6.1.3 BAEL91/ modifiée 99)**

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

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

Avec :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement HA.

$\sum u_i$  = Somme des périmètres utiles des barres.

**❖ En travée :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,37 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 1,003MPa$$

$$\tau_{se} = 1,003MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Aux appuis :**

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

$$\tau_{se} = \frac{18,37 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Par de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**d) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 / BAEL91 modifiée99)**

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

Avec :

$\tau_{su}$  : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

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

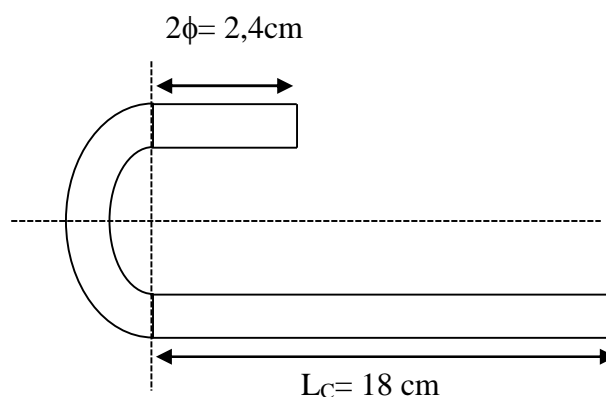
$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Nous prendrons :  $L_s = 45 \text{ cm}$

**Remarque :**

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  $0,4.L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$



**Fig III.2.11 : Définition de l'ancrage normal**

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

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

➤ Appuis de rive :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \left[ \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} \right] \times \left( 15,58 + \frac{2,97}{0,9 \times 0,18} \right) = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Appuis intermédiaire :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \left[ \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \right] \times \left( 18,37 + \frac{7,85}{0,9 \times 0,18} \right) = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 1,92 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.1.313/ BAEL91 modifiée99)

On doit vérifier que :  $T_{\max} \leq 0,4 \left[ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0$  Avec :  $(a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm})$

$$T_{\max} \leq 0,4 \left[ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 16,2 \times 12 \cdot 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}.$$

➤ Appuis de rive :

$$T_{\max} = 15,58 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Appuis intermédiaire :

$$T_{\max} = 18,37 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8) Calcul à l'ELS :

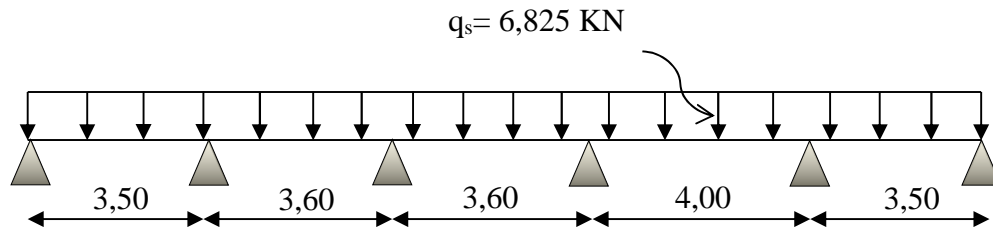


Fig III.2.12 : Schéma statique de la poutre

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

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,70 \text{ KN} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 6,825 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = 0,703$$

➤ Moment isostatique :

Nœuds	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$M_{0i}$ (KN.m)	10,44	11,04	7,16	11,04	10,44

Tableau III.2.1 : Moment isostatique

➤ Moment aux appuis :

Noeuds	A	B	C	D	E	F
$M_{Appuis}$ (KN.m)	2,09	5,52	4,41	4,41	5,52	2,09

Tableau III.2.2 : Moment en appuis à l'ELS

➤ Moment en travée :

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$M_{t(x)}$ (KN.m)	8,13	7,65	4,09	7,65	8,13

Tableau III.2.3 : Moment en travée à l'ELS

➤ Calcul des efforts tranchant :

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
$T_i$ (KN)	10,95	12,58	9,89	11,97	12,91
$T_{i+1}$ (KN)	-12,91	-11,97	-9,89	-12,58	-10,95

Tableau III.2.4: Les efforts tranchants à l'ELS

➤ Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

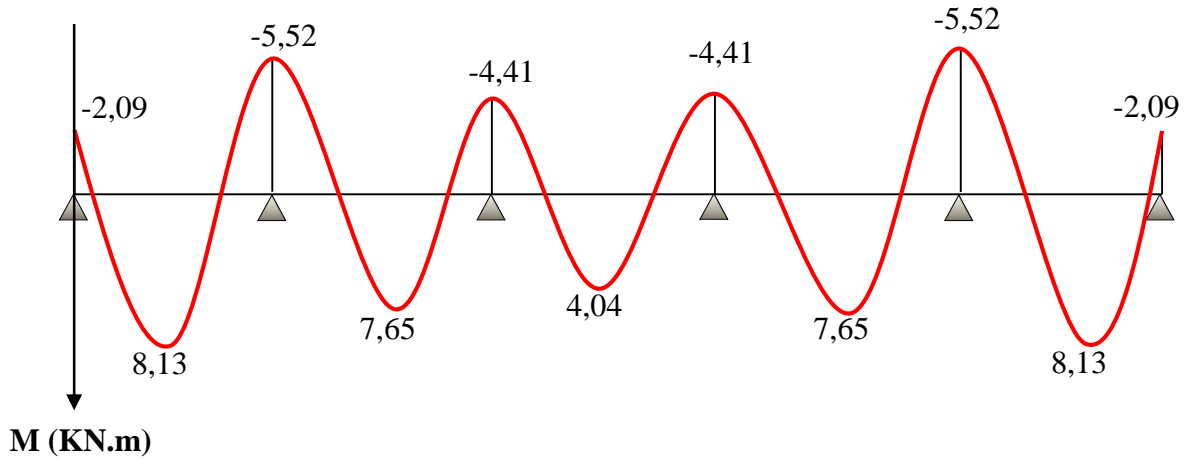


Fig III.2.13 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

➤ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

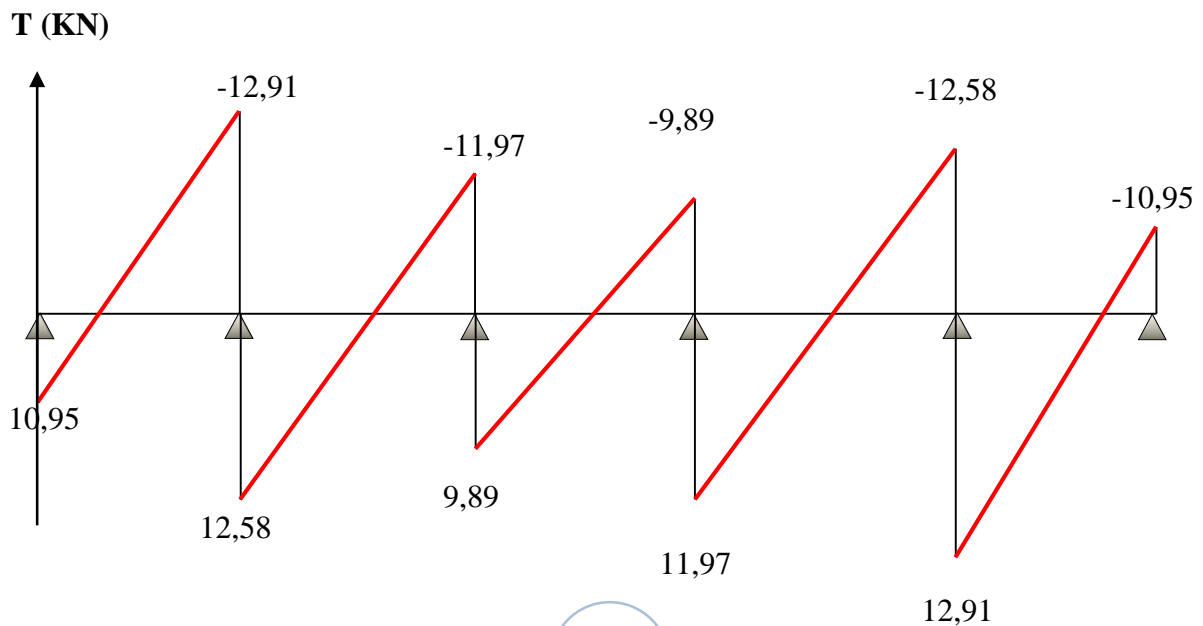


Fig III.2.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

## 9) Vérification à l'ELS :

## A) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Et :  $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$  Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \cdot A_{st}}$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$

## ➤ En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ ,  $d = 18 \text{ cm}$ ,  
 $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56 \Rightarrow \beta_1 = 0,837 \Rightarrow K_1 = 15,67 \Rightarrow K = 0,0638$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,13 \times 10^{-3}}{0,837 \times 0,18 \times 3,39 \times 10^{-4}} = 159,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K = 159,18 \times 0,0638 = 10,15 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 10,15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ Aux appuis :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_{sa} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$ ,

$d = 18 \text{ cm}$ ,  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,858 \Rightarrow K_1 = 20,21 \Rightarrow K = 0,0494$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,52 \times 10^{-3}}{0,858 \times 0,18 \times 3,39 \times 10^{-4}} = 105,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times K = 105,43 \times 0,0494 = 5,21 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5,21 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

### B) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification n'est effectuée.

### C) Etat limite de déformation :( Art B.6.5.2 / BAEL 91)

Les règles BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale de la section droite.

L : portée de la plus longue travée dans le sens considéré (L= 3,6 m).

M<sub>0</sub> : moment isostatique de la travée considéré.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure.

d: hauteur utile de la section droite.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,0555 \\ \frac{1}{22,5} = 0,0444 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{7,65}{15 \times 11,04} = 0,0462. \\ \frac{h}{L} = 0,0555 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157 \\ \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \times d} > \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

❖ **Calcul de la flèche :**

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

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 0,67 \text{ cm}$$

$L = 360 - 25 = 335$  : Longueur réel (libre) de la poutrelle.

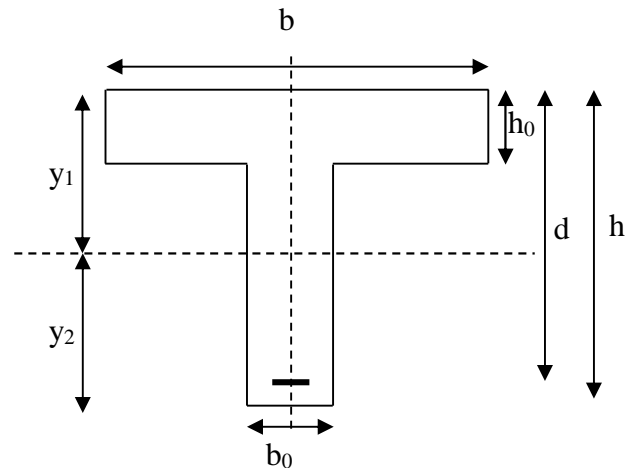
$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différé,  $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,865 \text{ MPa}$ .

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

$I_{fv}$  est donnée par la formule suivant :  $I_{fv} = \frac{1,1}{1 + \mu \times \lambda_v}$

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



**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n \times A = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

**Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à X-X :**

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

$$S / xx = \frac{12 \times 20^2}{2} + \frac{(65 - 12) \times 4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S / xx}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,436 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,436 = 12,564 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,436^3 + 12,564^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7,436 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 3,39 \times (12,564 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{A_a}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\sigma \times \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,015 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,096$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0,68; 0 \} = 0,68$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + 1,096 \times 0,68} = 13739,82 \text{ cm}^4$$

**D'où la flèche :**

$$f = \frac{M'_s}{10} \cdot \frac{L^2}{I_{fv} \cdot E_v} = \frac{8,13 \times 10^3 \times 335^2}{10 \times 10818,865 \times 13739,82} = 0,61 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

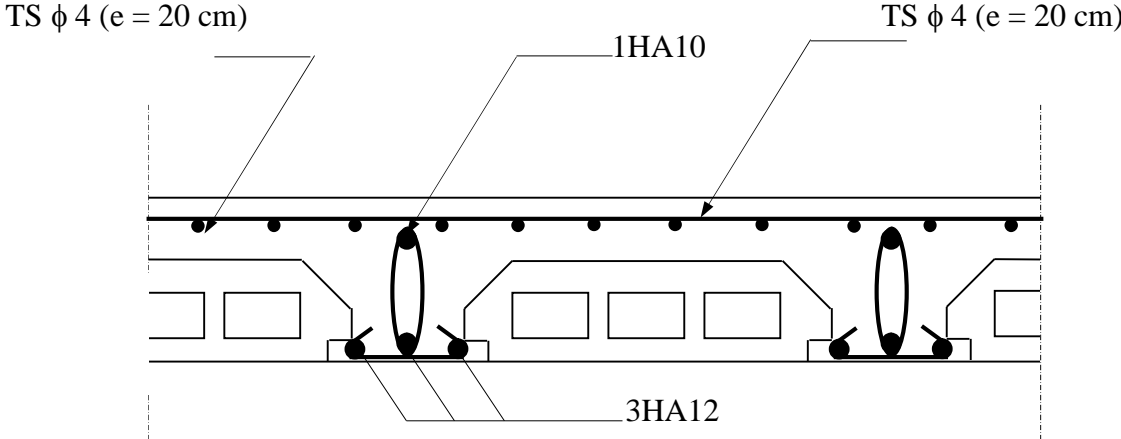


Fig III.2.15 : ferrailage des poutrelles en travée

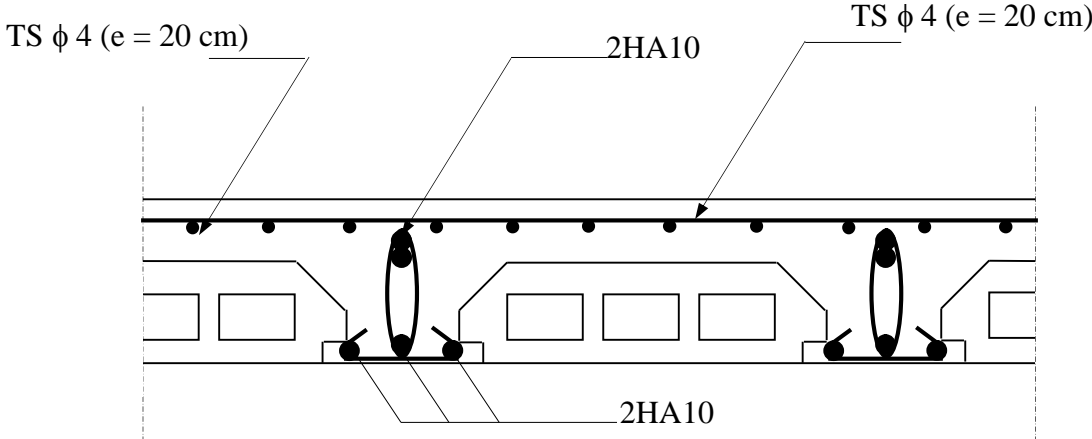


Fig III.2.16 : ferrailage des poutrelles en appuis

### III.3 Escalier :

#### III.3.1 Introduction :

Un escalier est un élément composé d'une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre, il est en béton armé, métallique ou en bois. Il se compose d'un certain nombre de marche dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est la contre marche, le support des marches s'appelle le paillasse. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

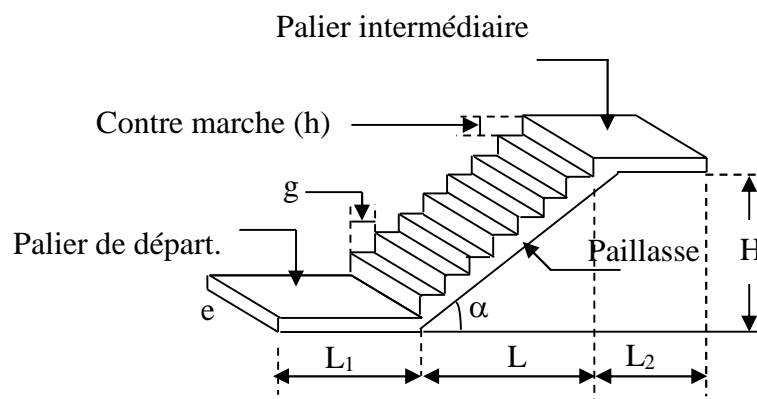


Fig III.3.1 : Schéma général d'un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

### III.3.2 Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

#### Notions utilisées :

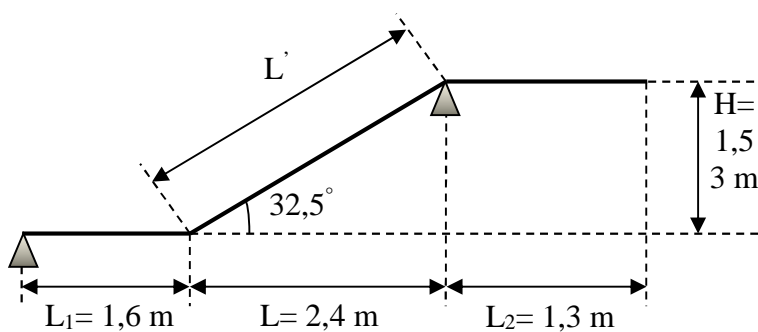
**g** : Largeur de la marche.

**h** : Hauteur de la marche.

**e** : épaisseur de la paillasse et de palier.

**H** : Hauteur de volée.

**L** : Longueur de volée projetée.



**Fig III.3.2** : Schéma statique d'escalier

## a) Calcul de h, n, m, et g :

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL"

**La relation de BLONDEL :**

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

- **La hauteur de la contre marche « h » :**

Soit :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

On prend : **h = 17 cm**

- **Le nombre de contre marche « n » :**

On a :

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

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{n = 9 \text{ contre marche}}$$

- **Le nombre de marche « m » :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{m = 8 \text{ marche}}$$

- **Calcul du giron :**

$$g = \frac{L}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

- **raideur « r » :**

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

$$r = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow r \leq 1 \quad \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

L'embranchement doit être  $\geq 1,20 \text{ m}$ .

Soit un embranchement de  $1,40 \text{ m}$

- **La ligne de foulée L :**

$$L = g (n - 1) = 30 (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

**b) Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 30+2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 65$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée donc l'escalier est confort.

**c) Epaisseur de la paille et de palier :**

Il se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux côtés, l'épaisseur de la paille ( $e_p$ ) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

**Avec :**

$L_0$  : longueur réelle de la paille et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L_1 + L'$

$L'$  : longueur de la paille projetée.

$L_1$  : longueur du palier.

**Calcul de  $L'$  :**

D'après la figure (III.3.2), on déduit :  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{240}{0,84} = 285 \text{ cm} = 2,85 \text{ m.} \Rightarrow L' = \mathbf{2,85 \text{ m.}}$$

**Longueur réelle de la paille :**

$$L_0 = L_1 + L' = 160 + 285 = 445 \text{ cm.} \quad \Rightarrow L_0 = \mathbf{4,45 \text{ m.}}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{445}{30} \leq e_p \leq \frac{445}{20} \Rightarrow 14,83 \leq e_p \leq 22,25$$

**On prend :  $e_p = 20 \text{ cm}$**

### III.3.3 Détermination des charges et surcharges :

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

#### a) Les charges permanentes :

##### ➤ La pailleasse (La volée) :

#### Poids propre de la pailleasse :

$$\frac{\sigma \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,2}{\cos 32,52} = 5,93 \text{ KN/ml}$$

#### Poids propre des marches :

$$\frac{\sigma \times h}{2} = \frac{25 \times 0,17}{2} \times 1\text{m} = 2,125 \text{ KN/ml}$$

	Elément	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	La charge (KN/ml)
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	couche de sable	18	0,02	0,36
4	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
5	Gard corps	/	0,2	0,20
6	Pailleasse	25	0,2/Cosα	5,93
7	Marches	25	0,17/2	2,125
				<b>G<sub>t</sub> = 9,77 KN/ml</b>

Tableau III.3.1 Charges permanentes de pailleasse

➤ **Le palier :**

**Poids propre de palier :**

$$\sigma \times e_p \times 1 \text{ ml} = 25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

	Éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	La charge (KN/ml)
1	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
5	palier	25	0,20	5,00
				<b>G<sub>t</sub> = 6,52 KN/ml</b>

**Tableau III.3.2** Charges permanentes de palier

➤ **Charge concentrée :**

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge de mur extérieur (p).

$$P = (3,06 - 0,20) \times 2,36 \times 1\text{m} = 6,75 \text{ KN.}$$

**b) Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

**III.3.4 Combinaison des charges :**

❖ à ELU :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml}$

- **Volée :**

$$q_{U1} = (1,35 \times 9,77 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,94 \text{ KN/ml}$$

- **Palier :**

$$q_{U2} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,55 \text{ KN/ml}$$

- **Mur extérieure :**

$$P = 1,35 \times 6,75 = 9,11$$

- ❖ à ELS :  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml}$

- **Volée :**

$$q_{s1} = (9,77 + 2,5) \times 1 = 12,27 \text{ KN/ml}$$

- **Palier :**

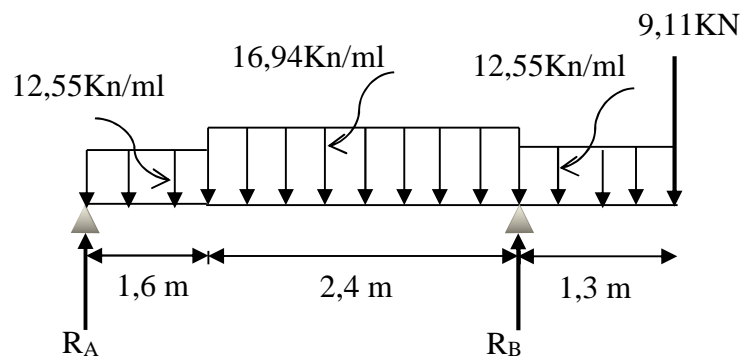
$$q_{s2} = (6,52 + 2,5) \times 1 = 9,02 \text{ KN/m}$$

- **Mur extérieure :**

$$P = 6,75 \text{ KN}$$

### III.3.5 Calcul des moments et des efforts tranchant a l'ELU :

Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.



**Fig III.3.3 :** Schéma statique d'escalier a l'ELU

1) Les réactions aux appuis :

$$\Sigma F/y= 0$$

$$R_A + R_B - [(q_{u1} \times 1,6) + (q_{u2} \times 2,4) + (q_{u1} \times 1,30)] = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - [(12,55 \times 1,6) + (16,94 \times 2,4) + (12,55 \times 1,3) + 9,11] = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 86,161 \text{ KN/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$4 \times R_B - 12,55 \times 1,6 \times \frac{1,6}{2} - 16,94 \times 2,4 \left( \frac{2,4}{2} + 1,6 \right) - 12,55 \times 1,3 \left( \frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,6 \right) - 9,11 \times 5,3 = 0$$

$$R_B = 63,51 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

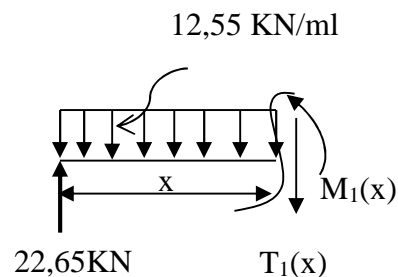
$$\begin{cases} R_A = 22,65 \text{ KN/ml} \\ R_B = 63,51 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

2) Calcul des moments et des efforts tranchants :

\* 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$

$$T_1(x) - 22,65 + 12,55 \cdot x = 0 \Rightarrow T(x) = 22,65 - 12,55 \cdot x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T_1(0) = 22,65 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,6 \rightarrow T_1(1,6) = 2,57 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_1(x) - 22,65 \cdot x + 12,55 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M_1(x) = 22,65 \cdot x - 12,55 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow M_1(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 1,6 \rightarrow M_1(1,6) = 20,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Le moment maximum :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12,55x + 22,65 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,8\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,8\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = 22,65 (1,8) - 12,55 \frac{(1,8)^2}{2} = 20,44 \text{ KN.m}$$

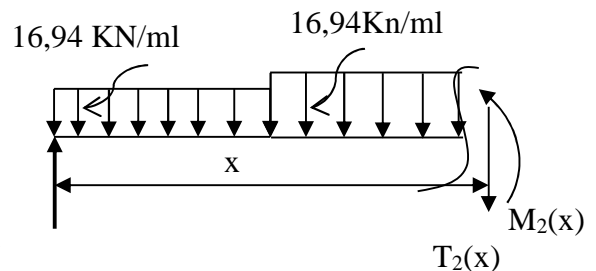
$$M_z^{max} = 20,44 \text{ KN.m}$$

\* **2<sup>eme</sup> tronçon:  $1,6 \text{ m} \leq x \leq 4 \text{ m}$**   $12,55 \text{ KN/ml}$

$$T_2(x) - 22,65 + 12,55 (1,6) + 16,94 (x - 1,6) = 0$$

$$T_2(x) = 29,674 - 16,94.x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,6 \rightarrow T_2(1,6) = 2,57 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4 \rightarrow T_2(4) = -38,08 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M_2(x) - 22,65.x + (12,55 \times 1,6) \left( x - \frac{1,6}{2} \right) + 16,94 \frac{(x - 1,6)^2}{2} = 0$$

$$M_2(x) = 29,674.x - 8,47x^2 - 5,62 = 0$$

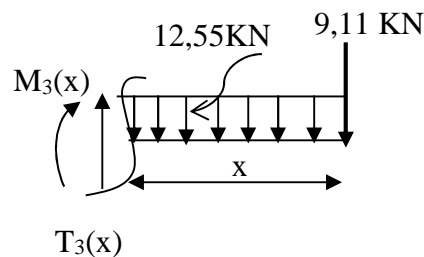
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,6 \rightarrow M_2(1,6) = 20,18 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4 \rightarrow M_2(4) = -22,44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

\* **3<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}$**

$$T_3(x) - 9,11 - 12,55.x = 0$$

$$T_3(x) = 9,11 + 12,55.x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T_3(0) = 9,11 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,3 \rightarrow T_3(1,3) = 25,42 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M_3(x) + 9,11.x + 12,55 \frac{x^2}{2} = 0 \quad \Rightarrow M_3(x) = -9,11.x - 12,55 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad M_3(0) = 0 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,3 \quad M_3(1,3) = -22,44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tronçon (m)	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,6$	0	22,65	0
	1,6	02,57	20,18
$1,6 \leq x \leq 4$	1,6	02,57	20,18
	4	-38,08	-22,44
$0 \leq x \leq 1,3$	0	9,11	0
	1,3	25,42	-22,44

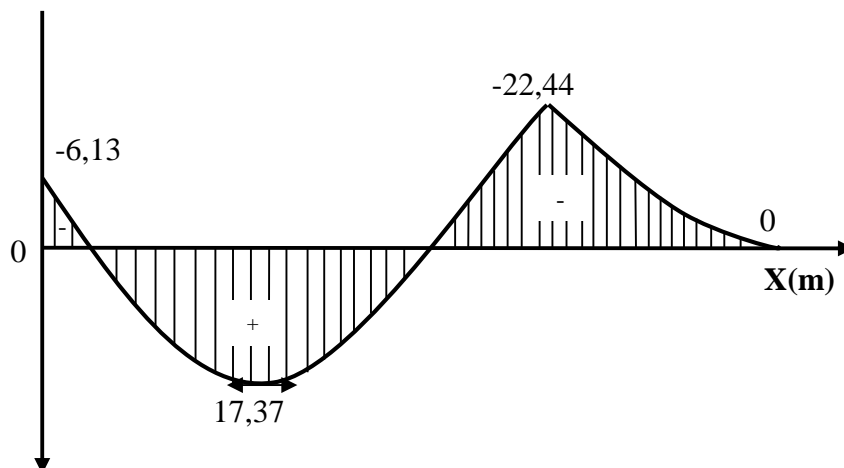
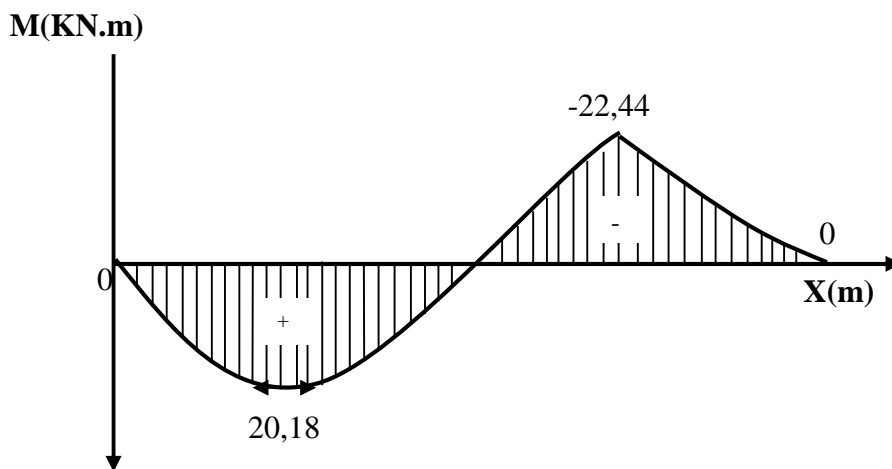
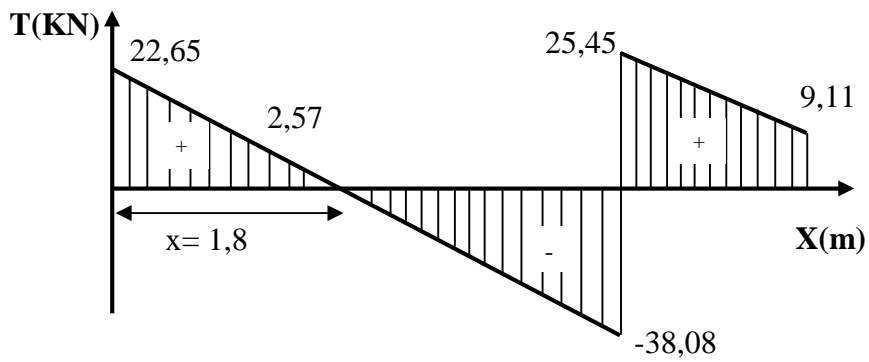
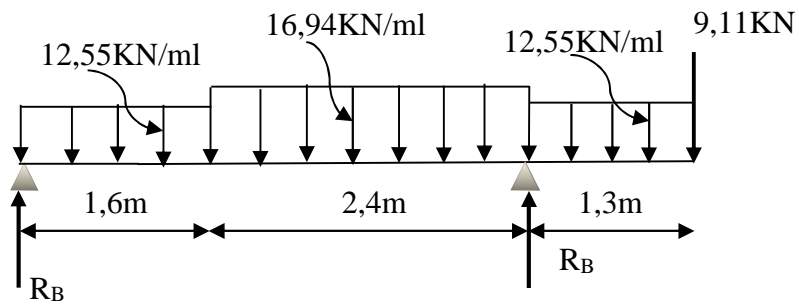
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront effectués des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

**Aux appuis :**  $M_{A \text{ appuis}} = -0,3 M_{z\max} = -0,3 \times 20,44 = -6,13 \text{ KN.m}$

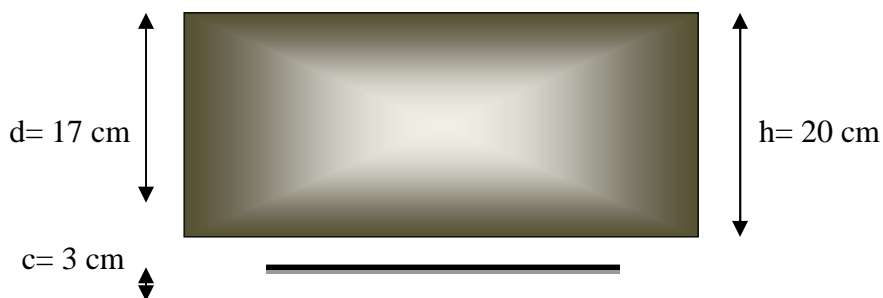
**Aux travées :**  $M_{T \text{ travée}} = 0,85 \times M_{z\max} = 0,85 \times 20,44 = 17,37 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



**Fig III.3.4** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU  
**III.3.6 Calcul des armatures (ferrailage à l'ELU) :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peut préjudiciable. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



a) Aux appuis :

❖ Appuis A :  $M_A = 6,13 \text{ KN.m}$

➤ Armature principale :

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$ ,  $d = 18 \text{ cm}$ ,

$M_{ua} = -6,13 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,13 \cdot 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,015$$

$\mu_a = 0,015 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$\mu_a = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992$

$$A_a = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,13 \cdot 10^3}{0,992 \times 17 \times 348} = 1,04 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  Avec : un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Avec : un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ **Appuis B :**  $M_B = 22,44 \text{ KN.m}$

➤ **Armature principale:**

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,44 \cdot 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,055$$

$\mu_a = 0,055 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée

$$\mu_a = 0,055 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_b = \frac{M_B}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,44 \cdot 10^3}{0,972 \times 17 \times 348} = 3,90 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_b = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b) En travée :**  $M_t = 17,37 \text{ KN.m}$

➤ **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,37 \cdot 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$\mu_t = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée

$$\mu_t = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,37 \cdot 10^3}{0,978 \times 17 \times 348} = 3,00 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

### III.3.7 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 / BEL 91 modifié 99) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

a) **Aux appuis :**

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_b = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) **En travées :**

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Emplacement des barres (Art A.8.2.42 / BAEL 91 modifié 99):**

a) **Armatures principales :**

$$S_{\text{tmax}} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

b) **Armature de répartition :**

$$S_{\text{tmax}} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A5.1, 1 / BAEL 91 modifié 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b \times d} = \frac{38,08 \times 1000}{1000 \times 170} = 0,224 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0,224 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$$T_{u\text{max}} : \text{effort tranchant maximal} \quad \Rightarrow T_{u\text{max}} = 38,08 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5MPa \right) = 3,33 MPa \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,225 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc :** il n'y a pas risque de cisaillement (le béton seul suffit pour reprendre le cisaillement).

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art 5-1-3/ BAEL 91 modifié 99) :**

**a) Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 17 \times 10}{1,5} = 1020 KN$$

$$V_u^{\max} = 38,08 KN < V_u = 1020 KN \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Influence sur les aciers (Art A.5.4.321 / BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que :

$$A_b \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 38,08 + \frac{(-22,44) \times 10^2}{0,9 \times 17} \right) = -0,312 cm^2$$

$$A_b = 4,52 cm^2 > -0,312 cm^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Condition d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1, 3 / BAEL 91 modifiée 99):**

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

Avec :

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

$\Psi_s$  : Coefficient scellement,  $\Psi_s = 1,5$  (pour les aciers HA)

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

➤ **Appui A :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \Sigma U_i} = \frac{22,65 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 12,56 \times 10} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis B :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \Sigma U_i} = \frac{38,08 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 15,072 \times 10} = 1,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Ancrage des barres aux appuis (Art A6.1.2 / BAEL 91 modifié 99) :**

$$L_S = \frac{\phi \cdot fe}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 ft_{28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{\phi \cdot fe}{4\bar{\tau}_s} = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\phi \text{ cm}$$

➤ **Appuis A :**

$$L_S = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$$

➤ **Appuis B :**

$$L_S = 35,27 \times 1,2 = 42,32 \text{ cm}$$

**Remarque :** Vu que  $L_S$  dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_S$ . (Art A.6.253 / BAEL91):

➤ **Appui A :**

$$L_a = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } L_a = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Appui B :**

$$L_b = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } L_b = 20 \text{ cm.}$$

### III.3.8 Calcul des moments et effort tranchant à l'ELS :

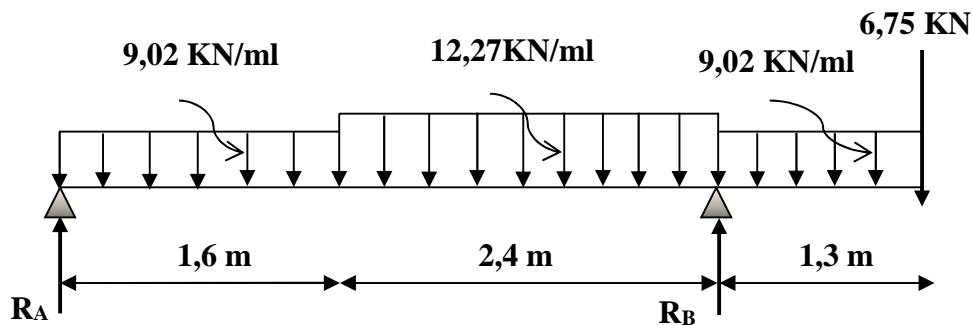


Fig III.3.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

#### 1) Les réactions aux appuis :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$R_A + R_B - [(q_{s1} \times 1,6) + (q_{s2} \times 2,4) + (q_{s1} \times 1,30)] = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - [(9,02 \times 1,6) + (12,27 \times 2,4) + (9,02 \times 1,3) + 6,75] = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 62,356 \text{ KN/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$4 \times R_B - 9,02 \times 1,6 \times \frac{1,6}{2} - 12,27 \times 2,4 \left( \frac{2,4}{2} + 1,6 \right) - 9,02 \times 1,3 \left( \frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,6 \right) - 6,75 \times 5,3 = 0$$

$$R_B = 46,08 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

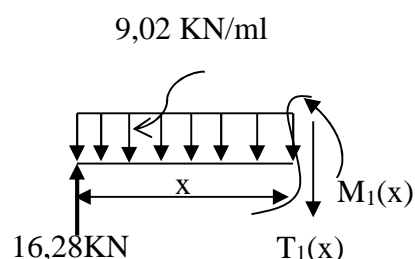
$$\begin{cases} R_A = 16,28 \text{ KN/ml} \\ R_B = 46,08 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### 2) Calcul des moments et des efforts tranchants :

\* 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$

$$T_1(x) - 16,28 + 9,02 \cdot x = 0 \Rightarrow T(x) = 16,28 - 9,02 \cdot x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T_1(0) = 16,28 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,6 \rightarrow T_1(1,6) = 1,85 \text{ K} \end{cases}$$



$$M_1(x) - 16,28 \cdot x + 9,02 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M_1(x) = 16,28 \cdot x - 9,02 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \rightarrow M_1(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 1,6 & \rightarrow M_1(1,6) = 14,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Le moment maximum :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -9,02x + 16,28 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,8\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,8\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = 16,28 (1,8) - 9,02 \frac{(1,8)^2}{2} = 14,69 \text{ KN.m}$$

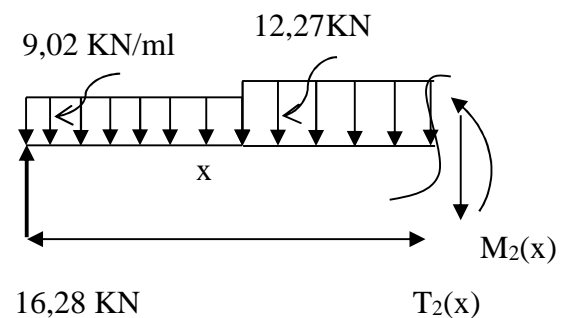
$$M_z^{max} = 14,69 \text{ KN.m}$$

\* **2<sup>ème</sup> tronçon:  $1,6 \text{ m} \leq x \leq 4 \text{ m}$**

$$T_2(x) - 16,28 + 9,02 (1,6) + 12,27 (x - 1,6) = 0$$

$$T_2(x) = 21,48 - 12,27 \cdot x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,6 & \rightarrow T_2(1,6) = 1,85 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4 & \rightarrow T_2(4) = -27,6 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_2(x) - 16,28 \cdot x + (9,02 \times 1,6) \left( x - \frac{1,6}{2} \right) + 12,27 \frac{(x - 1,6)^2}{2} = 0$$

$$M_2(x) = 21,48 \cdot x - 6,135x^2 - 4,16 = 0$$

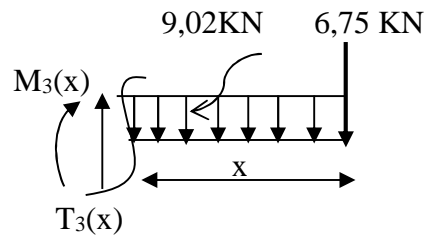
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,6 & \rightarrow M_2(1,6) = 14,50 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4 & \rightarrow M_2(4) = -16,40 \text{ KN} \end{cases}$$

\* 3<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,3$  m

$$T_3(x) - 6,75 - 9,02 \cdot x = 0$$

$$T_3(x) = 6,75 + 9,02 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T_3(0) = 6,75 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,3 \rightarrow T_3(1,3) = 18,48 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M_3(x) + 6,75 \cdot x + 9,02 \frac{x^2}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad M_3(x) = -6,75 \cdot x - 9,02 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad M_3(0) = 0 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,3 \quad M_3(1,3) = -16,40 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tronçon (m)	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,6$	0	16,28	0
	1,6	1,85	14,50
$1,6 \leq x \leq 4$	1,6	1,85	14,50
	4	-27,60	-16,40
$0 \leq x \leq 1,3$	0	6,75	0
	1,3	18,48	-16,40

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront effectués des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

**Aux appuis :**  $M_{A \text{ appuis}} = -0,3 M_{z\max} = -0,3 \times 14,69 = -4,41 \text{ KN.m}$

**Aux travées :**  $M_{T \text{ travée}} = 0,85 \times M_{z\max} = 0,85 \times 14,69 = 12,49 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

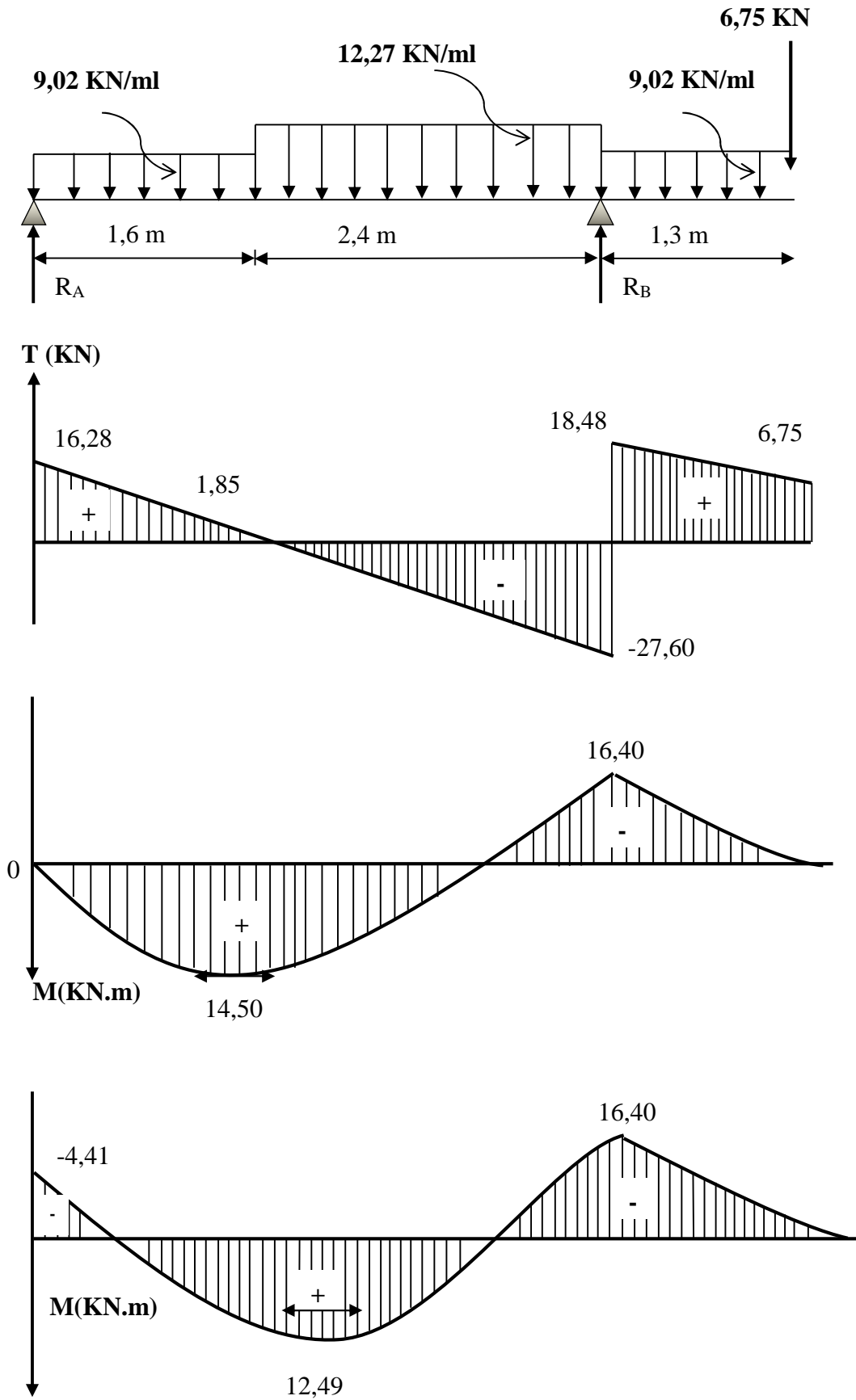


Fig III.3.6 Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS

### III.3.9 Vérification à l'ELS :

#### a) Vérification des contraintes :

Il faut vérifiées les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans les aciers (Art .A.5.23 / BAEL 91) :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

- **Aux appuis :**

#### Appuis A :

$$M_s = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 17} = 0,185$$

$$\rho = 0,185 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,930 \\ K_1 = 56,43 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{4,41 \times 10^3}{0,930 \times 17 \times 3,14} = 88,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 88,83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Appuis B :

$$M_s = 16,40 \text{ KN.m}$$

$$A_b = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_b}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 17} = 0,266$$

$$\rho = 0,266 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,918 \\ K_1 = 45,98 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{16,40 \times 10^3}{0,918 \times 17 \times 3,14} = 334,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 334.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_{ts} = 12,49 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 17} = 0,266$$

$$\rho = 0,266 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.918 \\ K_1 = 45.98 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta.d.A_{st}} = \frac{12,49 \times 10^3}{0.918 \times 17 \times 3,14} = 254.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 254.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

- **Aux appuis :**

**Appuis A :**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{56.43} \times 88.83$$

$$\sigma_{bc} = 1.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Appuis B :**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{45.98} \times 334.67$$

$$\sigma_{bc} = 7.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{45.98} \times 254.88$$

$$\sigma_{bc} = 5.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation (Art B.6.5.2/ BAEL 91) :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

**Avec :**

**L :** portée entre nus d'appuis.

**h :** Hauteur de la poutre.

**f<sub>e</sub> :** Limite d'élasticité de l'acier.

**A<sub>t</sub> :** Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub> :** Moment max en travée.

**M<sub>0</sub> :** Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

**E<sub>v</sub> :** Module de déformation différé

**q<sub>s</sub> :** max (q<sub>s(volée)</sub> ; q<sub>s(palier)</sub>) = q<sub>s(volée)</sub> = 12,27 KN/ml.

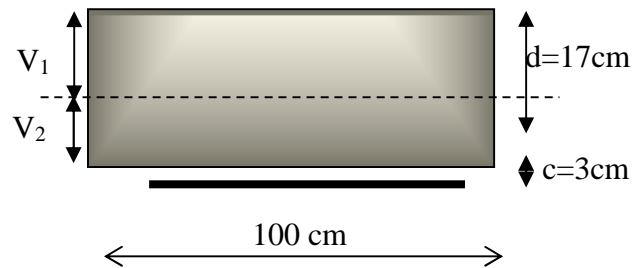
$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

**I<sub>fv</sub> :** Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

**I<sub>0</sub> :** moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

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



$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 4,52 \times 17)$$

$$S_{xx'} = 21152,6 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 4,52)$$

$$B_0 = 2067,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21152,6}{2067,8} = 10,23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,23 = 9,77 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} ((10,23)^3 + (9,77)^3) + 15 \times 4,52 (9,77 - 3)^2$$

$$I_0 = 69879,94 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$** 

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 17} = 0,0027$$

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times f_{t28}}{0,0027 \left( 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 3,11$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 17} = 0,27 \Rightarrow \beta = 0,918$$

**La contrainte dans les aciers est donnée par :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,27 \times 177,06 + 2,1} ; 0 \right\} = 0,98$$

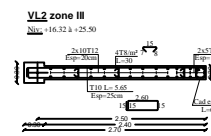
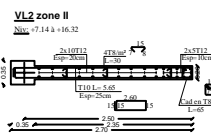
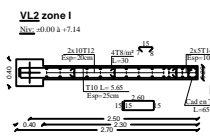
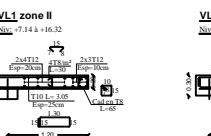
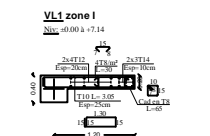
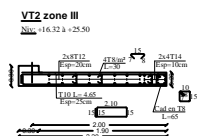
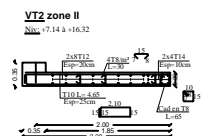
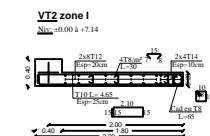
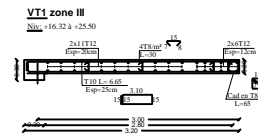
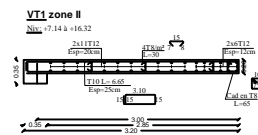
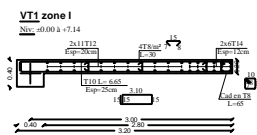
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda)} = \frac{1,1 \times 69879,94}{1 + (0,98 \times 3,11)} = 18990,05 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,27 \times (4,45)^4 \times 10^3}{348 \times 10818,87 \times 10^6 \times 18990,05 \times 10^{-8}} = 0,03 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = 0,89 \text{ mm}$$

$$f = 0,03 \text{ mm} < \bar{f} = 0,89 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (Pas de flèche)}$$





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

**ETUDE PAR :**  
Mlle. YAZID Anissa  
Mlle. DALIOMAR Amel

**TITRE:**  
Plan ferrailage des Voiles de  
contreventement VL1, VL2,  
VT1, VT2

**DIRIGE PAR :**  
Mr. ATLAOUI Djamel

PROMOTION 2019-2020

PLANCHE N°07

ECHELLE: 1/50-1/25

**III.4. Salle machine :**

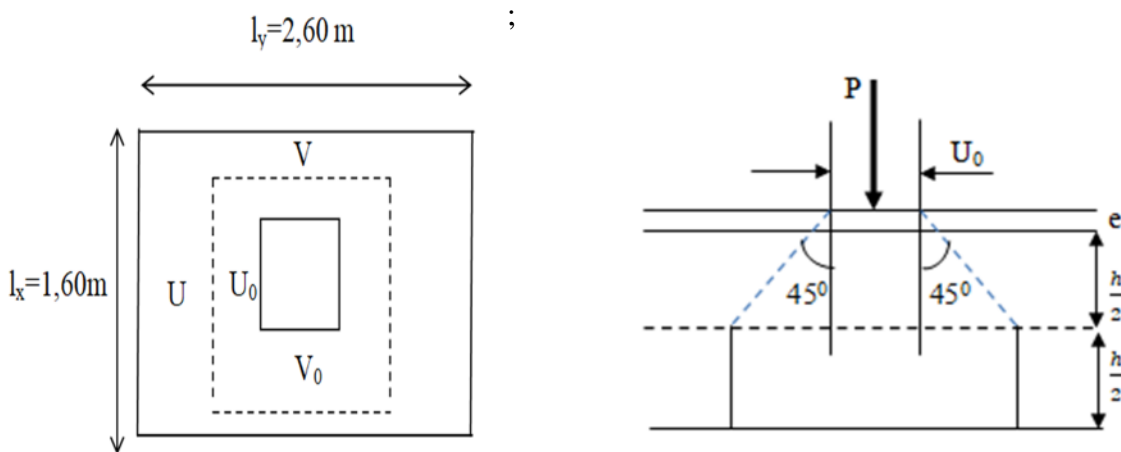
**Introduction :**

le nombre important de niveaux que comporte notre structure (08 niveaux) ,un ascenseur a été prévu . La surface de sa cabine est  $(1,60 \times 2,60 = 2,4 \text{ m}^2)$  ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ( $P = 80\text{KN}$ ).

**III.4.1 Dimensionnement :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33$$

$h_t$  : doit être au moins égal à 12 cm (**RPA 99 version 2003**) → soit  $h_t = 15 \text{ cm}$



**Fig III 4.1 : schéma de la salle machine.**

$$U = U_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

Avec :

$h_0$  : épaisseur de la dalle, ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ ).

$e$  : épaisseur du revêtement,  $e = 05 \text{ cm}$ .

$\xi$  : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue.

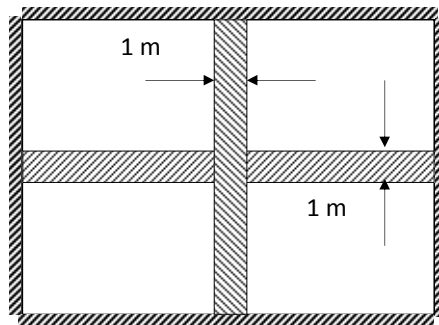
$U_0, V_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ ).

$U \times V$  : surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour ; dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

Les côtés U0 et V0 sont supposés parallèles respectivement à Lx et Ly tel que :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,60} = 0,61 \quad : \quad \text{Le panneau travail dans les 2 sens .}$$



### III.4.2 Détermination des sollicitations :

#### a) A L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q \quad (\text{charge uniformément répartie sur une bonde de 1m})$$

$$P_u = 1,35 P \quad (\text{charge concentrée du système de levage}).$$

- 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  $1 \text{ kN/ml}$ .

Alors :

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ kN/ml} \\ P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} \end{cases}$$

#### b) A L'ELS :

$$\begin{cases} q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ Kn/ml} \\ P_s = P = 90 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.4.3 Calcul des moments :

➤ **Calcul des moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_{y1} = p \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

Avec :

$\nu$ : Coefficient de Poisson a pour valeurs suivantes :

$\nu = 0$  : béton est fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0,2$  : béton non fissuré (calcul de déformation).

$M_1, M_2$  : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivant

$$\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y} \quad \begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0,656 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{260} = 0,403 \end{cases} \quad \begin{cases} M_1 = 0,10 \\ M_2 = 0,05 \end{cases}$$

- **A L'ELU :  $\nu = 0$**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,10 = 12,15 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,05 = 6,075 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **A L'ELS :  $\nu = 0,2$**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s \times (M_1 + 0,2 \times M_2) = 90 \times (0,10 + 0,2 \times 0,05) = 9,9 \text{ KN.m}, \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + 0,2 \times M_1) = 90 \times (0,05 + 0,2 \times 0,10) = 6,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec :

$\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$M_{x2}$ : Le moment fléchissant dans le sens de LX.

$M_{y2}$ : Le moment fléchissant dans le sens de LY.

**A L'ELU :  $\nu=0$**

$$\rho = 0,61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0798 \\ \mu_y = 0,317 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0798 \times 6,56 \times (1,60)^2 = 1,340 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,317 \times 1,340 = 0,424 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A P'ELS :  $\nu=0.2$**

$$\rho = 0,61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0849. \\ \mu_y = 0,487 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0849 \times 6,56 \times (1,60)^2 = 1,425 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,487 \times 1,425 = 0,693 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,15 + 1,340 = 13,49 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,075 + 0,424 = 6,499 \text{ KN.m} \end{cases}$$
  

$$\begin{cases} M_x = 9,9 + 1,425 = 11,325 \text{ KN.m} \\ M_y = 6,75 + 0,693 = 7,443 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte des encastremements de la dalle, les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de 0,3 aux appuis.

➤ **Correction des moments :**

**A L'ELU :**

- **En travée:**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13,49 = 11,466 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,499 = 5,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis:**

$$\begin{cases} M_x^a = - 0,3 \times M_x = - 0,3 \times 13,49 = - 4,047 \text{ KN.m} \\ M_y^a = - 0,3 \times M_y = - 0,3 \times 6,499 = - 1,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

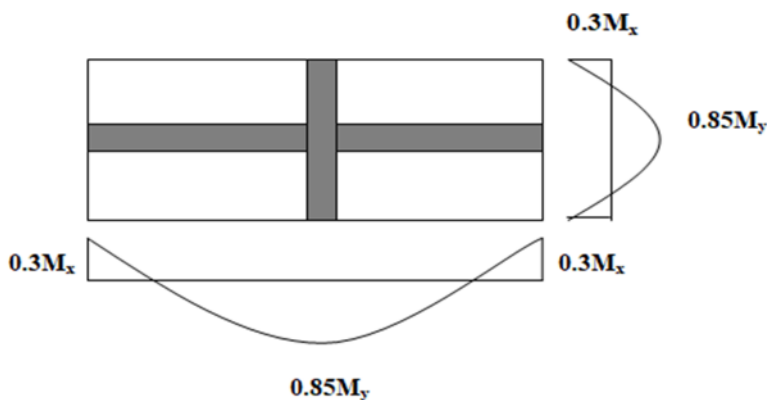
**A L'ELS :**

- **En travée:**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,325 = 9,62 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,443 = 6,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis:**

$$\begin{cases} M_x^a = - 0,3 \times M_x = - 0,3 \times 11,325 = - 3,39 \text{ KN.m} \\ M_y^a = - 0,3 \times M_y = - 0,3 \times 7,443 = - 2,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Fig III 4.2 :** Les moments dans les deux sens ( $l_x$  ;  $l_y$ )

### III.4.4 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire

**a- Sens x-x :**

➤ **En travée :**

$$d = h - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,466 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_x^t = \frac{11,466 \times 10^3}{0,971 \times 12 \times 348} = 2,82 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA 10** soit  $A_x^a = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec **S<sub>t</sub>=25cm**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,047 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_x^a = \frac{4,047 \times 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA 10** soit  $A_x^a = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec **S<sub>t</sub>=25cm**

**b- sens y-y**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_y^t = \frac{5,52 \times 10^3}{0,987 \times 12 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA 10** soit  $A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,94 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,009$$

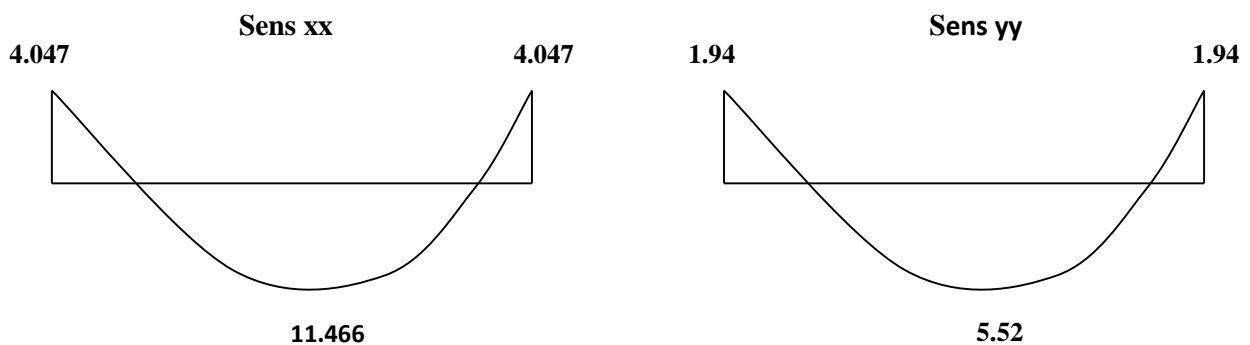
$$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_y^a = \frac{1,94 \times 10^3}{0,995 \times 12 \times 348} = 0,466 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA10** soit  $A_y^a = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELU**



**Fig III .4.3** Diagramme des moments fléchissant dans les 2 sens à ELU

### III.4.5 Vérification a l'ELU :

#### 1. Condition de non fragilité [BAEL 91/Art,B.7.4]

➤ **Armatures suivant x-x :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{b} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2$$

Avec :  $A_x$  : section minimale d'armature

$bh$  : section totale du béton.

$\omega_0$  : taux d'acier minimale = 0.0008 (acier HA Fe E 400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.6)}{2} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopter}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée}$$

➤ **Armatures suivant y-y**

$$\omega_y = \frac{A_y}{b} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq \omega_0 b h$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopter}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

#### 2. Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

#### 3. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge doit être :

• Direction la plus sollicitée (25, 25cm).

• Direction Perpendiculaire la plus sollicité : min (3h, 33cm)

Armatures // à  $l_x$  :  $S_t = 20\text{cm}$

$$20 < 25\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Armatures // à  $l_y$  :  $S_t = 20\text{cm} < (3h, 33\text{cm})$ .

$$20 < 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

**4) Condition de non poinçonnement :**

La vérification requise si la condition suivante est satisfaite sachant que la charge G est éloignée de la dalle.

$$N_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec  $U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen tel que :

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4,2\text{m}.$$

$N_u$  : charge de calcul vis-à-vis de état ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 90.$$

$$N_u = 121,5 < 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 4,2 = 472,5\text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**5) Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge :

$$\text{Au milieu de U} \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05 \times 1,05} = 38,57\text{KN}.$$

Avec :  $P = 1,35G = 121,5\text{ KN}$

$$\text{Au milieu de V} \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 321,4\text{KN/m}^2 = 0,32\text{MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167\text{MPa}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,32 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u = 0,32 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est récuse.

## III.4.6 Vérification à l'ELS :

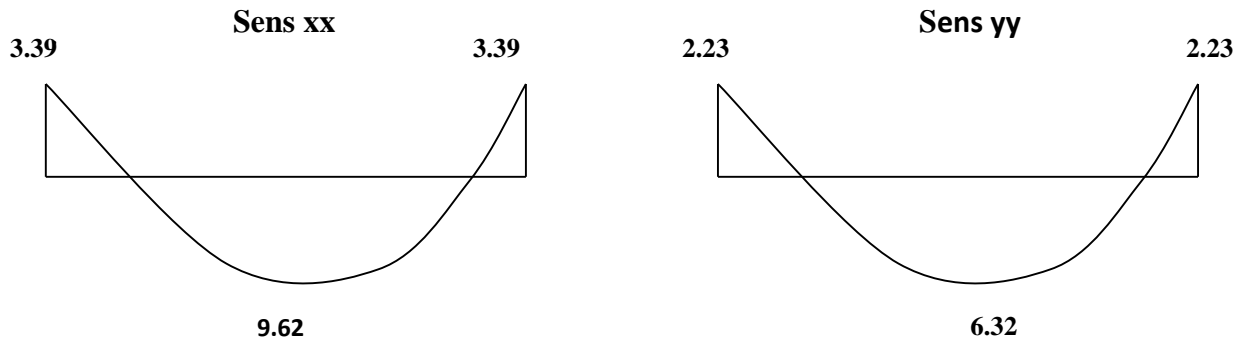


Fig III .4.4 Diagramme des moments fléchissant dans les 2 sens à ELS.

- Aux appuis :  $M_a = 3.39 \text{ KN.m}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \quad \Rightarrow \quad k = 46,73 \text{ et } \beta = 0,919$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,39 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 97,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{97,89}{46,73} = 2,09 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 2,09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- En travée :  $M_t = 10.38 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \quad k = 46,73 \text{ et } \beta = 0,919$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{10,38 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 299,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{299,75}{46,73} = 6,41 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 6,41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :** Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens

**Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

**1) Vérification de la flèche :**

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x}$$

$$\frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

$h$  : Hauteur de la dalle

$M_{tu}$  : Moment en travée dans le sens x-x

$M_x$  : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

$A_x$  : Section d'armature /ml

$b$  : Largeur de la bande ; égale à 1m

$d$  : Hauteur utile de la bande.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l_x} &= \frac{15}{160} = 0,09 \\ \frac{M_{tx}}{20M_x} &= \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,042 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l_x} = 0,09 > 0,042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_x}{b \times d} &= \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 \\ \frac{2}{f_e} &= \frac{2}{400} = 0,005 \end{aligned} \right\} \frac{A_x}{bd} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Après vérification des deux conditions on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

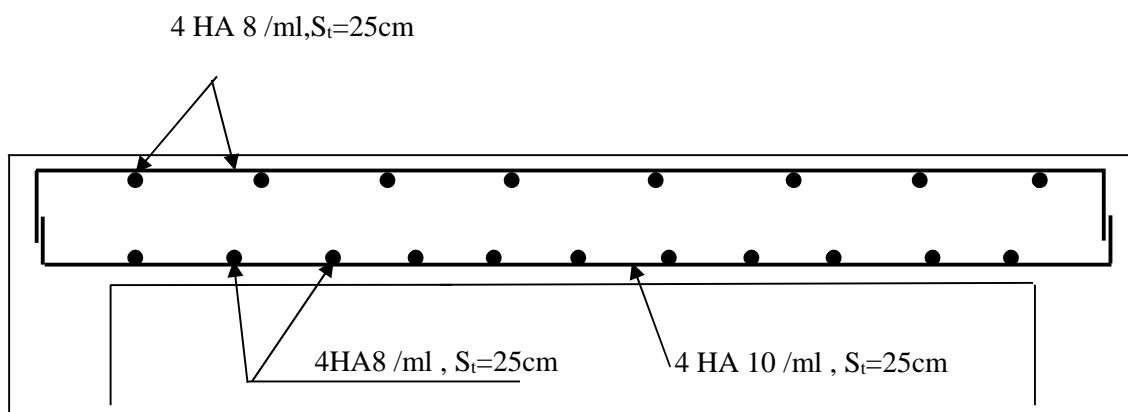
- **En travées :**

4HA10 / ml (sens x-x) ,  $S_t=25\text{cm}$   
 4HA8 /ml (sens y-y) ,  $S_t=25\text{cm}$

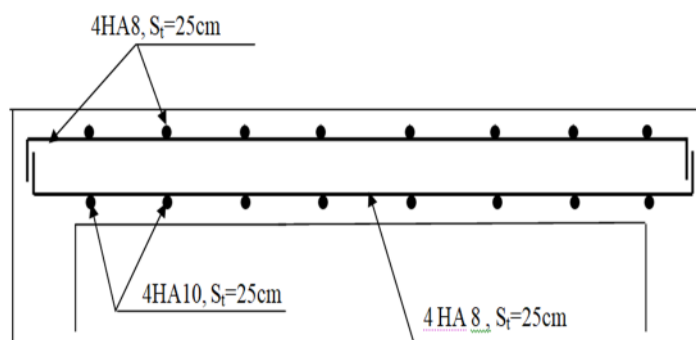
- **En appuis :**

4HA8 /ml ,  $S_t=25\text{cm}$

**Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine :**



**Fig III 4.5 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.**



**Fig III 4.6 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.**

**III .5 Calcul de la poutre palière :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

**III.5.1 Pré dimensionnement :**

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19,33 \leq h_t \leq 29$$

On prend  $h_t = 30 \text{ cm}$

La largeur des poutres est déterminée par  $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$

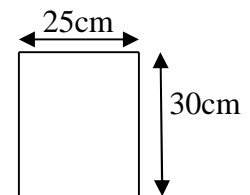
$\Rightarrow b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions du RPA**

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

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

$\frac{h_t}{b} = 1,2 < 4$ . .....Condition vérifié



D’où la section de la poutre est de (25×30)

**III.5.2 Détermination des charges permanentes :**

- **Poids propre de la poutre :**

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Poids du mur/m}^2 = 2,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre : } h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}$$

$$G_{\text{mur}} = 2.36 \times (3,06 - 0,2) \times 1\text{ml} = 6,75 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_p + G_{\text{mur}} = 8,625 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction de palier à l’ELU :**  $R_{Au} = 22,65 \text{ KN / ml.}$
- **Réaction de palier à l’ELS :**  $R_{As} = 16,28 \text{ KN / ml.}$

**Combinaison des charges :**

❖ **A l'E.L.U :**

$$q_u = (1,35 G + R_{Au}) = (1,35 \times 8,625 + 22,65) = 34,29 \text{ KN/ml}$$

### III.5.3 Calcul des efforts internes :

**Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = 49,72 \text{ KN.}$$

**Efforts tranchants :**

$$T(x) = -34,29x + 49,72 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(x) = 49,24 \text{ KN.} \\ x = 2,90 \text{ m} \Rightarrow T(x) = -49,72 \text{ KN.} \end{cases}$$

**Moments fléchissant :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 36,04 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

➤ **En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 36,04 = 30,63 \text{ KN.m}$

$$M_t = 30,63 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 36,04 = -10,81 \text{ KN.m}$

$$M_a = -10,81 \text{ KN.m}$$

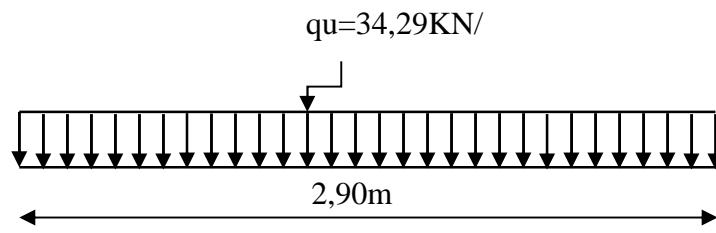


Fig III.5.1 : Schéma statique à l'ELU

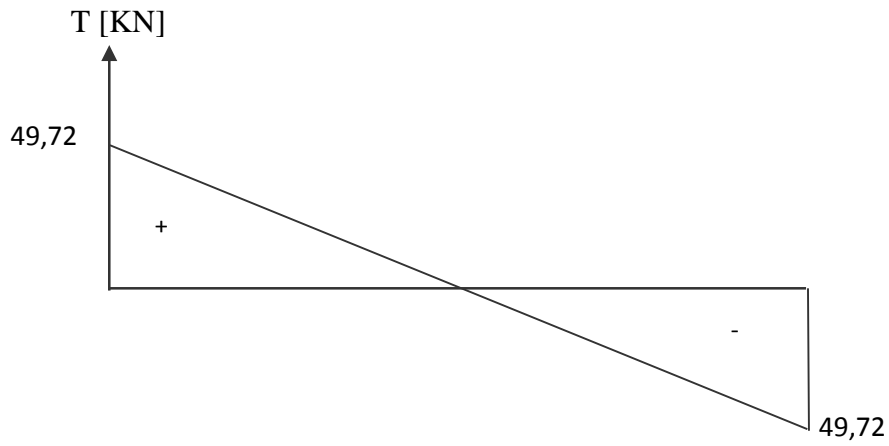


Fig III.5.2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

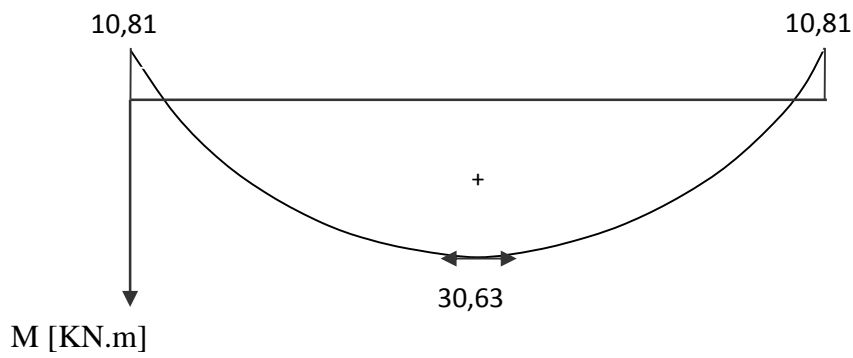


Fig III.5.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

### III.5.4 Calcul des armatures :

$$b = 25 \text{ cm.}, c = 3 \text{ cm.}, d = 27 \text{ cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

- Armatures principales :  $M_{ua} = 10,71 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,81 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,20}$$

$$\mu_b = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times f_e \times \gamma_s} = \frac{10,71 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$** .

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 30,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30,63 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,20}$$

$$\mu_b = 0,118 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,118 \Rightarrow \beta = 0,937$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{30,63 \times 10^3}{0,937 \times 27 \times 348} = 3,44 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$** .

❖ **Le RPA99 exige que :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc ;

$$2,35 + 6,78 = 9,13 \text{ cm}^2 > 0,5 \times b \times h / 100 = 4,375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante, donc ;  $9,13 \text{ cm}^2 < 4 \times b \times h / 100 = 35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

### III.5.5 Vérification à L'E.L.U :

- **Condition de non fragilité : (A.4.2, 1 BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f} = 0,023 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,081 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 3,44 \text{ cm}^2 > 0,081 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{ua} = 1,64 > 0,081 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée Vérifié.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : (A.5.1.21 BAEL 91)**

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{49,72}{25 \times 27} = 0,073 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A.5.1.313 BAEL 91)**

$$\bar{V}_u = 0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,27 \times \frac{0,25}{1,15} = 528,26 \text{ KN.}$$

$$V_u = 49,73 \text{ KN} < \bar{V}_u = 528,26 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule devient :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \quad (\text{A.6.1.3 BAEL 91})$$

$\sum u_i$  : désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times (14) = 131,88 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \times d \sum U_i} = \frac{49,72 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 131,88} = 1,55 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres aux appuis :(A.6.1, 23 BAEL 91)**

La longueur de scellement droit est :

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,83 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \Phi = 35,21 \Phi \text{ cm}$$

Pour  $\phi = 1,4 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35,21 \times 1,4 = 49,29 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$

Pour  $\phi = 1,2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35,21 \times 1,2 = 42,25 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$

Nous adaptons pour des raisons pratique un crochet normal sera calculée comme suit :

En travée :  $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,29 = 19,71 \text{ cm}$

En appui :  $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$

**III.5.6 Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre :**  $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit : **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>**

$$s_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = \min(24,3cm ; 40cm) = 25,2cm$$

$$\text{Soit : } S_t = 10cm$$

**Espacement :** selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

$$\text{En appuis : } st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(7,5 ; 14,4 ; 30)$$

$$St=7,5 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } st \leq \frac{h}{2} = 15cm$$

$$St=15cm$$

❖ **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 8,625 + 16,28$$

$$q_s = 24,90 \text{ KN/m}$$

➤ **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 24,90 \times \frac{2,9}{2} = 36,105 \text{ KN}$$

➤ **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 24,90 \times \frac{2,9^2}{8} = 26,17 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 26,17 = -7,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 26,17 = 22,24 \text{ KN.m}$$

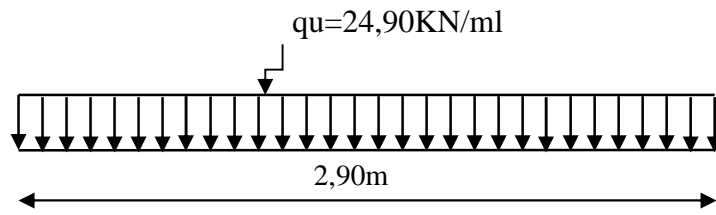


Fig III.5.4. Schéma statique à l'ELS

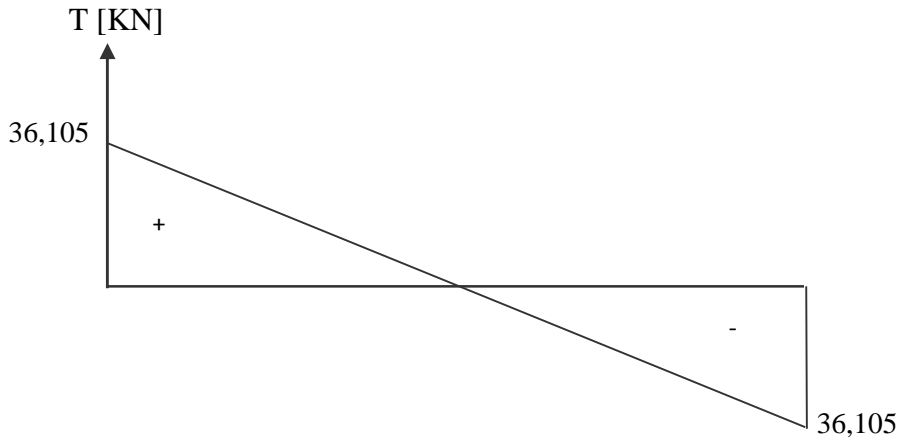


Fig III.5.5 Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

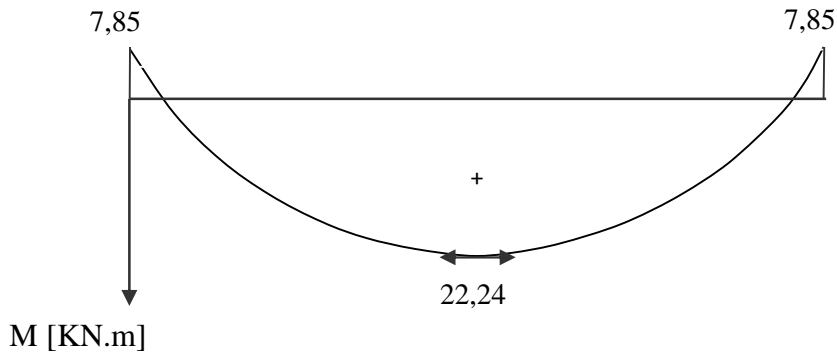


Fig III.5.6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

**III.5.7 vérification à l'ELS :**

Etat limite de résistance à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \times d} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$$

zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	22,03	4,62	0,684	0,878	25,98	201,14	7,74	15
appuis	7,77	2,35	0,348	0,908	39,35	134,86	3,42	15

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**III.5.8 Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (30 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 280 cm) ;

Mt : moment max en travée .

M0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,096 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{22,03}{10 \times 25,92} = 0,084 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,62}{25 \times 27} = 0,0068 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

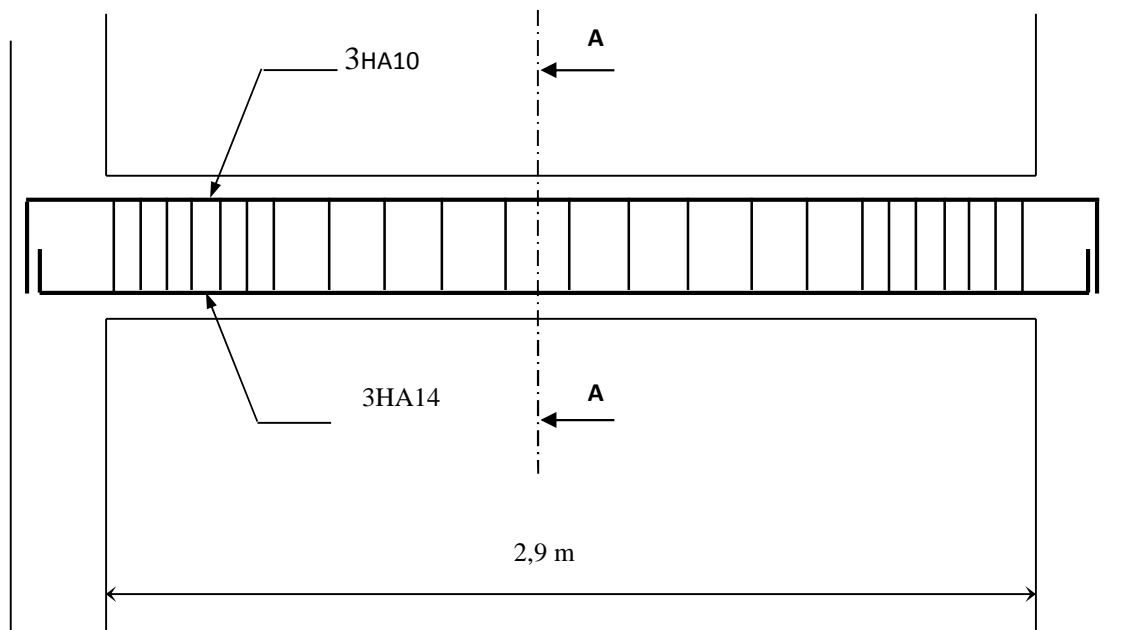
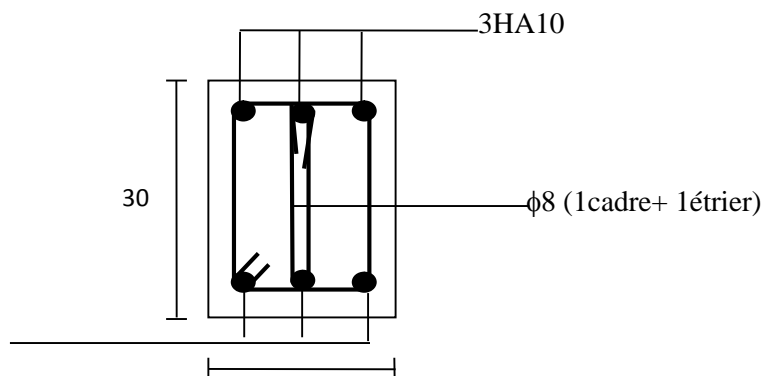


Fig III.5.7 : Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

### III.6. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis. Elle supporte son poids propre et le poids dû aux murs extérieurs.

#### III.6.1 Pré dimensionnement :

- **La hauteur :**  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- **La largeur :**  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec

$L_{max}$  : Portée maximale entre axes d'appuis.

$$L_{max} = 360cm$$

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \quad 24cm \leq h_t \leq 36cm$$

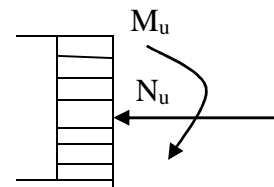
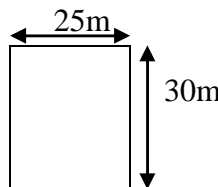
En suppose les conditions du R.P.A 2003 (Art.7.5.1)  $h_t \geq 30cm$ .

On choisit une hauteur  $h_t = 30cm$ .

**Largeur b :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm$$

Selon le R.P.A2003  $\rightarrow b \geq 20cm \Rightarrow$  Soit  $b = 25cm$ .



#### III.6.2 Charge revenant à la poutre :

- **Les charges permanentes :**

Le poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875KN/ml$ .

Le poids propre Plancher :  $5,50 \times \frac{0,65}{2} = 1,78$

Poids propre du mur extérieur ( $e_p = 25cm$ ) :  $2,36(3,06 - 0,20) = 6,75KN/ml$

$$\mathbf{G = 10,405KN/ml}$$

- La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487$$

- Combinaisons de charges :

**E.L.U** :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,406 + 1,5 \times 0,487 = 14,77$

**E.L.S** :  $q_s = G + Q = 10,406 + 0,487 = 10,893$ .

- Schéma statique de calcul :

$q_s = 10,893 \text{KN/ml}$



**Fig.III.6.1** Schéma statique à l'ELU et à l'ELS

### III.6.3 Ferrailage :

- Calcul des efforts :

Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = 26,58 \text{KN}$ .

$M_{max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{q_u l^2}{8} = 23,98 \text{KN.m}$

$R_A = R_B = 26,58 \text{KN}$ .

$M_{max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{q_s l^2}{8} = 23,92 \text{KN.m}$

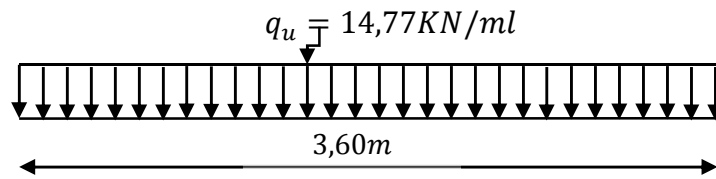


Fig III 6.2 Schéma statique à l'ELU

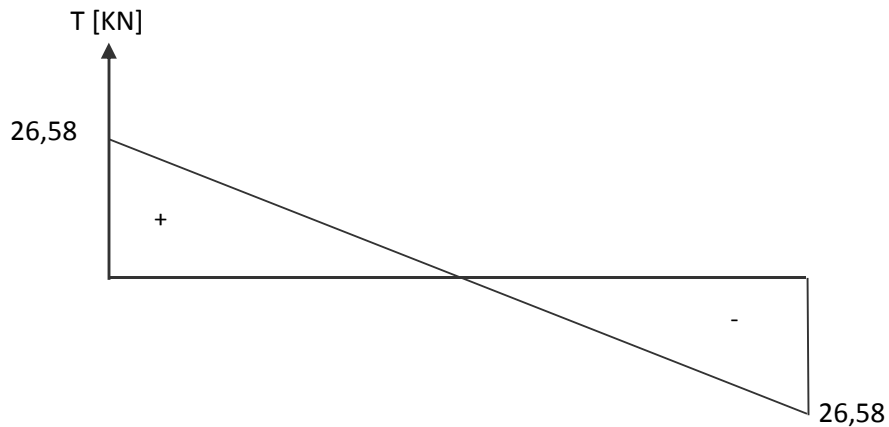


Fig III 6.3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

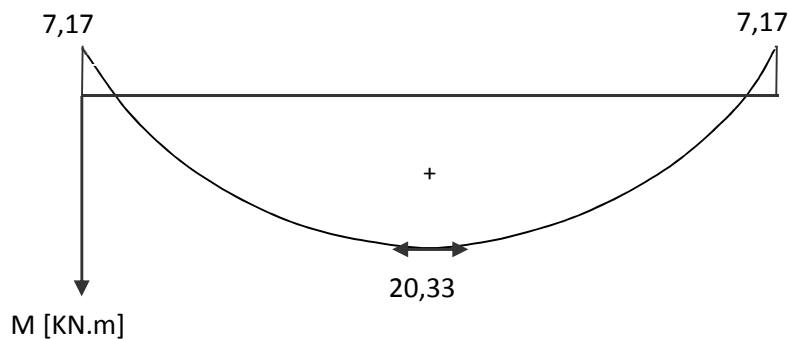


Fig III 6.4 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

$0,85M_{max} \Rightarrow$  En travées

$0,30M_{max} \Rightarrow$  Aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

$$\text{A l'ELU : } M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 23,92 = 20,33 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = 0,30M_{max} = -0,30 \times 23,92 = -7,71 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants :

$$\text{A l'E.L.U : } T_A^u = \frac{q_u L}{2} = 26,58 \text{ KN.}$$

- **Calcul des armatures a l'ELU :**

Soit un enrobage = 3cm  $\Rightarrow$   $d = 27\text{cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\beta$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]
Aux appuis	7,17	0,027	0,986	0,75	3HA8 = 1,51
En travée	20,33	0,078	0,959	2,21	3HA12 = 3,39

### III.6.4 Vérification à l'E.L.U :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2.$$

Sur appuis :  $A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

En travée :  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :  $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{26,58 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,39 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = 3,33 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$U_i : \text{Périmètre utile : } \sum U_i = 3\pi 8 = 75,38 mm \Rightarrow \sum U_i = 3\pi 8 = 75,38 mm$$

$$T_u^{max} = 26,58 kN ; d = 27 cm.$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour acier H.A}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{26,58 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 75,38} = 1,45 MPa$$

$$\tau_{se} = 1,45 < 3,15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

**Ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 MPa \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 ; f_{t28} = 2,1 MPa$$

$$\tau_{se} = 1,45 < 2,83 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**Dans le béton :**

$$T_u \leq 0,267 ab f_{c28} \quad \text{avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 27 = 24,3 cm.$$

$$T_u \leq 0,267 \times 243 \times 250 \times 25 = 405,51 kN.$$

$$T_u = 26,58KN < 40,55KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$T_u = 26,58KN < 405,51KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans les aciers :**

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 26,58 - \frac{7,17}{0,9 \times 0,27} \right) = -0,008cm^2$$

$$A_a = 1,51cm^2 > 0,008cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales : [BAEL91-Art.A.7.2.2]**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = 8,57mm$$

On prend  $\phi = 8mm$ .  $\phi = 8mm$ .

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01cm^2.$$

➤ **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40cm\} = 24,3cm; S_t = 15cm.$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4MPa \rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 15} = 2,144 > 0,4MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification selon le R.P.A (2003) :**

D'après le R.P.A2003, l'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30cm \right\} = 7,5cm ;$$

Soit :  $S_t = 7cm$ .

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

Selon le R.P.A(2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{min} = 0,003Sb = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525\text{cm}^2$$

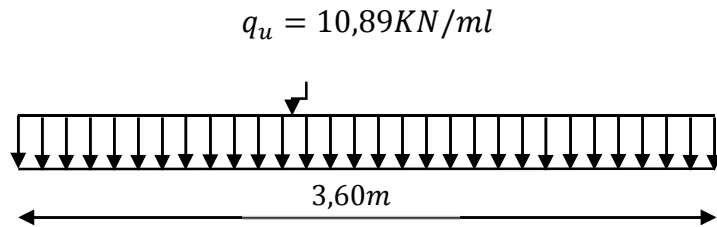
$$A_t = 1,51 > A_t^{min} = 0,525\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.6.5 Vérifications à l'ELS :

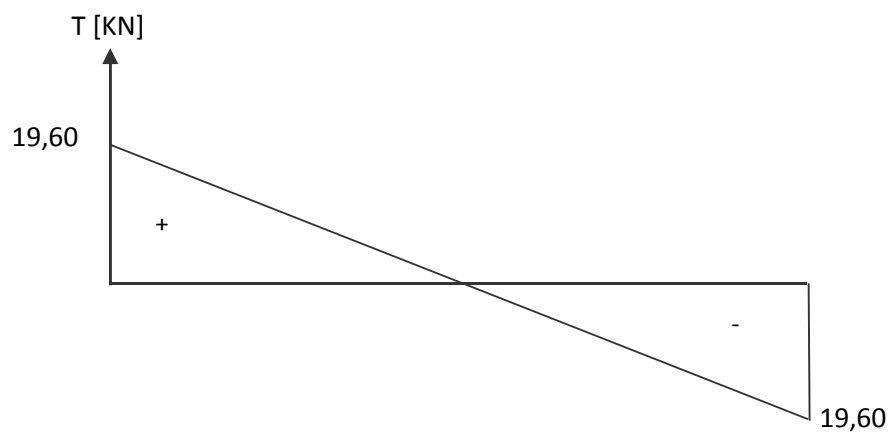
$$q_s = G + Q = 10.405 + 0.487 = 10.892\text{KN/ml}$$

$$M_{max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{q_u l^2}{8} = 17.64\text{KN.m}$$

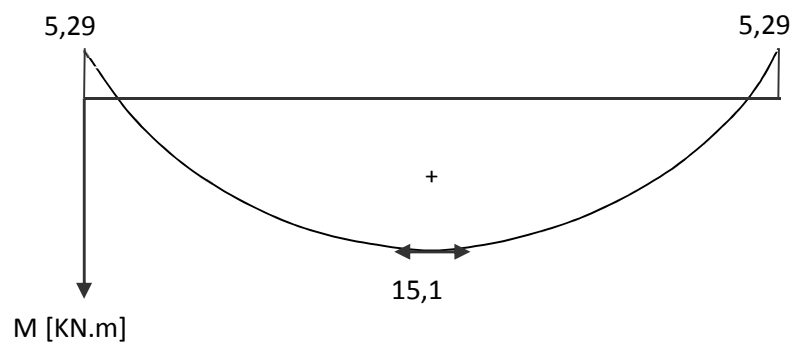
$$R_A = R_B = 19.60\text{KN.}$$



**Fig III.6.5.** Schéma statique à l'ELU



**Fig III.6.6.** Diagramme des efforts tranchants à L'ELU



**Figure III.6.7.** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

A l'E.L.S :

$$M_s^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 17,64 = 15,01 \text{KN.m}$$

$$M_s^a = 0,30M_{max} = -0,30 \times 17,64 = -5,29 \text{KN.m}$$

Efforts tranchants :

A l'E.L.S :

$$T_A^s = \frac{q_s L}{2} = 19.60 \text{KN} .$$

### III.6.6 Calcul des armatures a L'ELS :

Soit un enrobage  $c = 3 \text{cm} \Rightarrow d = 27 \text{cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s}$$

Zone	$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\beta$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]
Aux appuis	5,29	0,02	0,990	0.55	3HA8 = 1,51
En travée	15,01	0,057	0,970	1.64	3HA12 = 3,39

#### ➤ Calcul des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

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

Les aciers { HA :  $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$   
fe E 400

$$\Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 1,2} \right\} = \min \{ 266 ; 67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

Avec :  $\sigma_{st} = 15 \text{ MPA}$

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s}$$

(Une poutre soumise à la flexion simple).

$K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$  qui égale à :

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

➤ **Vérification de la flèche** : [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10 M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec  $h$  : hauteur totale (30 cm)

$L$  : Portée entre nus d'appuis ( $L = 270 \text{ cm}$ ) ;

$M_t$  : Moment max en travée ;

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique ;

$A$  : Section des armatures ;

$b$  : Largeur de la section ;

$d$  : Hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{360} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,0050 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

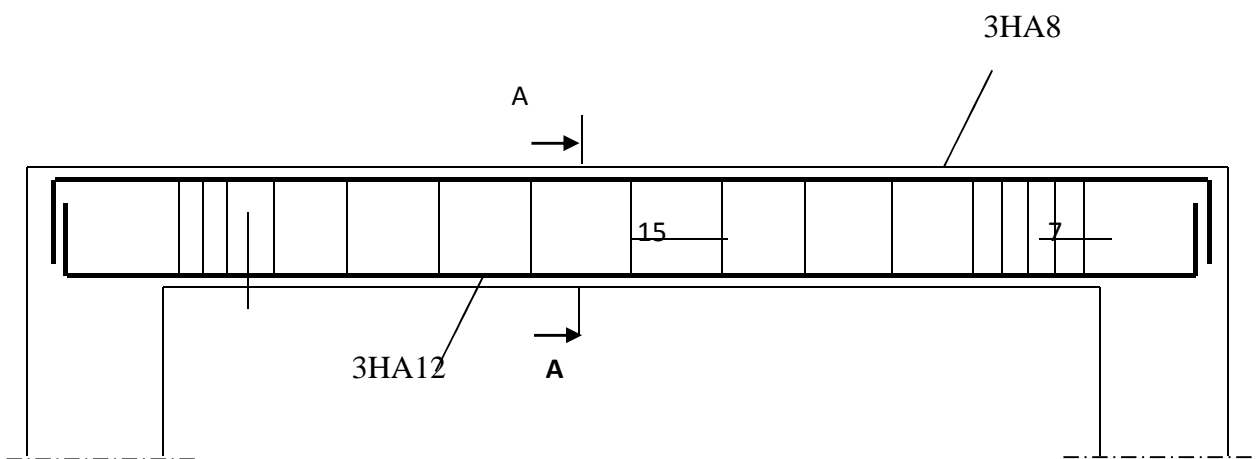
$$\frac{h}{l} = 0,083 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

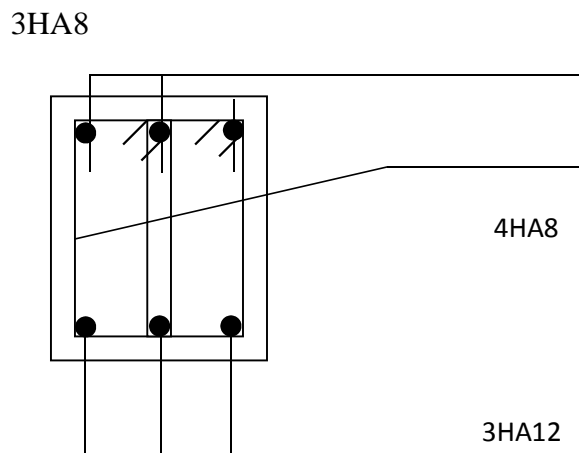
**3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**3 HA12 = 2.36 cm<sup>2</sup>**



**Coupe A-A**

**Figure III.6.8.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage



**Coupe A-A**



**Introduction :**

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontal, engendrée par le vent ou le séisme. Leur but de comparer l'inertie des voiles par apport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaitre des sollicitations sur les éléments voiles et portiques.

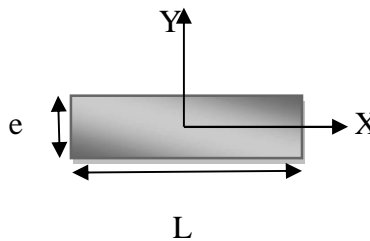
**IV.1. Inertie des voiles :**

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouverture, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

➤ **Les refends longitudinaux :**

$$I_x = \frac{Le^3}{12} = 0$$

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$



➤ **Les refends transversaux :**

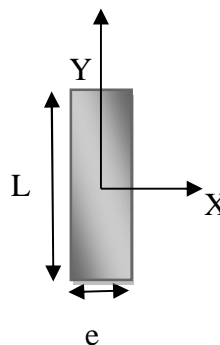
$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12} = 0$$

avec:

e= 20cm : épaisseur du voile.

L: longueur du voile dans le sens considéré



**IV.2. Calcul des inerties fictives des portiques :**

❖ **méthode des approximations successives :**

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher et de comparer aux flèches.

L'inertie fictive des portiques est donnée par :  $I_{en} = \frac{F_n}{D_n}$  avec :  $D_n = \sum \Delta_n$

**I<sub>en</sub>** : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

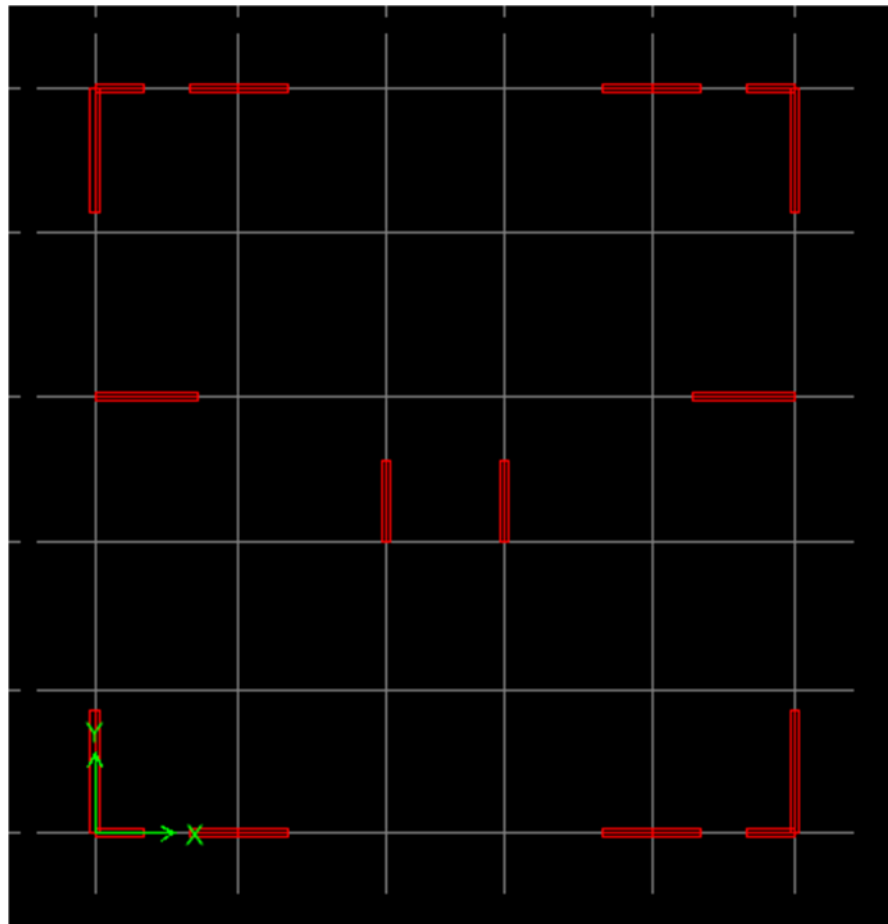
**Δ<sub>n</sub>** : Déplacement du portique au niveau « i ».

$F_n$ : Flèche du refond au niveau « i ».

$D_n$ : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

### Les résultats d'étude de contreventement :

➤ La disposition des voiles :



**Fig IV.1.** La disposition des voiles

Voile	L (m)	e(m)	Nombre	I (m <sup>4</sup> )
VL1/01	1.2	0.2	12	0.3456
VL1/02	1.2	0.2	12	0.3456
VL1/03	1.2	0.2	12	0.3456
VL2/01	2.5	0.2	2	0.5208
VL2/02	2.5	0.2	2	0.5208
VL2/03	2.5	0.2	2	0.5208
Total				2.5993

Tableau IV.1 : l'inertie des voiles longitudinal

Voile	L (m)	e(m)	Nombre	I (m <sup>4</sup> )
VT1/01	3	0.2	4	1.8
VT1/02	3	0.2	4	1.8
VT1/03	3	0.2	4	1.8
VT2/01	2	0.2	2	0.5333
VT2/02	2	0.2	2	0.5333
VT2/03	2	0.2	2	0.5333
Total				6.9999

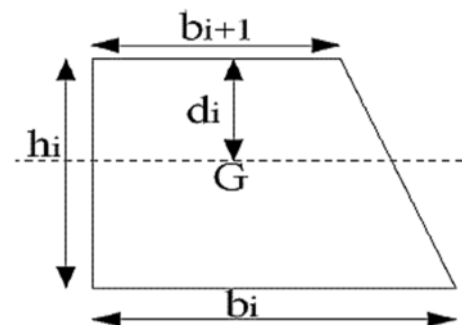
Tableau IV.2 : l'inertie des voiles transversale

IV.3. Calcul des flèches dans les refends :

❖ méthode des moments des aires

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{array} \right.$$

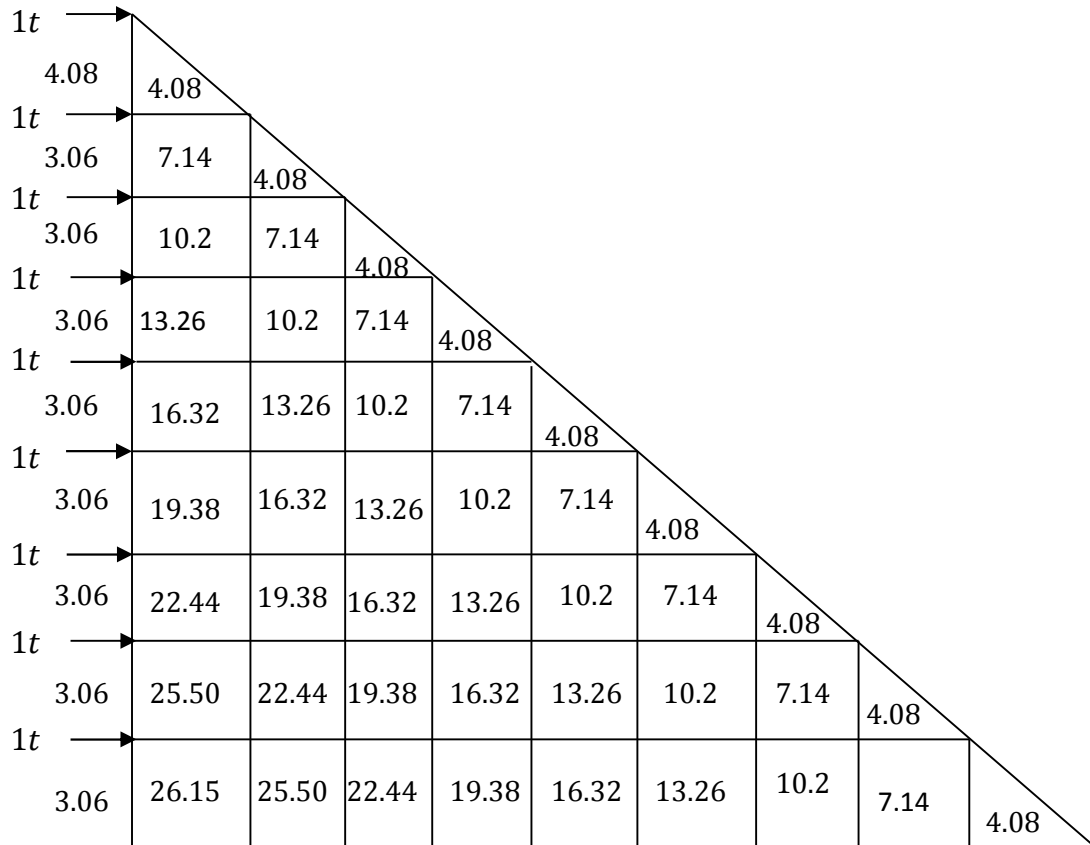


Avec :

$f_i$  : flèche de refend choisit au niveau « i ».

$S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré



Les valeurs de flèche de refend à chaque niveau							
Niveaux	H (m)	Bi (m)	bi (m)	di (m)	Si (m <sup>2</sup> )	Si×di (m <sup>3</sup> )	$\sum \frac{S_i \times d_i}{EI} = f_i$
ET7	3.06	3.06	0	2.04	4.6818	9.550872	21990.07
ET6	3.06	9.18	3.06	1.78	18.7272	33.334416	18537.32
ET5	3.06	18.36	9.18	1.70	42.1362	71.63154	15118.09
ET4	3.06	30.60	18.36	1.65	74.9088	123.59952	11789.50
ET3	3.06	45.90	30.60	1.63	117.045	190.78335	8638.17
ET2	3.06	64.26	45.90	1.615	168.5448	272.199852	5777.81
ET1	3.06	85.69	64.26	1.602	229.4235	367.536447	3351.78
RDC	4.08	122.41	85.69	2.21	474.4428	1048.518588	1048.51

Tableau IV.3 : Les valeurs de flèche de refend à chaque niveau

- **Nous aurons donc :**

$$f_{RDC} = \frac{474,4428 \times 2,21}{EI}$$

$$f_1 = \frac{474,4428 \times (2,21 + 4,08) + 229,4235 \times 1,602}{EI}$$

$$f_2 = \frac{474,4428 \times (2,21 + 4,08 + 3,06) + 229,4235 \times (1,602 + 3,06)}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau.

On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{01} = \frac{3351,78}{EI}, \quad f_{02} = \frac{5777,81}{EI}, \quad f_{03} = \frac{8638,17}{EI}, \quad f_{04} = \frac{11789,50}{EI}, \quad f_{05} = \frac{15118,09}{EI}$$

$$f_{06} = \frac{18537,32}{EI}, \quad f_{07} = \frac{21990,07}{EI}.$$

#### IV.4. Calcul des rigidités au niveau des portiques :

- **Présentation de la méthode :**

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, qui permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, et de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

##### **Hypothèses de calcul :**

Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges doivent être :

- rectangulaire pour le vent.
- triangulaire pour le séisme.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

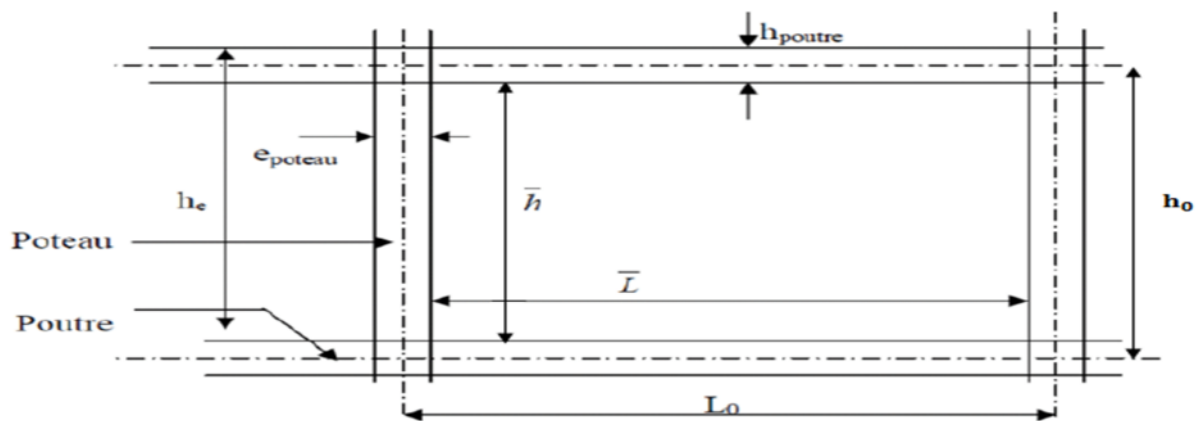
La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

##### **Etapas de calculs :**

- **Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

$$\text{Rigidités linéaires d'un poteau : } K_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$$

$$\text{Rigidités linéaires d'une poutre : } K_{\text{pout}} = \frac{I_{\text{pout}}}{L_c}$$



FigIV.2. Identification des paramètres.

Avec :

$\bar{h}$  : Hauteur entre nus des poutres égale à  $(h_0 - h_{pout})$ .

$I$  : moment d'inertie de l'élément.

$\bar{L}$  : Longueur entre nus des poteaux égale à  $(L_0 - h_{pot})$ .

$L_0$  : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

$K$  : Rigidités linéaires (poutre, poteau).

$h_0$  : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

Les calculs sont résumés dans les tableaux suivant :

$e_p$  : Largeur des poteaux.

Avec :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$$

$L_c$  : Longueur de calcul de la poutre.

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{pout}$$

$h_c$  : Hauteur de calcul de poteau.

$\bar{h}$  : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau)

$L_c$  : Longueur de calcul de la poutre.

$h_c$  : Hauteur de calcul de poteau

## a- Rigidité linéaire des poutres transversales (poutre principale) :

Niveaux	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h <sub>pout</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
5-6-7	1-2	30	40	160000	350	30	320	40	340	470.58
	2-3	30	40	160000	360	30	330	40	350	484.84
	3-4	30	40	160000	290	30	260	40	280	571.42
	4-5	30	40	160000	360	30	330	40	350	484.84
	5-6	30	40	160000	350	30	320	40	340	470.58
2-3-4	1-2	30	40	160000	350	35	315	40	335	477.61
	2-3	30	40	160000	360	35	325	40	345	463.76
	3-4	30	40	160000	290	35	255	40	275	581.81
	4-5	30	40	160000	360	35	325	40	345	463.76
	5-6	30	40	160000	350	35	315	40	335	477.61
RDC-1	1-2	30	40	160000	350	40	310	40	330	484.84
	2-3	30	40	160000	360	40	320	40	340	470.58
	3-4	30	40	160000	290	40	250	40	270	592.59
	4-5	30	40	160000	360	40	320	40	340	470.58
	5-6	30	40	160000	350	40	310	40	330	484.84

Tableau IV.4 : Rigidité linéaire des poutres transversales (poutre principale)

## b- Rigidité linéaire des poutres longitudinales (poutre secondaire) :

Niveaux	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h <sub>pout</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
5-6-7	1-2	30	35	107187.5	350	30	320	35	337.5	317.59
	2-3	30	35	107187.5	360	30	330	35	347.5	308.45
	3-4	30	35	107187.5	360	30	330	35	347.5	308.45
	4-5	30	35	107187.5	400	30	370	35	387.5	276.61
	7-8	30	35	107187.5	350	30	320	35	337.5	317.59
2-3-4	1-2	30	35	107187.5	350	35	315	35	332.5	322.36
	2-3	30	35	107187.5	360	35	325	35	342.5	312.95
	3-4	30	35	107187.5	360	35	325	35	342.5	312.95
	4-5	30	35	107187.5	400	35	365	35	382.5	280.22
	5-6	30	35	107187.5	350	35	315	35	332.5	322.36
RDC-1	1-2	30	35	107187.5	350	40	310	35	327.5	327.29
	2-3	30	35	107187.5	360	40	320	35	337.5	317.59
	3-4	30	35	107187.5	360	40	320	35	337.5	317.59
	4-5	30	35	107187.5	400	40	360	35	377.5	283.94
	5-6	30	35	107187.5	350	40	310	35	327.5	327.29

Tableau IV.5: Rigidité linéaire des poutres longitudinales (poutre secondaire)

## c- Rigidité linéaire des poteaux dans le sens X-X :

Niveaux	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	H <sub>e</sub> (cm)	H <sub>pout</sub> (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
ET7	30	30	67500	306	40	266	30	281	240.21
ET6	30	30	67500	306	40	266	30	281	240.21
ET5	30	30	67500	306	40	266	30	281	240.21
ET4	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
ET3	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
ET2	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
ET1	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
RDC	40	40	213333.33	408	40	368	40	388	549.82

Tableau IV.6 : Rigidité linéaire des poteaux dans le sens X-X

## d- Rigidité linéaire des poteaux dans le sens Y-Y :

Niveaux	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	H <sub>e</sub> (cm)	H <sub>pout</sub> (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
ET7	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET6	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET5	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET4	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET3	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET2	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET1	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
RDC	40	40	213333.33	408	35	373	40	393	542.83

Tableau IV.7 : Rigidité linéaire des poteaux dans le sens Y-Y

### IV.5. Calcul du déplacement des portiques :

La translation est donnée par:

$$E\Delta n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{poutres}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

H : hauteur d'étage considérée.

**M<sub>n</sub>**: Moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

**T<sub>n</sub>** : effort tranchant au niveau « n ».

**Eθ**: Rotation d'étage.

- Pour les poteaux de l'étage courant :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutre}}$
- Pour le poteau encasté à la base :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutre} + 2 \sum K_{poteaux}}$
- Pour le poteau articulé à la base :  $E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutre}}$

Les tableaux suivants nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau

a. Rigidité linéaire du portique longitudinal :

Niv	H (m)	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	$\sum K_{pot}$ (m <sup>3</sup> )	$\sum K_{pout}$ (m <sup>3</sup> )	Eθ <sub>n</sub>	Eψ <sub>n</sub>	EΔ <sub>n</sub>	$\sum E\Delta_n$	EIF	I (m <sup>4</sup> ) EIF/∑EΔi
ET7	3.06	3.06	0.00	0.00072063	0.00248226	51.36	205.45	628.67	23041.25	21990.07	0.954
ET6	3.06	6.12	3.06	0.000720263	0.00248226	154.09	539.32	1650.31	22412.58	18537.32	0.827
ET5	3.06	9.18	6.12	0.000720263	0.00248226	256.82	617.66	1890.03	20762.27	15118.09	0.728
ET4	3.06	12.24	9.18	0.0013233	0.00246455	362.13	825.44	2525.84	18872.24	11789.50	0.624
ET3	3.06	15.03	12.24	0.0013233	0.00246455	461.03	1020.97	3124.16	16346.4	8638.17	0.528
ET2	3.06	18.36	15.03	0.0013233	0.00246455	564.50	1234.09	3776.31	13222.24	5777.81	0.436
ET1	3.06	21.42	18.36	0.00074592	0.00250343	662.09	1434.52	4389.63	9445.93	3351.78	0.354
RD C	4.08	25.5	21.42	0.00054982	0.00250343	780.92	1239.29	5056.30	5056.30	1048.51	0.207

Tableau IV.8 : Rigidité linéaire du portique longitudinal

- ✓ Inertie totale: 4.658 m<sup>4</sup>
- ✓ Inertie moyens: 4.658/8=0.58225 m<sup>4</sup>

## b. Rigidité linéaire du portique transversal

Niv	H(m)	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	$\sum K_{pot}$ (m <sup>3</sup> )	$\sum K_{pout}$ (m <sup>3</sup> )	Eθ <sub>n</sub>	Eψ <sub>n</sub>	EΔ <sub>i</sub>	ΣEΔ <sub>i</sub>	E.fi	If Niv(m <sup>4</sup> ) EIF/ΣEΔ <sub>i</sub>
ET7	3.06	3.06	0.00	0.00070803	0.00152869	83.40	333.61	1020.84	36209.51	21990.07	0.607
ET6	3.06	6.12	3.06	0.00070803	0.00152869	250.21	667.23	2041.72	35188.67	18537.32	0.526
ET5	3.06	9.18	6.12	0.00070803	0.00152869	417.02	996.68	3049.84	33146.95	15118.09	0.456
ET4	3.06	12.24	9.18	0.00130035	0.00155084	575.49	1315.41	4025.15	30097.11	11789.50	0.391
ET3	3.06	15.30	12.24	0.00130035	0.00155084	739.92	1644.26	5031.43	26071.96	8638.17	0.331
ET2	3.06	18.36	15.30	0.00130035	0.00155084	904.34	1965.35	6013.97	21040.53	5777.81	0.274
ET1	3.06	21.42	18.36	0.00127593	0.0015737	1053.25	2282.03	6983.01	15026.56	48801.38	3.247
RDC	4.08	25.5	21.42	0.00127593	0.0015737	1242.29	1971.46	8043.55	8043.55	1048.51	0.130

Tableau IV.9 : Rigidité linéaire du portique transversal

✓ Inertie totale:5.962m<sup>4</sup>✓ Inertie moyens: 5.962/8=0.74525 m<sup>4</sup>

#### IV.6. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- Sens transversal :

Inertie	Inertie [m <sup>4</sup> ]	Pourcentage [%]
Portiques	5.962	45.99
Voiles	6.9999	54.01
Portiques +voiles	12.9619	100

- Sens longitudinal :

Inertie	Inertie [m <sup>4</sup> ]	Pourcentage [%]
Portiques	4.658	64.18
Voiles	2.5993	35.82
Portiques +voiles	7.2573	100

#### CONCLUSION :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que le contreventement est le même dans les deux sens. L'inertie des portiques dépasse 25 % de l'inertie totale de la structure.

D'après le RPA (Article 4.2.3) : **le système de contreventement est mixte**

D'où le coefficient de comportement **R=5** (tableau 4.3. RPA 99)



## V.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qu'est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF). Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

## V.2. Concept :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution .cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (MEF).

## V.3. Description d'ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L 'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

### ✓ Rappel :(terminologie):

- ❖ Grid line : ligne de grille.
- ❖ Joints : nœuds.
- ❖ Frame : portique (cadre).
- ❖ Column : poteau.
- ❖ Beam : poutre.
- ❖ Shell : voile.
- ❖ Elément : élément.
- ❖ Restreints : degrés de liberté(D.D.L).
- ❖ Loads : charges.
- ❖ Uniformed Loads : point d'application de la charge.
- ❖ Define : définir.
- ❖ Materials : matériaux
- ❖ Concrete : béton.
- ❖ Steel : acier.
- ❖ Frame section : coffrage.
- ❖ Height : hauteur.
- ❖ Widh : largeur.
- ❖ Depth : profondeur.
- ❖ Weighth : poids.
- ❖ Show : Afficher, montrer.
- ❖ Hide : masquer.
- ❖ Add : ajouter.
- ❖ Dellet : supprimer.

### V.3.1. Manuel d'installation et d'utilisation :


Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0.

Pour installer ETABS on suit les étapes suivantes :

**Dossier ETABS** → **ETABS V9.6.0** → **Setup (double clique)** → **Db clique**

Et pour l'activation :

**Dossier ETABS** → **Dossier crack** → **sélectionné les deux fichiers (copier)**

Allez sur le bureau → **ETABS**  **BD** → **propriétés**  
 → **Emplacement des fichiers** → **BD collé.**

- **NB** : copier et remplacer deux fois .

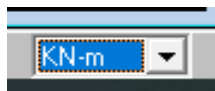
### V.3.2. Les étapes de modélisation :

#### ❖ Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

#### ➤ Choix des unités :

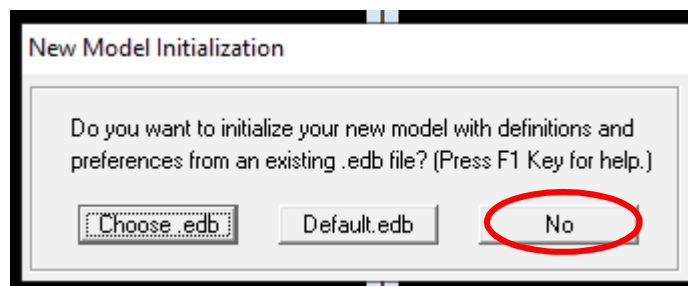
Au bas de l'écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



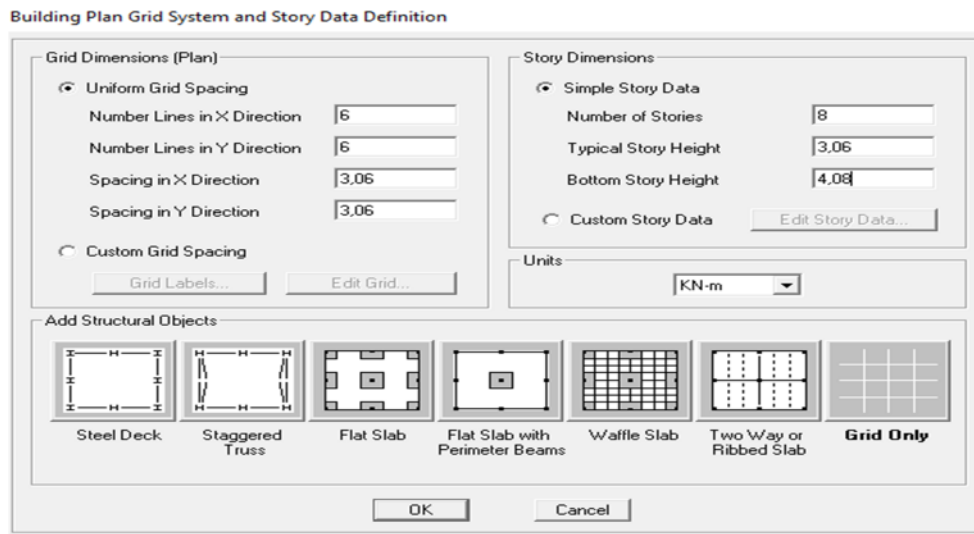
#### ➤ Géométrie de base

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

**File** → **New model** → **No.**



Une fenêtre s'affichera :



Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

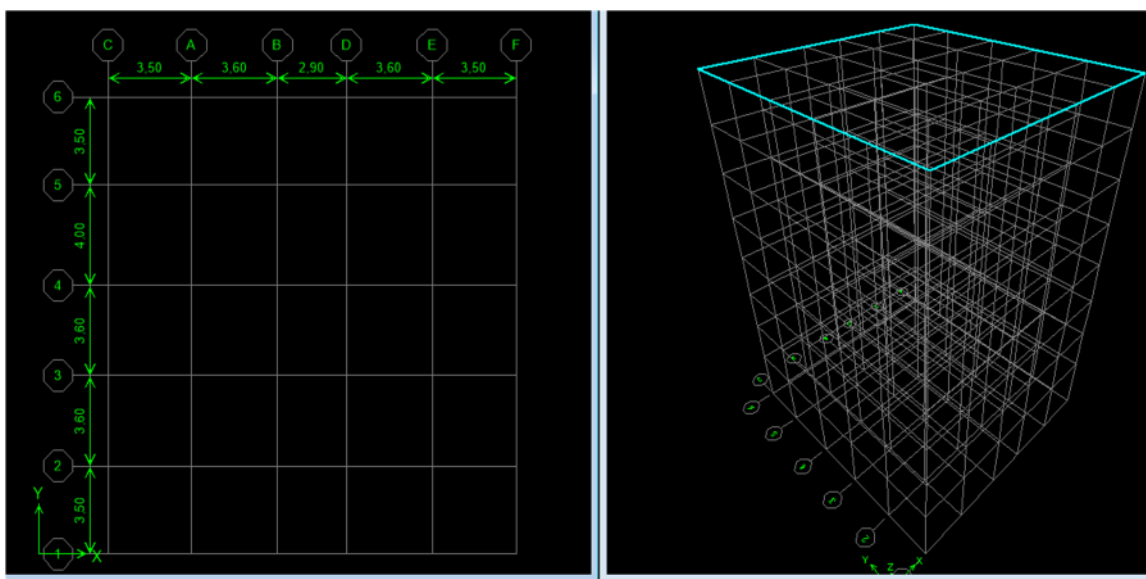
➤ **Pour la longueur des travées :**

**Custom Grid Spacing → Edit Grid → Spacing.**

Et on remplit les tableaux comme suit :

**NB :** Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

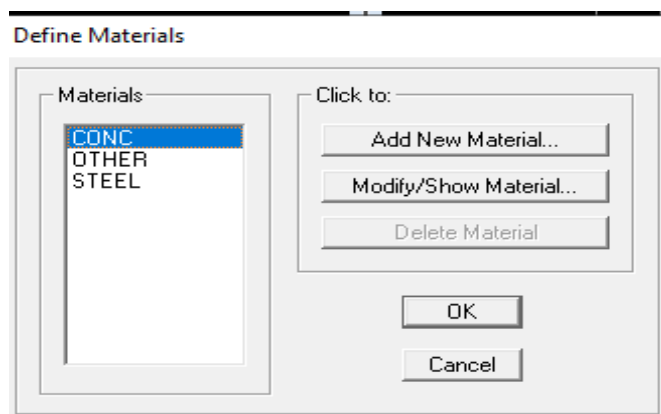




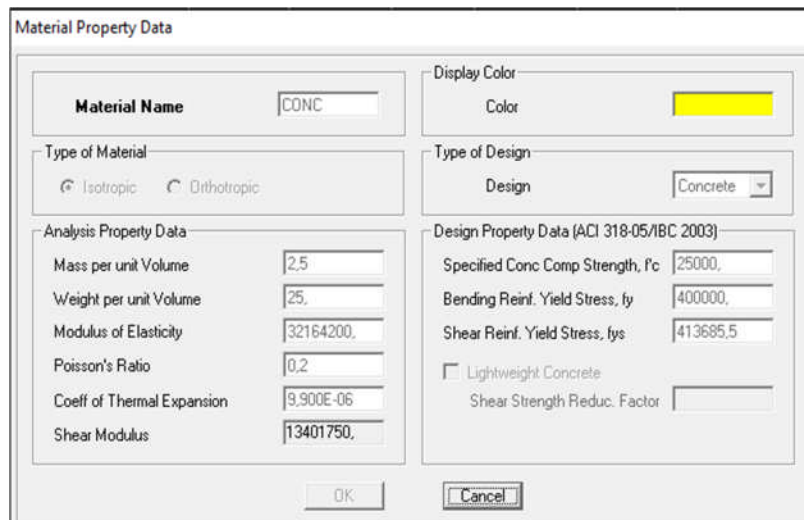
### ❖ Etape 2:

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence ,l'acier et le béton , et pour cela on suit les étapes suivantes :

**Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material.**



Et on le remplit comme suit:



❖ **Etape 3 :**

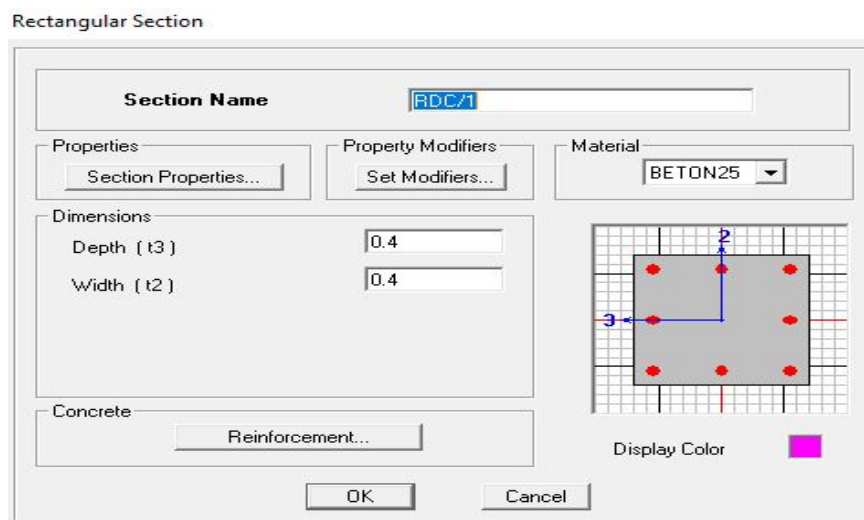
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles,...), et les affecte dans la structure

➤ **Propriétés géométriques des éléments :**

✓ **Poteaux :**

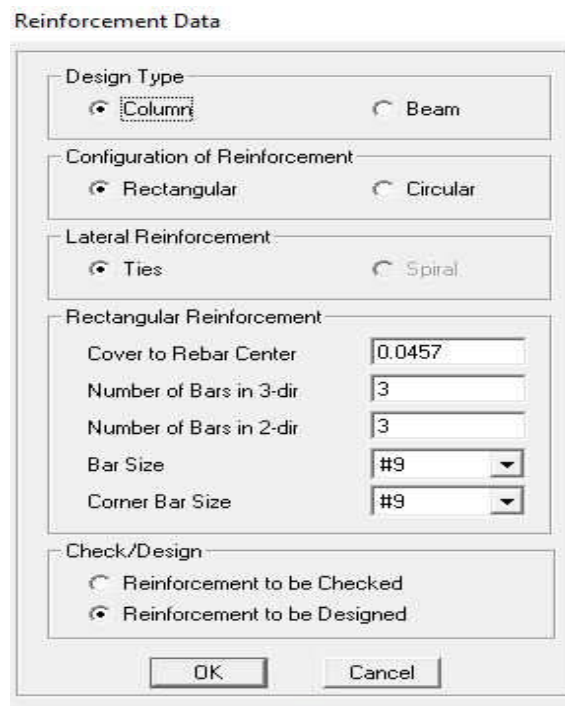
**Define** → **Frame Sections** → **Add Rectangular**

Et on remplit comme il est montré dans la fenetre ci desous



→ **Reinforcement Data**

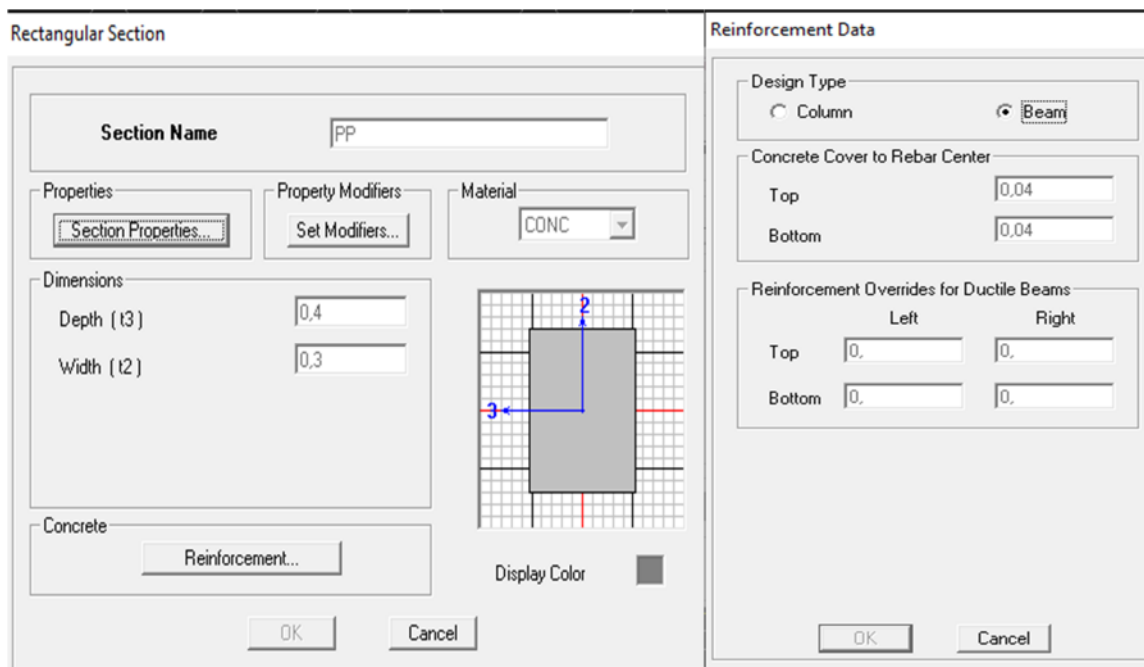
Et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-desous :



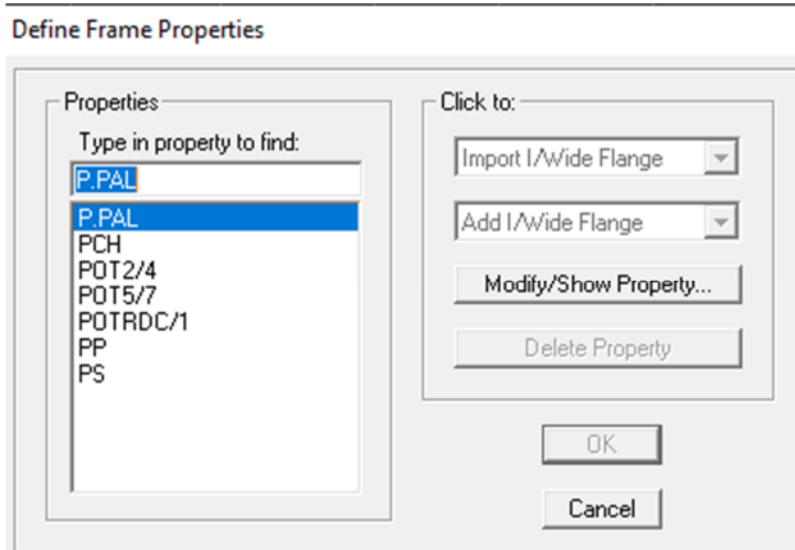
→ OK → OK.

✓ Poutres:

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**.



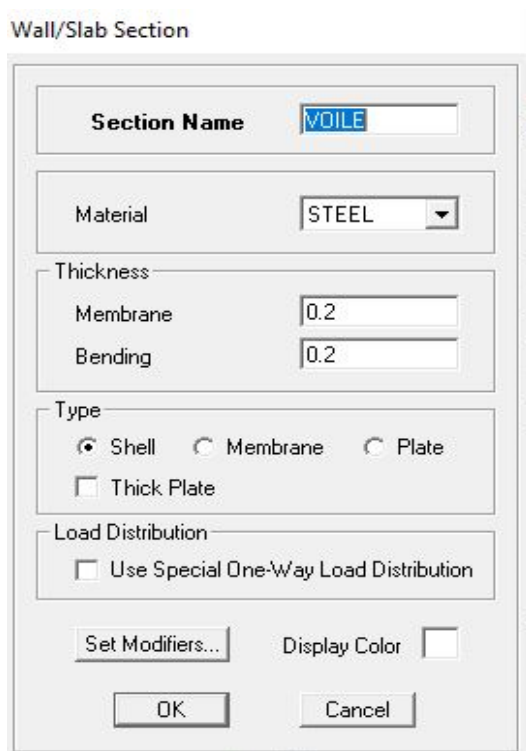
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



✓ Voiles :

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Wall

Et on la remplit comme il est montré :



✓ **Éléments corps creux :**

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Slab

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :

➤ **L'affectation des éléments dans la structure :**

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les etapes ci-après :

✓ **Poteaux**

On clique sur l'icône

Properties of Object

Property	RDC/1
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

properties of Object → property

On choisit le nom de la section (RDC/1 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône.

✓ Poutres.....



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y.
- Poutres secondaires suivant x-x.

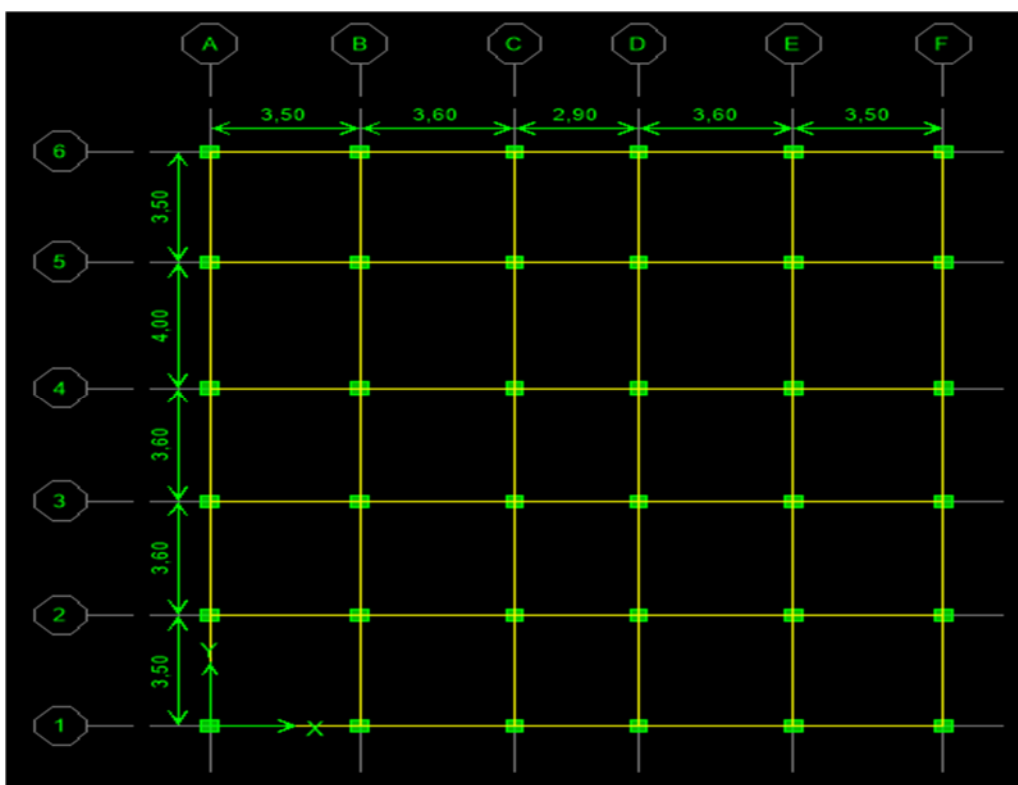
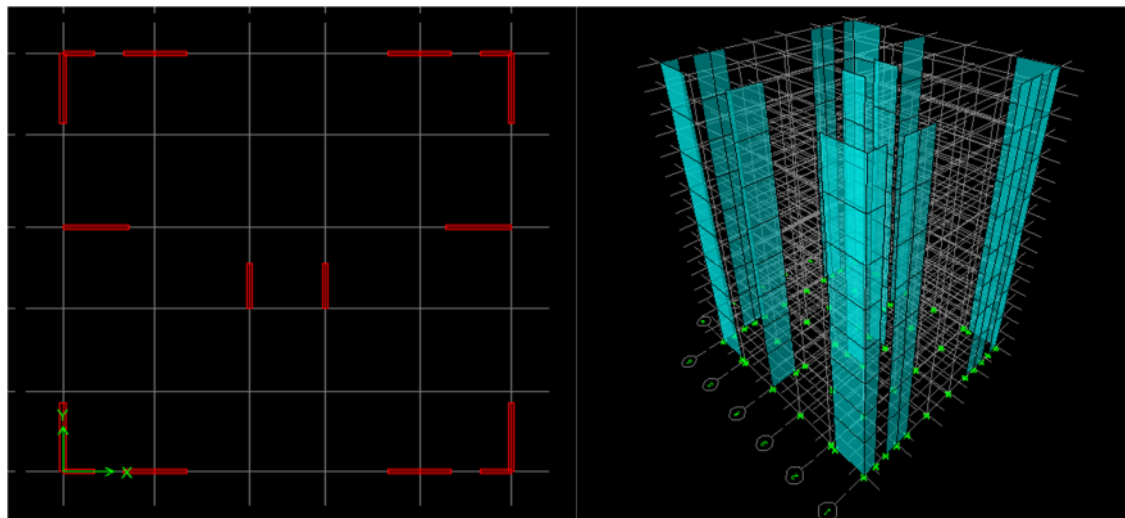


Figure V.1 disposition des poutres.

✓ Voile.....



Qui seront disposés comme suit :



Vu en 2D

Vu en 3D

Figure .V.2 : Disposition des voiles.

❖ **Étape 4:**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre  $T$ .

- Données à introduire dans le logiciel.

✓ **Zone sismique :**

**Zone IIa** (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003/ Art 3.1).

✓ **Groupe d'usage :**

**Groupe 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne, du RPA 2003/ Art 3.2).

✓ **coefficient de comportement  $R$ :**

**$R$**  : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

**$R = 5$**  (contreventement mixte portique / voile avec interaction)

✓ **Remplissage :**

Remplissage dense (Tableau 4.2 du RPA /Art 4.2.3)

✓ **Site :**

Site : **S3 site meuble** (Art 3.3 du RPA2003).

✓ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de : (Art4.2.3/RPA2003 /Tableau 4.4)

- \_ Conditions minimales sur les files de contreventement,  
Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)
  - \_ la redondance en plan,  
Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.
  - \_ la régularité en plan,  
La structure est classée non régulière en plan.
  - \_ la régularité et en élévation,  
La structure est classée non régulière en élévation.
  - \_ Contrôle de la qualité des matériaux,
  - \_ Contrôle de la qualité de l'exécution.
- Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pq$

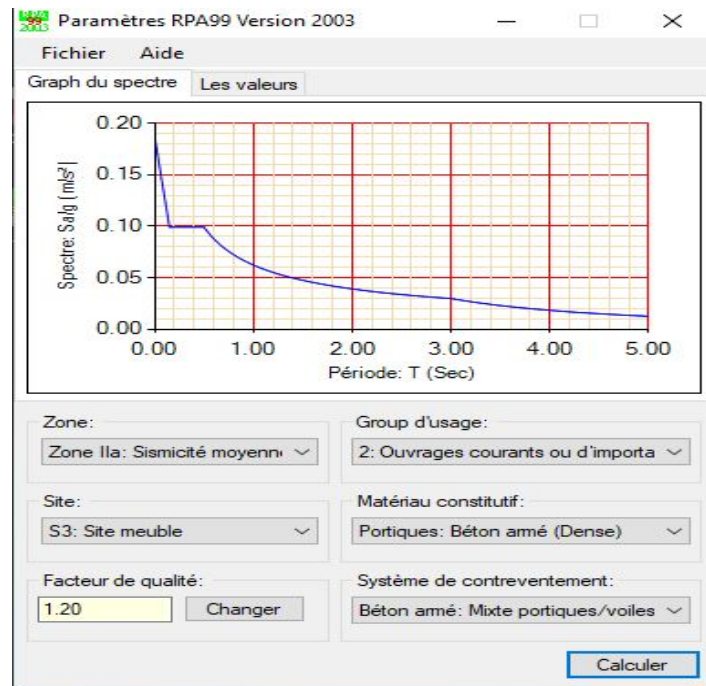
**Pq** : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Non observé	0,05
Régularité en élévation	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0,00
		<b>Q = 1,20</b>

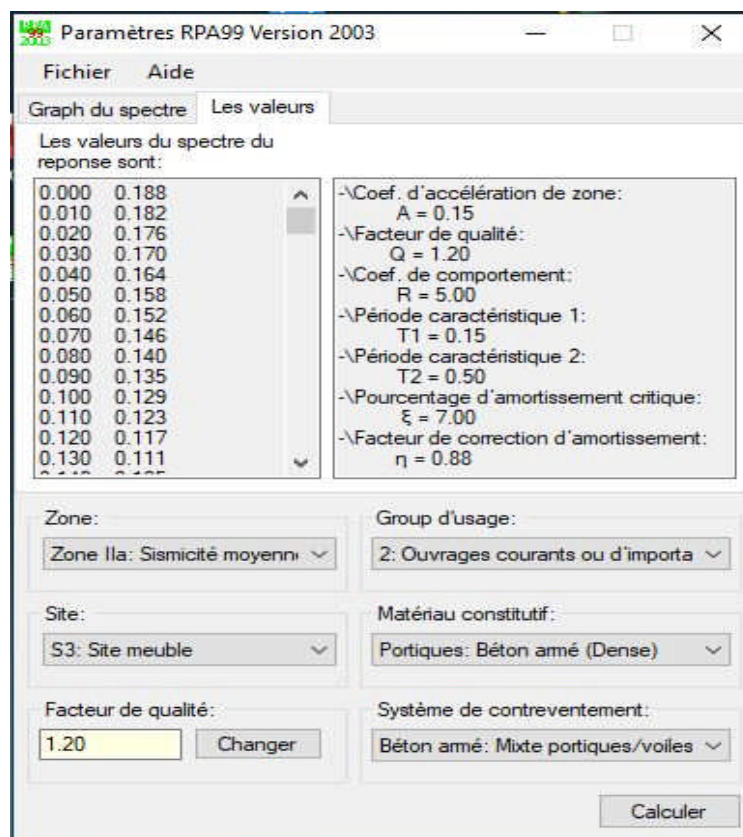
**Tableau.V.1 : Facteur de qualité Q**

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,20**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

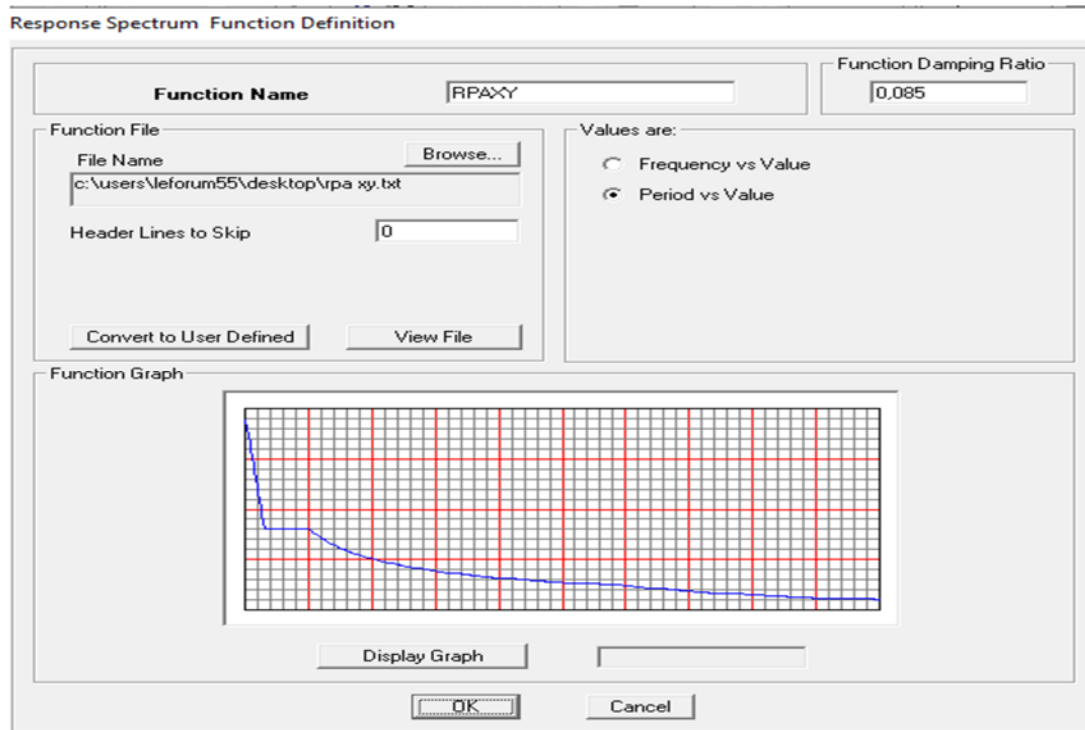


On Clique sur **Text** → enregistré



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**



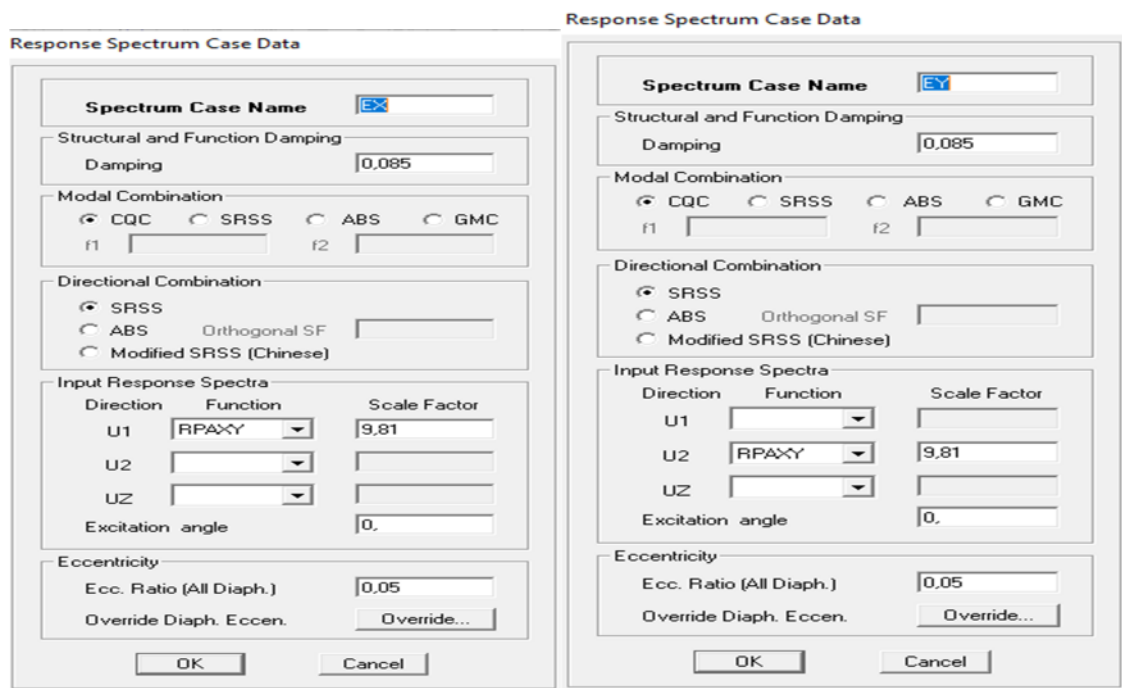
#### ❖ Etape 5:

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

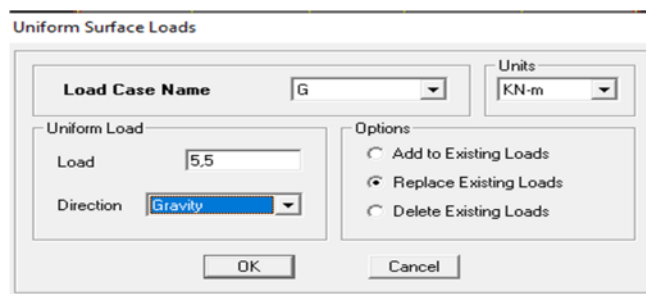


❖ **Etape 6 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques et poutre secondaire.

Pour les éléments surfacique, on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Sell/areas load → Uniform. Ou avec l'icone



❖ **Etape 7:**

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

▪ **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

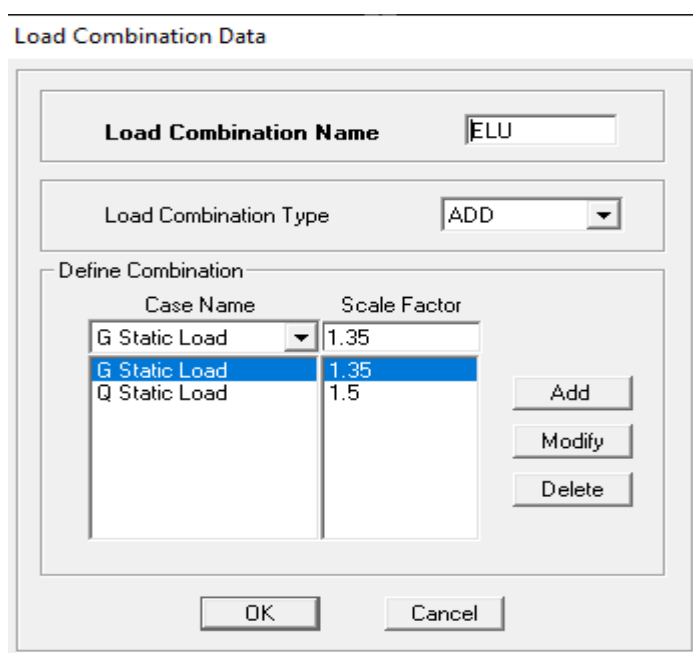
▪ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

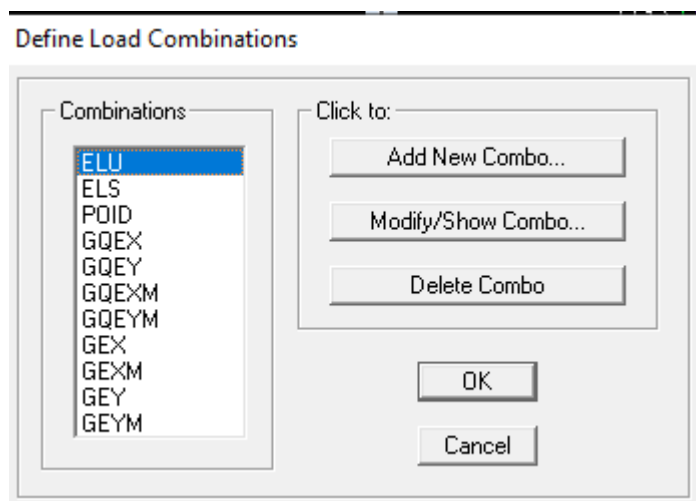
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **Loads Combinaisons** → **Add New Combo.**

➤ Exemple: **ELU** on remplit comme suit :



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons.

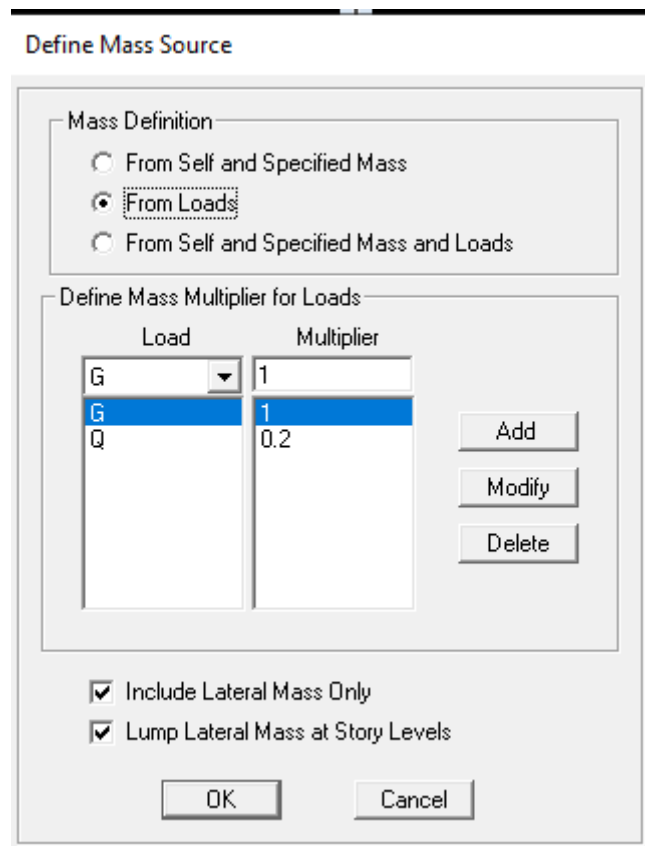


❖ **Etape 8:**

Introduction de la masse sismique.

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante :

**Define** → **mass source** → **From Loads**



❖ **Etape 9:**

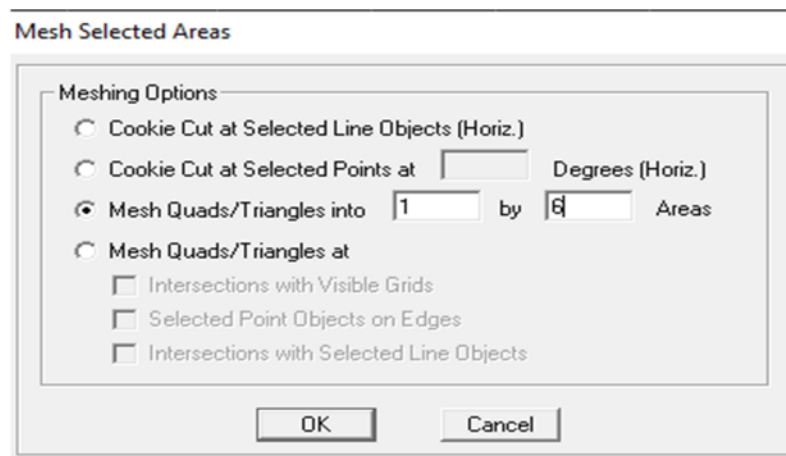
Cette étape consiste à faire le maillage pour les planchers.

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :


**Select** —> **by wall/Slab/Deck Sections** —> **PEC** —> **ok.**

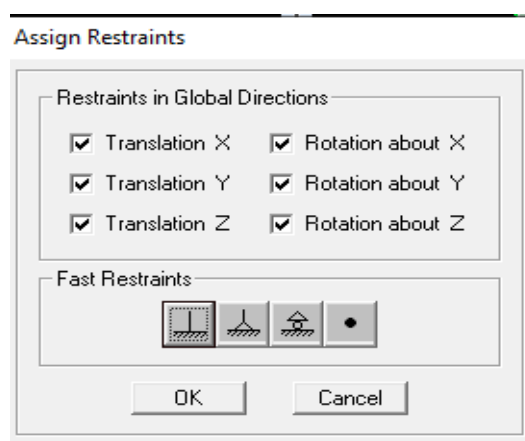
**Edit** —> **Mesh Areas.**

Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit



❖ **Etape 10 :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :



On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

❖ **Étape 11 :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

**Assign** → **joint/ point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm** .

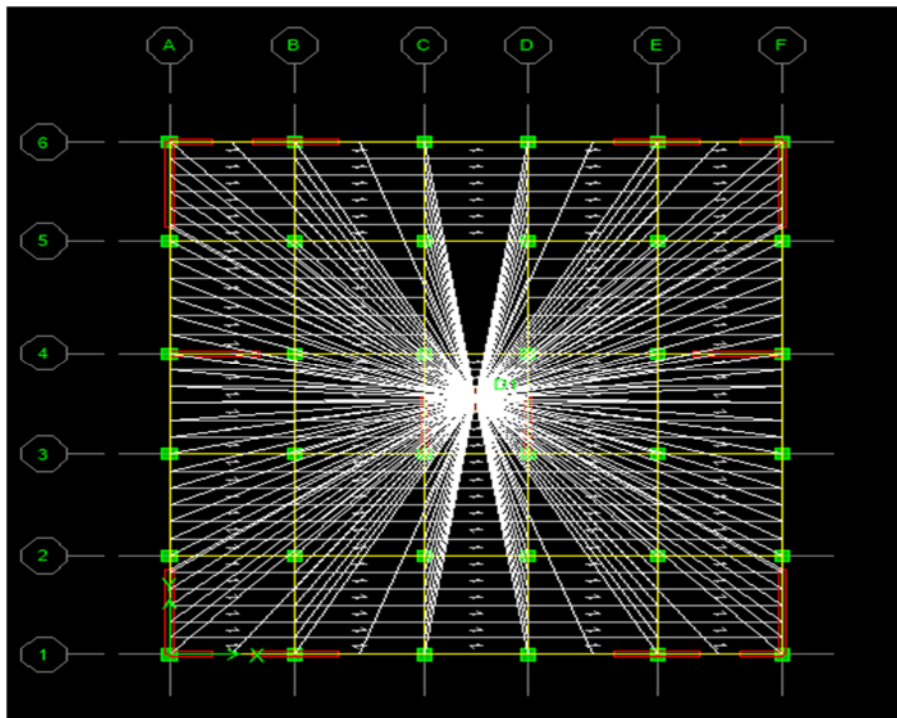
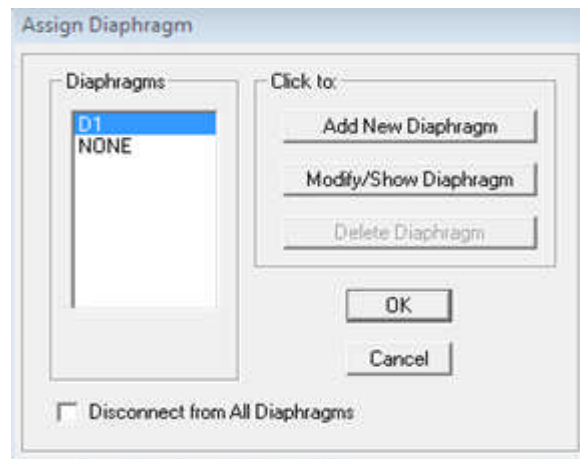


Figure.V.3 : Diaphragme planché 1.

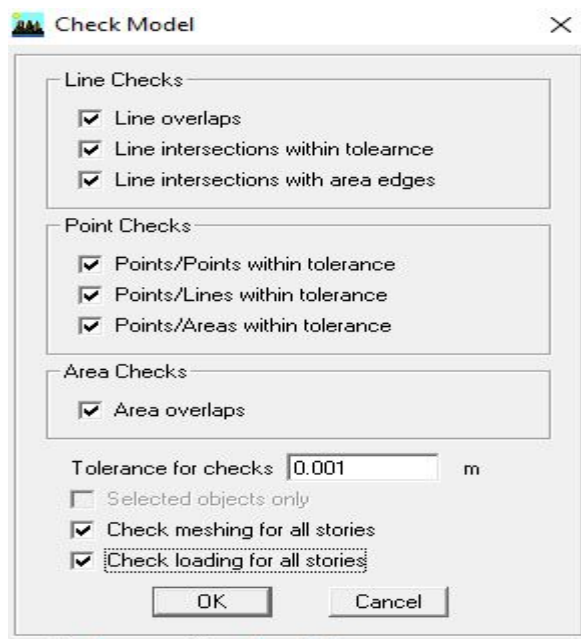
On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

Avant de lancer l'analyse, on doit vérifier notre structure si y'a d'erreurs.

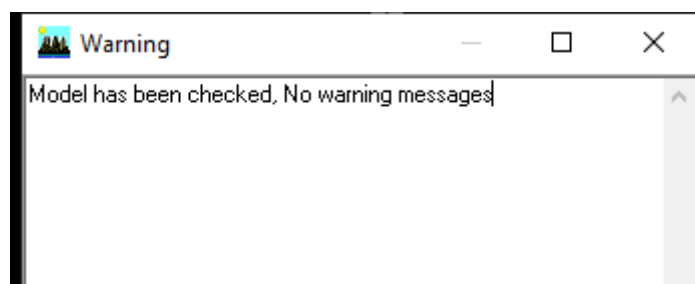
La vérification se fait comme suit :

**Analyze** —→ **Check Modal.**

Une fenêtre va apparaître on la remplit comme suit :



Un message va apparaître, que votre structure n'a aucune erreur comme suit :



❖ **Etape 13 :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

**Analyze** —→ **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**.

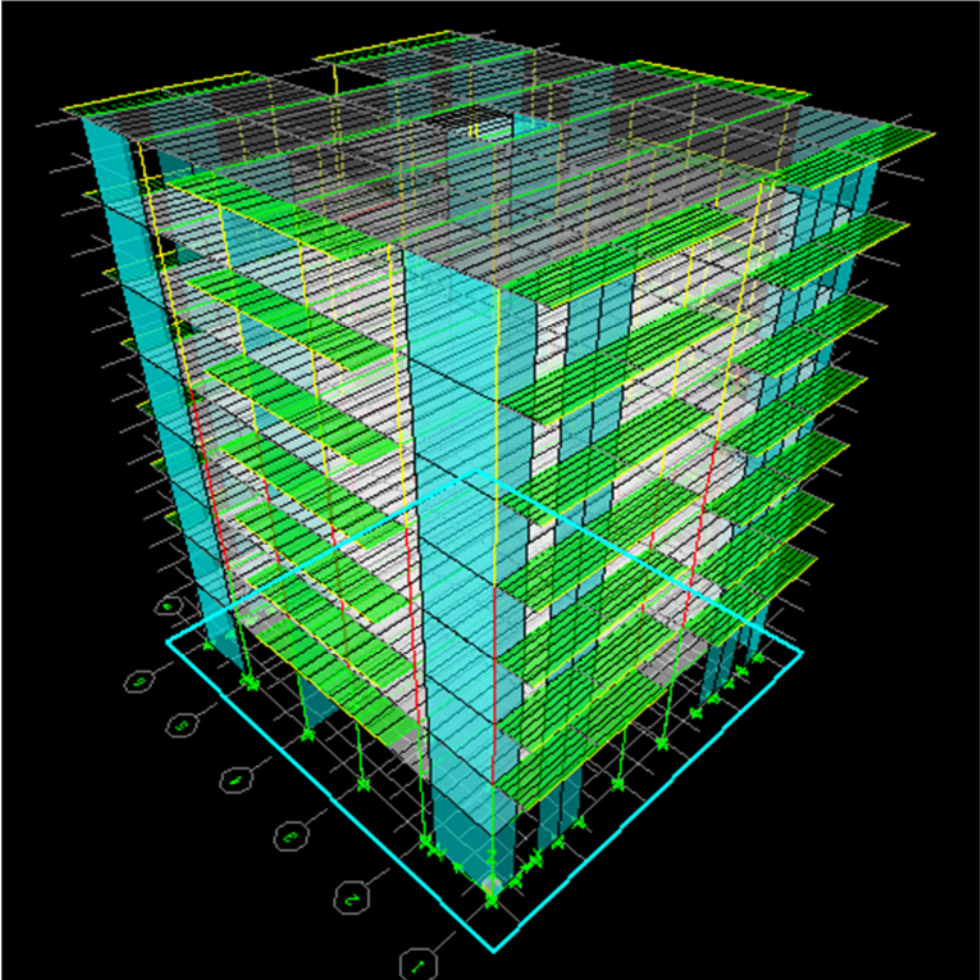


Figure.V.4 : Modèle finale de notre structure.

## VI. Vérification des conditions du RPA :

### VI.1 Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure ;
2. L'excentricité ;
3. Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes) ;
4. L'effort tranchant à la base ;
5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux ;
6. Déplacement maximal de la structure ;
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

### VI.2 Présentation de l'ouvrage

- notre plan est un bloc de R+7 dans la wilaya de Tizi Ouzou (classée selon le RPA 99, modifié en 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone II-a)
- 07 étages courants à usage d'habitation.
- 01 RDC à usage de commerce.
- Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- Système structurel : portiques + voiles

### VI.3 Etude dynamique

#### VI.3.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (**ART 4.24RPA99/version2003**)

$$T = \min \left( C_T h_n^{3/4}, \frac{h_n}{10} \right)$$

- vérifier la formule suivante :  $T_{\text{empirique}} \geq T_{\text{logiciel}}$

Tel que  $T_{\text{empirique}} = \min (T_a ; T_b) \times 1,3$

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} ; T_b = \frac{h_n}{10}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0,57 ; 2,55) \times 1,3$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,74 \text{ s}$$

**tableau 4.6 page 42 du RPA (Ct= 0,05)**

$h_i$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Pour  $T_{logiciel}$ : **Display** → **Show table** → **Modal information** → **building Modal information** → **modal participating mass ration** →  $T_{logiciel} = 0,63s$

$T_{empirique} > T_{logiciel} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

### VI.3.2 L'excentricité

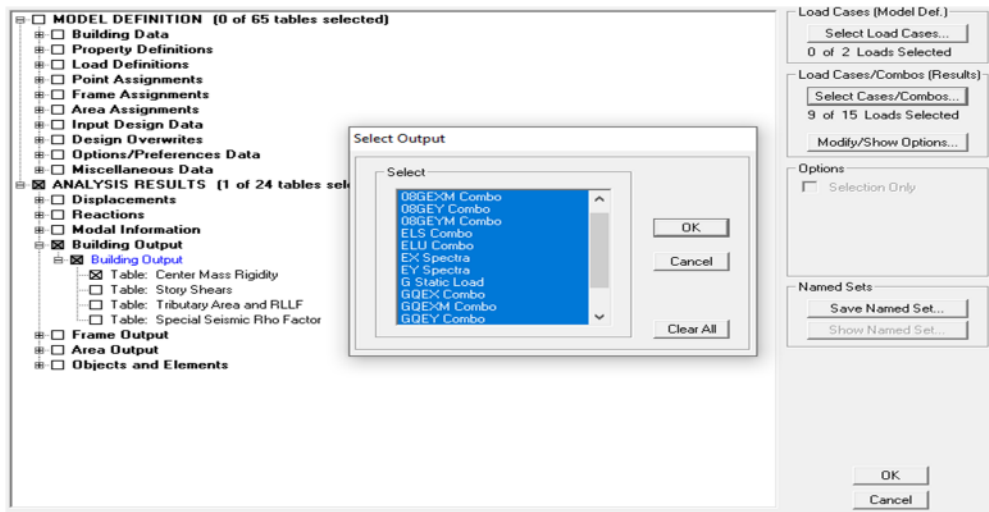
D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**ANALYSIS RESULTS** → **building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	RDC	D1	348,6362	348,6362	8,550	9,046	348,6362	348,6362	8,550
	ET1	D2	396,7793	396,7793	8,550	8,740	396,7793	396,7793	8,550
	ET2	D3	392,4792	392,4792	8,550	8,736	392,4792	392,4792	8,550
	ET3	D4	392,4792	392,4792	8,550	8,736	392,4792	392,4792	8,550
	ET4	D5	387,9158	387,9158	8,550	8,733	387,9158	387,9158	8,550
	ET5	D6	384,3178	384,3178	8,550	8,729	384,3178	384,3178	8,550
	ET6	D7	383,6894	383,6894	8,550	8,720	383,6894	383,6894	8,550
	ET7	D8	362,6946	362,6946	8,576	8,757	362,6946	362,6946	8,576

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion)

puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	vérification	ey	Vérification
RDC	D1	8,55	9,046	8,55	9,518	0	CV	-0,472	CV
E1	D2	8,55	8,74	8,55	9,465	0		-0,725	
E2	D3	8,55	8,736	8,55	9,388	0		-0,652	
E3	D4	8,55	8,736	8,55	9,317	0		-0,581	
E4	D5	8,55	8,733	8,55	9,254	0		-0,521	
E5	D6	8,55	8,729	8,55	9,202	0		-0,473	
E6	D7	8,55	8,72	8,55	9,157	0		-0,437	
E7	D8	8,576	8,757	8,55	9,12	0,026		-0,363	

Tableau VI.1 : Vérification de l'excentricité

Avec :  $e_x = |XCCM - XCR|$

$e_y = |YCCM - YCR|$

❖ Comparaison des résultats :

• Sens longitudinal

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 19,90 = 0,995.$

• Sens transversal

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 21,10 = 1,005.$

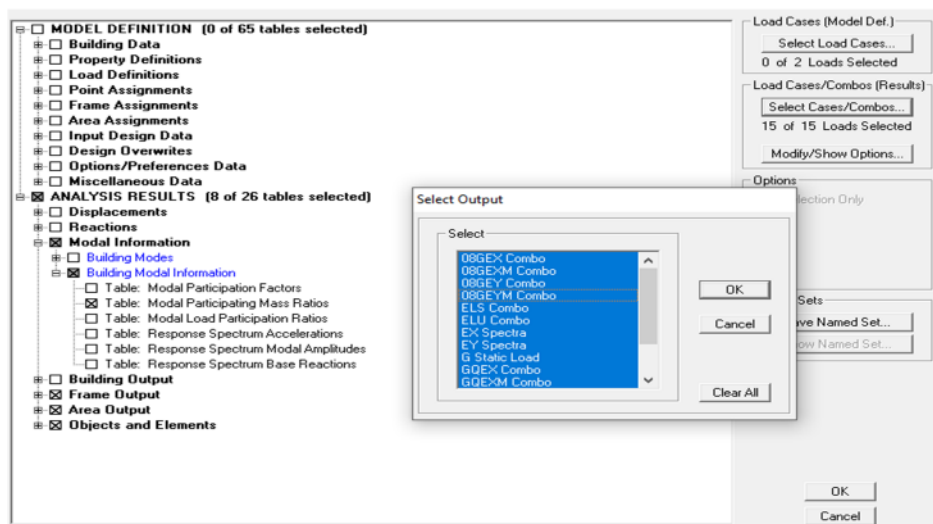
**Remarque :**

La condition de l'excentricité est satisfaite pour tous les niveaux du bâtiment.

### VI .3.3 Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes)

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)

*Display* → *show tables* : on aura la fenêtre suivante



*ANALYSIS RESULTS* → *modal information* → *Building Modal Information*  
 → *Modal Participating Mass Ratios* → *ok*

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,632282	0,0000	72,0255	0,0000	0,0000	72,0255	0,0000	98,4697
	2	0,591188	75,3585	0,0000	0,0000	75,3585	72,0255	0,0000	0,0000
	3	0,428241	0,2211	0,0001	0,0000	75,5796	72,0256	0,0000	0,0001
	4	0,162418	15,3225	0,0000	0,0000	90,9021	72,0256	0,0000	0,0000
	5	0,153806	0,0000	18,3693	0,0000	90,9021	90,3949	0,0000	1,2416
	6	0,112150	0,0757	0,0000	0,0000	90,9778	90,3950	0,0000	0,0000
	7	0,074816	4,6062	0,0000	0,0000	95,5840	90,3950	0,0000	0,0000
	8	0,066764	0,0000	5,5783	0,0000	95,5840	95,9733	0,0000	0,2291
	9	0,051065	0,0296	0,0000	0,0000	95,6136	95,9733	0,0000	0,0000
	10	0,043753	2,1214	0,0000	0,0000	97,7351	95,9733	0,0000	0,0000
	11	0,039215	0,0000	2,1922	0,0000	97,7351	98,1655	0,0000	0,0373
	12	0,030639	0,0262	0,0000	0,0000	97,7612	98,1655	0,0000	0,0000

Mode	Period	SumUX	SumUY
<b>1</b>	0,632282	0	72,0255
<b>2</b>	0,591188	75,3585	72,0255
<b>3</b>	0,428241	75,5796	72,0256
<b>4</b>	0,162418	90,9021	72,0256
<b>5</b>	0,153806	90,9021	90,3949
<b>6</b>	0,11215	90,9778	90,395
<b>7</b>	0,074816	95,584	90,395
<b>8</b>	0,066764	95,584	95,9733
<b>9</b>	0,051065	95,6136	95,9733
<b>10</b>	0,043753	97,7351	95,9733
<b>11</b>	0,039215	97,7351	98,1655
<b>12</b>	0,030639	97,7612	98,1655

Tableau VI.2 : La période et les masses participantes

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 5** dans les deux directions (x-x) ; (y-y)

### VI.3.4 Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3,6 du RPA 2003)

#### Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 .Article 4.2.3 du RPA99/version 2003})$$

- A coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 (coefficient d'accélération de zone A) des règles **RPA99 version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- R facteur de comportement dépendant du type de 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, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).
- W poids propre de la structure.

#### Application

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 du RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
  - Zone sismique IIa
- } → A = 0,15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{(4.2 RPA99 version 2003)}$$

**Avec :**

$T_2$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{(4.3 RPA99 version 2003)}$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend :  $\xi=8.5$  %

$$\eta = 0.81 >$$

$$D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{structure}}}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,5}{0,63}\right)^{2/3} = 1,7$$

**Pour le poids total de la structure W:** display → Show tables → building output → building output → Story shears → Select cases /combo: Poids → OK

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	RDC	POID	Top	3219,68	0,00	0,00	0,000	28042,522	-27621,416
	ET7	POID	Bottom	4009,16	0,00	0,00	0,000	35271,849	-34371,471
	ET6	POID	Top	7033,04	0,00	0,00	0,000	61258,245	-60225,626
	ET6	POID	Bottom	7834,84	0,00	0,00	0,000	68669,100	-67081,061
	ET5	POID	Top	10858,72	0,00	0,00	0,000	94655,496	-92935,216
	ET5	POID	Bottom	11660,52	0,00	0,00	-0,001	102066,620	-99790,651
	ET4	POID	Top	14684,40	0,00	0,00	-0,001	128053,017	-125644,804
	ET4	POID	Bottom	15575,71	0,00	0,00	-0,001	136272,825	-133265,504
	ET3	POID	Top	18599,59	0,00	0,00	-0,001	162259,222	-159119,663
	ET3	POID	Bottom	19490,90	0,00	0,00	-0,001	170479,040	-166740,364
	ET2	POID	Top	22514,78	0,00	0,00	-0,001	196465,436	-192594,524
	ET2	POID	Bottom	23406,09	0,00	0,00	-0,001	204685,168	-200215,224
	ET1	POID	Top	26429,97	0,00	0,00	-0,001	230671,565	-226069,374
	ET1	POID	Bottom	27424,55	0,00	0,00	-0,001	239823,985	-234573,084
	RDC	POID	Top	29751,66	0,00	0,00	-0,001	260697,881	-254469,884
	RDC	POID	Bottom	31073,66	0,00	0,00	-0,001	272840,041	-265773,004

W : poids de la structure donné par le logiciel

ETABS. W= 31073,66 kN

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,4
Facteur de qualité Q	1,05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	31073,66

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,4 \times 1,05}{5} \times 31073,66 = 1370,34 \text{ KN}$$

$V_{RPA} = 1370,34 \text{ KN}$ .

Display → Show tables → Modal information → building modal information  
 → response spectrum base reactions → select cases /combo (Ex et EY) → ok

➤ Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :

$V_x \text{ dynamique} = 1683,57 \text{ KN}$ .

$V_y \text{ dynamique} = 1575,03 \text{ KN}$ .

➤ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que :  $0,8V_{RPA} = 1096,27 \text{ KN}$

- **Sens longitudinal :**

$V_{x \text{ dyn}} = 1683,57 \text{ KN} \geq 80\% V_{RPA} = 1096,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

- **Sens transversal :**

$V_{y \text{ dyn}} = 1575,03 \text{ KN} \geq 80\% V_{RPA} = 1096,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

**V.3.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec:

$N_d$  : effort normal

$B$  : aire de la section (b x h)

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton

1) select → by frame section → Pot RDC → ok

2) Display → Show tables → select cases/combo (8RPA) → OK

3) Frame output → frame force → culumn force

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

❖ **Pour les poteaux 40x40 :**

$N_d = 1015,32 \text{ KN}$

$V = \frac{1015,32 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.25 < 0.3 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

❖ Pour les poteaux 35x35 :

$$N_d = 783,15 \text{ KN}$$

$$V = \frac{783,15 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.25 < 0.3 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Pour les poteaux 30x30 :

$$N_d = 365,12 \text{ KN}$$

$$V = \frac{365,12 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.16 < 0.3 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.3.6. Justification vis-à-vis des déplacements**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  « $\delta_k$ » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

$\delta_{kx}$  : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

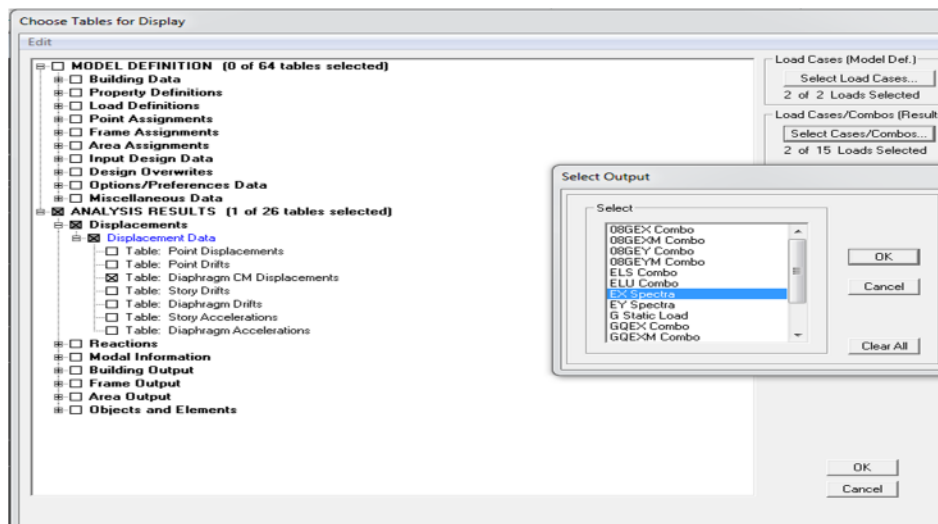
$\delta_{ky}$  : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

$H_e$  : hauteur de l'étage courant

➤ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

*Display* → *Show Tables* → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

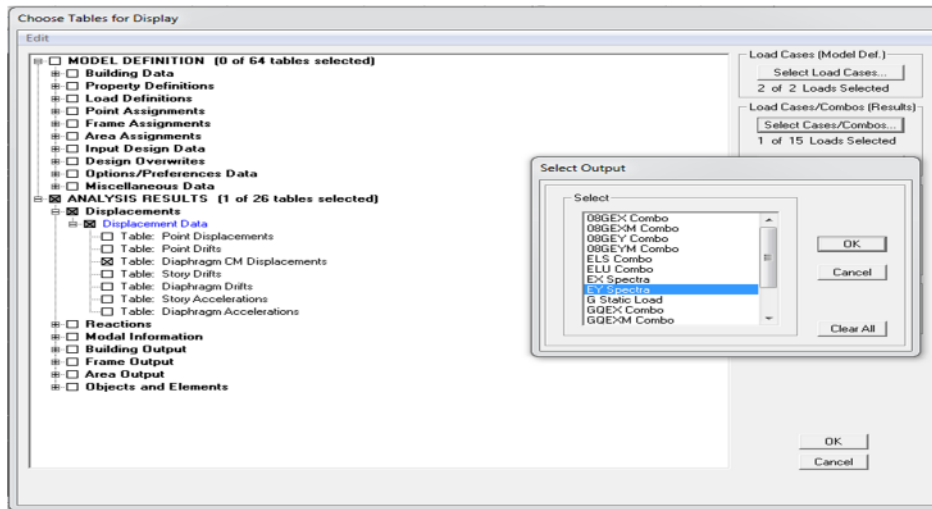
*ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

*Select Cases/Combos* → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET7	D8	EX	0,0087	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
	ET6	D7	EX	0,0077	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	ET5	D6	EX	0,0066	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	ET4	D5	EX	0,0054	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ET3	D4	EX	0,0041	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET2	D3	EX	0,0029	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ET1	D2	EX	0,0017	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	RDC	D1	EX	0,0007	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

➤ Dans le sens transversal



Ensuite :

*ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

*Select Cases/Combos* → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET7	D8	EY	0,0000	0,0098	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	ET6	D7	EY	0,0000	0,0084	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET5	D6	EY	0,0000	0,0070	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	ET4	D5	EY	0,0000	0,0055	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ET3	D4	EY	0,0000	0,0040	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	ET2	D3	EY	0,0000	0,0027	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	ET1	D2	EY	0,0000	0,0015	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_x$  :

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% $H_e$	conclusion
E7	D7	EX	0,0087	5	0,0435	0,005	0.0306	CV
E6	D7	EX	0,0077	5	0,0385	0,0055	0.0306	CV
E5	D6	EX	0,0066	5	0,033	0,006	0.0306	CV
E4	D5	EX	0,0054	5	0,027	0,0065	0.0306	CV
E3	D4	EX	0,0041	5	0,0205	0,006	0.0306	CV
E2	D3	EX	0,0029	5	0,0145	0,006	0.0306	CV
E1	D2	EX	0,0017	5	0,0085	0,005	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0,0007	5	0,0035	0,0035	0.0408	CV

Tableau VI.3 : Résultats du calcul avec la combinaison  $E_x$

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_y$  :

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_y=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% $H_e$	conclusion
E7	D7	EY	0,0098	5	0,049	0,007	0.0306	CV
E6	D7	EY	0,0084	5	0,042	0,007	0.0306	CV
E5	D6	EY	0,007	5	0,035	0,0075	0.0306	CV
E4	D5	EY	0,0055	5	0,0275	0,0075	0.0306	CV
E3	D4	EY	0,004	5	0,02	0,0065	0.0306	CV
E2	D3	EY	0,0027	5	0,0135	0,006	0.0306	CV
E1	D2	EY	0,0015	5	0,0075	0,0045	0.0306	CV
RDC	D1	EY	0,0006	5	0,003	0,003	0.0408	CV

Tableau VI.3 : Résultats du calcul avec la combinaison  $E_y$

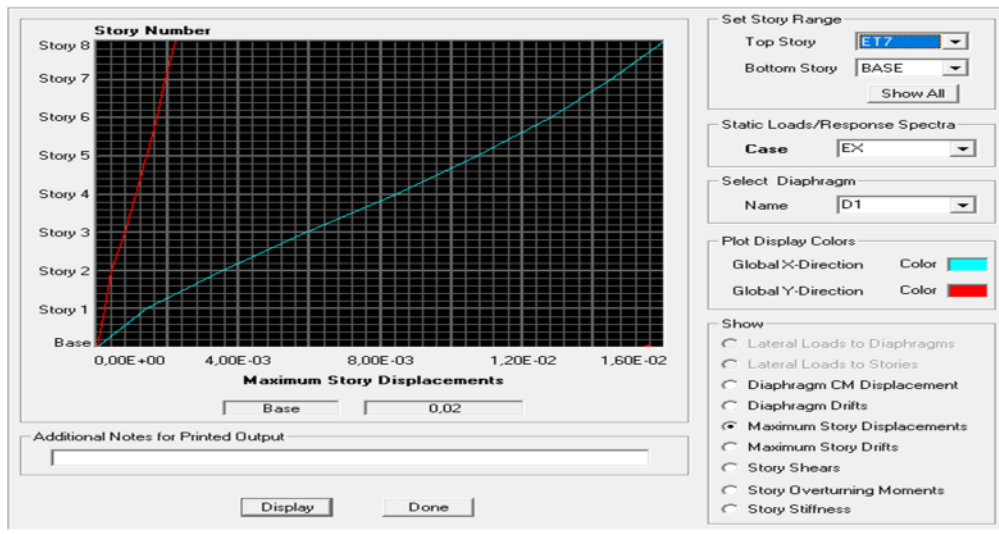
➤ **Déplacement maximal**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91}) \quad \text{avec} \quad f : \text{la flèche admissible.}$$

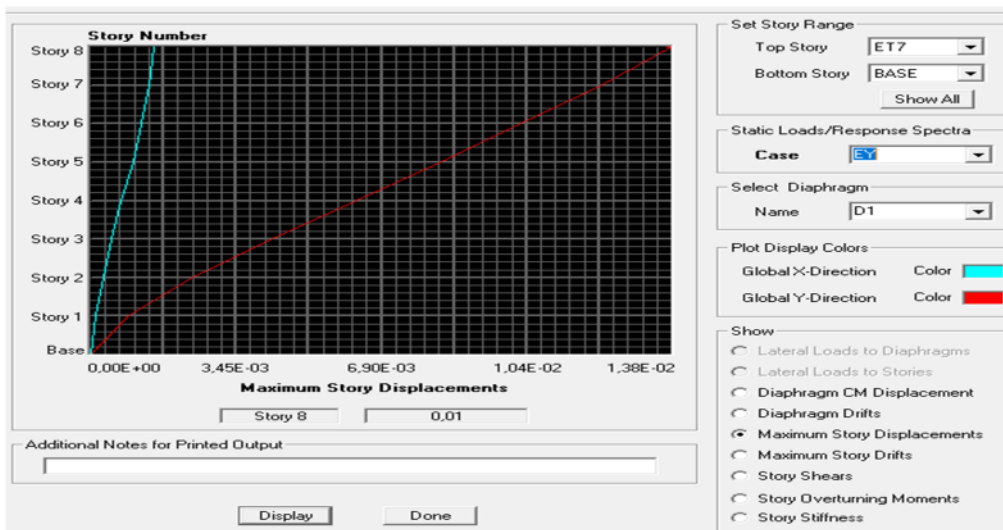
$h_t$  : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex



$$\delta_{Max} = 0,02\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{25,5}{500} = 0,051\text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey



$$\delta_{Max} = 0,01\text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{25,5}{500} = 0,051\text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**V.3.6. Justification vis-à-vis de L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

**Avec:**

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».  $P_k = \sum(WG_i + \beta WQ_i)$

$V_k$ : Effort tranchant au niveau «k» =  $\sum F_i$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

$h_k$  : Hauteur d'étage «k».

- Si  $\theta_k < 0,1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à  $\frac{1}{(1-k)}$
- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est potentiellement instable elle doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau

Story	poids	Sens x-x (sous X)				Sens Y-Y (sous Y)			
		$\Delta_{kx}$ [m]	$V_x$ [kN]	$V_{x \times h}$	$\Theta_x$	$\Delta_{ky}$ [m]	$V_y$ [kN]	$V_{y \times h}$	$\Theta_y$
ÉTAGE 7	4009,16	0,005	415,91	1272,6846	0,015	0,007	421,76	1290,5856	0,021
ÉTAGE 6	7834,84	0,0055	736,2	2252,772	0,019	0,007	720,7	2205,342	0,024
ÉTAGE 5	11660,52	0,006	1004,01	3072,2706	0,022	0,0075	961,2	2941,272	0,029
ÉTAGE 4	15575,71	0,0065	1227,47	3756,0582	0,026	0,0075	1160,42	3550,8852	0,032
ÉTAGE 3	19490,9	0,006	1407,67	4307,4702	0,027	0,0065	1318,23	4033,7838	0,031
ÉTAGE 2	23406,09	0,006	1540,87	4715,0622	0,029	0,006	1434,37	4389,1722	0,031
ÉTAGE 1	27424,55	0,005	1635,89	5005,8234	0,027	0,0045	1523,02	4660,4412	0,026
RDC	31073,66	0,0035	6868,9656	5151,7242	0,021	0,003	1575,03	6426,1224	0,014

Tableau VI.4 : Vérification des effets P- $\Delta$

**Conclusion**

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\Theta \leq 0,1$ .

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants  $V_x$  et  $V_y$  et le poids  $P$  par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

**Pour  $V_x$  :**

**Display  $\Rightarrow$  Show table  $\Rightarrow$  ANALYSIS RESULTATS  $\Rightarrow$  Building Output  $\Rightarrow$  Table : Story Shears  $\Rightarrow$  On définit la combinaison  $E_x \Rightarrow$  On clique sur OK**

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET7	EX	Top	0,00	320,54	0,08	3031,239	0,000	0,000
	ET7	EX	Bottom	0,00	320,54	0,08	3031,315	0,263	985,173
	ET6	EX	Top	0,00	558,76	0,14	5323,345	0,263	985,173
	ET6	EX	Bottom	0,00	558,76	0,14	5323,471	0,677	2677,502
	ET5	EX	Top	0,00	760,40	0,18	7281,769	0,677	2677,502
	ET5	EX	Bottom	0,00	760,40	0,18	7281,921	1,211	4959,300
	ET4	EX	Top	0,00	928,45	0,22	8943,694	1,211	4959,300
	ET4	EX	Bottom	0,00	928,45	0,22	8943,841	1,871	7740,954
	ET3	EX	Top	0,00	1069,25	0,25	10358,327	1,871	7740,954
	ET3	EX	Bottom	0,00	1069,25	0,25	10358,461	2,626	10932,831
	ET2	EX	Top	0,00	1180,00	0,28	11510,029	2,626	10932,831
	ET2	EX	Bottom	0,00	1180,00	0,28	11510,131	3,453	14445,861
	ET1	EX	Top	0,00	1258,88	0,29	12365,120	3,453	14445,861
	ET1	EX	Bottom	0,00	1258,88	0,29	12365,169	4,326	18182,366
	RDC	EX	Top	0,00	1297,43	0,30	12829,234	4,326	18182,366
	RDC	EX	Bottom	0,00	1297,43	0,30	12829,253	5,517	23313,307

Pour  $V_y$ :

Display ⇒ Show tables ⇒ ANALYSIS RESULTAT ⇒ Building Output ⇒ Table: Story Shears ⇒ On définit la combinaison  $E_y$  ⇒ On clique sur OK

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET7	EY	Top	0,00	0,08	363,95	3485,332	0,000	0,000
	ET7	EY	Bottom	0,00	0,08	363,95	3485,434	1118,795	0,240
	ET6	EY	Top	0,00	0,13	616,69	5932,566	1118,795	0,240
	ET6	EY	Bottom	0,00	0,13	616,69	5932,772	2987,080	0,629
	ET5	EY	Top	0,00	0,18	823,93	7974,478	2987,080	0,629
	ET5	EY	Bottom	0,00	0,18	823,93	7974,737	5442,929	1,215
	ET4	EY	Top	0,00	0,22	994,63	9676,200	5442,929	1,215
	ET4	EY	Bottom	0,00	0,22	994,63	9676,461	8396,824	1,944
	ET3	EY	Top	0,00	0,25	1134,74	11109,869	8396,824	1,944
	ET3	EY	Bottom	0,00	0,25	1134,74	11110,120	11753,592	2,811
	ET2	EY	Top	0,00	0,28	1241,55	12233,277	11753,592	2,811
	ET2	EY	Bottom	0,00	0,28	1241,55	12233,465	15418,325	3,784
	ET1	EY	Top	0,00	0,29	1322,11	13143,089	15418,325	3,784
	ET1	EY	Bottom	0,00	0,29	1322,11	13143,187	19297,966	4,827
	RDC	EY	Top	0,00	0,30	1365,10	13618,334	19297,966	4,827
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,30	1365,10	13618,377	24644,920	6,153

## CONCLUSION

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

## VII.1 Ferrailage des poteaux

### VII.1.1 Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivants :

- ✓ Effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) ainsi que le moment correspondant ( $M_{\text{correspondant}}$ )
- ✓ Effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) ainsi que le moment correspondant ( $M_{\text{correspondant}}$ )
- ✓ Moment fléchissant maximal ( $M_{\max}$ ) et ainsi l'effort normal correspondant ( $N_{\text{correspondant}}$ )

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VII.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Les combinaisons des charges :

- a. Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99

D'après le règlement BAEL91, le ferrailage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons

À l'ELU :  $1.35G+1.5Q$

À l'ELS :  $G+Q$

- b. Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ Version 2003.

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

**VII.1.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003**

➤ **Armatures longitudinales**

D’après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Section (cm <sup>2</sup> )	% minimal d’armatures $A_{min} = 0.8\% b h$ (cm <sup>2</sup> )	% maximal d’armatures	
		Zone courante $A_{max} = 4\% b h$ (cm <sup>2</sup> )	zone de recouvrement $A_{max} = 6\% bh$ (cm <sup>2</sup> )
Poteaux 40x40	12,8	64	96,00
Poteaux 35x35	9,8	49	73,50
Poteaux 30x30	7,2	36	54

**Tableau VII-1-2 :** Récapitulation des sections d’acier recommandées par RPA.

**VII.1.3 Calcul de la section d’armature 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 les cas suivants

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

➤ **Calcul du centre de pression**

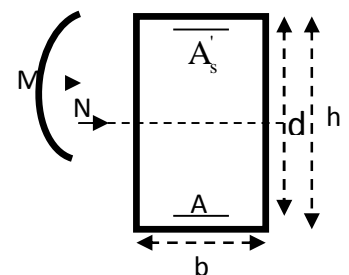
$$e = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

**1. Section partiellement comprimée (SPC)**

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l’extérieur du segment délimité par les armatures.

(L’effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \left\langle \frac{h}{2} - C' \right\rangle$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

$M_f$ : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

$N_u$ : Effort de compression.

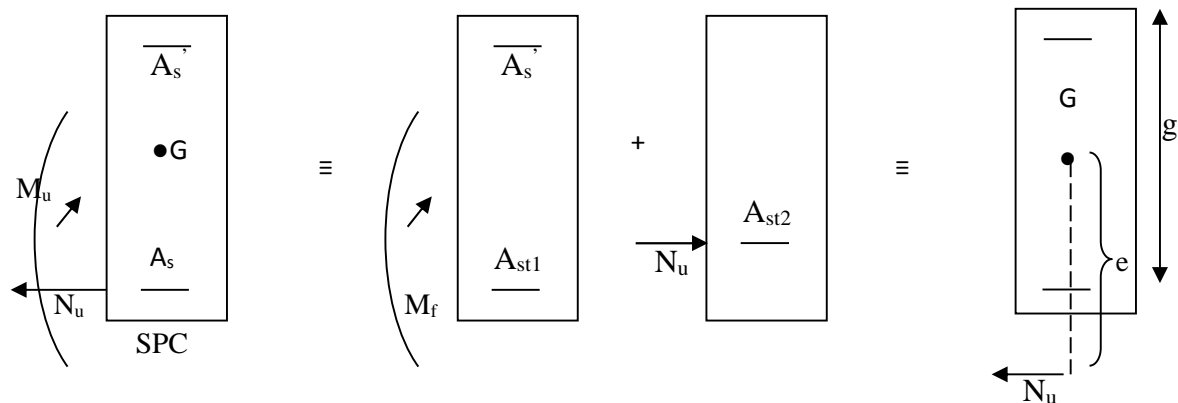


Fig VII.1.1 : Section d'un poteau SPC.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1<sup>er</sup> cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est simplement armée (SSA).

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Armatures réelle est

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

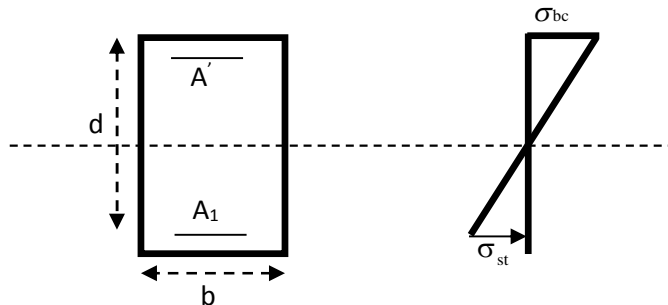
**2<sup>ème</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_f = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

## 2. Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

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

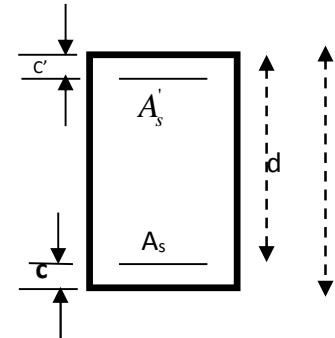
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



**2<sup>ème</sup> cas :**

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec } : \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

**VII.1.4 Exemple de Calcul pour les poteaux 40x40 (calcul manuel)**

$$N_{\max} = -1267,3 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 3,07 \text{ KN.m (Effort de compression).}$$

$$e = \frac{3,077}{1267,3} = 0,002 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,4}{2} - 0,03 = 0,17 \text{ m}$$

$$e_u = 0,002 < \frac{h}{2} - c' = 0,17\text{m}$$

### Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = N_u \times g = N_u = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = (3,07) + (-1267,3) \times \left( \frac{0,4}{2} - 0,03 \right) = -212,371 \text{KN.m}$$

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = \left( 0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,4} \right) \times 0,04^2 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 = 251,056 \text{KN}$$

$$N_u (d - c') - M_f = (-1267,3) \times (0,37 - 0,03) - (-212,37) = 218,512 \text{KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

⇒ **SPC**

Donc la section est partiellement comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

✓ Calcule  $A_{st}$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,07 \times 10^6}{400 \times 370^2 \times 14,2} = 0,004$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la Section est simplement armée (**SSA**).

$$\beta = 0,998$$

✓ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,07 \times 10^5}{0,998 \times 37 \times 348 \times 10^2} = 0,239 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

✓ Armatures réelle

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s} = 0,239 - \frac{1267,3 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 36,17 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0$  et  $A_{st} = 0$

### VII.1.5 Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel

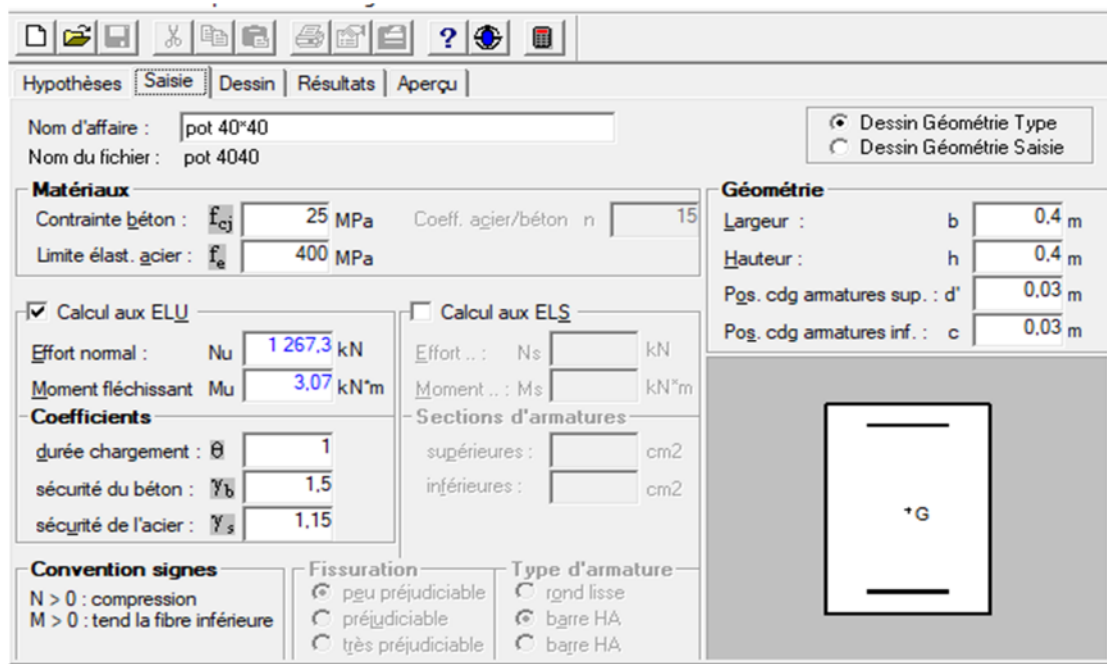


Fig VII.1.1 : Caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats puis la fenêtre suivante s'affiche

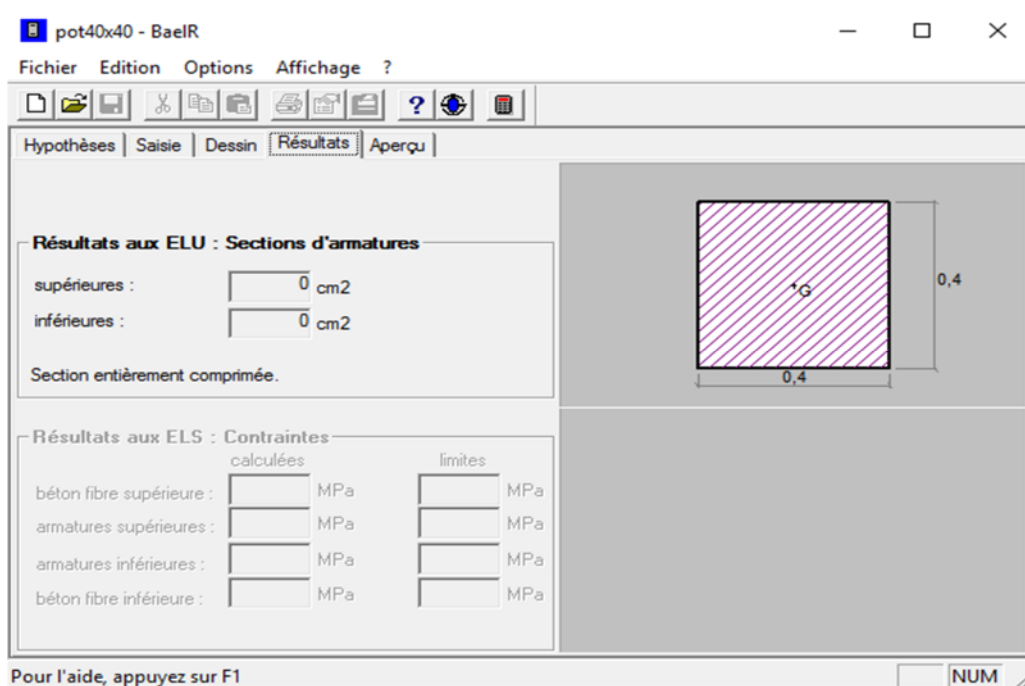


Fig VII.1.2 : Affichage des résultats.

Note :

Le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que :

Zone I : RDC et 1<sup>ère</sup> étage.

Zone II : Du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> étage

Zone III : Du 5<sup>ème</sup> à l'étage terrasse

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessus selon les différentes combinaisons.

Sens longitudinale :

Section (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	e (m)	h/2-c'	OBS	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1267,26	3,072	0,002	0,170	SEC	0	0	12,8	3HA16	6,03
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE <sub>X</sub>	386,75	0,019	0,00005	0,170	SPC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>Y</sub>	-248,38	38,815	0,156	0,170	SPC	0	0			
35x35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-979,8	-29,748	0,03	0,145	SPC	0	0	9,8	3HA14	4,62
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE <sub>X</sub>	167,85	0,086	0,0005	0,145	SPC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>X</sub>	-389,56	40,942	0,105	0,145	SEC	0	0			
30x30	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-457,12	20,799	0,045	0, 20	SPC	0	0	7,2	3HA12	3,39
	$N_{min} - M_{corres}$	GQE <sub>X</sub>	4,63	-0,591	0,127	0,120	SPC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>Y</sub>	-65,29	31,175	0,477	0,120	SPC	0	2.64			

Tableau VII-1-3 : Résultats de ferrailage des poteaux

Sens transversale :

Section (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	e (m)	h/2-c'	OBS	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1267,26	0,408	0,0003	0,170	SPC	0	0	12,8	3HA16	6,03
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE <sub>X</sub>	386,75	-6,292	0,016	0,170	SPC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>Y</sub>	-342,42	-13,059	0,038	0,170	SPC	0	0			
35x35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-979,8	0,971	0,0009	0,145	SPC	0	0	9,8	3HA14	4,62
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE <sub>X</sub>	167,85	-6,37	0,037	0,145	SPC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>X</sub>	-164,01	-21,263	0,129	0,145	SEC	0	0.4			
30x30	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-457,12	1,277	0,002	0,120	SPC	0	0	7,2	3HA12	3,39
	$N_{min} - M_{corres}$	GQE <sub>X</sub>	4,63	-0,037	0,007	0,120	SPC	0	0.56			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE <sub>Y</sub>	-42,5	-18,354	0,431	0,120	SPC	0	2.42			

Tableau VII.1.4 : Résultats de ferrailage des poteaux

➤ **Les armatures transversales**

Les armatures transversales ont principalement le rôle de maintenir les armatures longitudinales, elles évitent ainsi le flambement. Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ (Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003)}$$

Avec

$V_u$  : Effort tranchant de calcul (Donné par ETABS).

$h_t$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal ( $f_e = 400$  MPa).

$t$  : Espacement des armatures transversales tel que :

. **Zone nodale** :  $t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow t = 8 \text{ cm}$ .

. **Zone courante** :  $t' \min \leq \min \left( \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) = \left( \frac{35}{2}, \frac{35}{2}, 12 \right) \Rightarrow t' = 10 \text{ cm}$ .

.  $\rho$  : Coefficient correcteur en fonction de l'élanement géométrique  $\lambda_g$  ( $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  où  $\frac{l_f}{b}$ ).

**1. Diamètres des armatures transversales**

D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec  $\phi_1$  le plus grand diamètre des armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

Soit  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA}$

## 2. Espacement des armatures transversales.

- Selon le BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

- Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

- ✓ En zone courante (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

- ✓ En zone nodale (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

## 3. Vérification de la quantité d'armatures transversales

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

Avec :  $b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0,7L_0$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{min}$		$A_{adoptée}$	Observation
				Zone Courante $S_t=15cm$	zone nodale $S_t=10cm$		
40x40	408	2,8560	7,14	1,80	1,2	2,01	CV
35x35	306	2,1420	6,12	1,575	1,05	2,01	CV
30x30	306	2,1420	7,14	1,35	0,9	2,01	CV

Tableau VII.1.5 : Vérification de la quantité d’armatures transversales.

4. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte de chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.

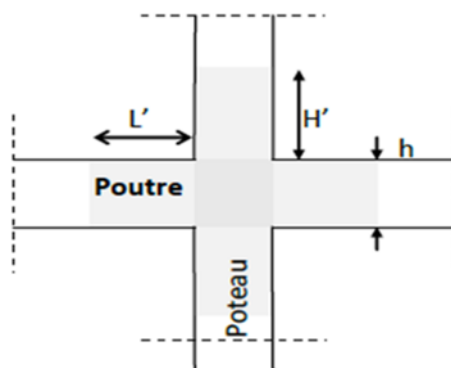


Fig IV.1.3 : Zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right\}$$

Avec :

**h** : hauteur de la poutre.

**b1 et h1**: dimensions du poteau.

**he**: hauteur entre nus des poutre

Section (cm <sup>2</sup> )	h (cm)	h' (cm)
Poteau (40x40)	408	$h' = \max\{61,33; 40; 40; 60\}=61.33\text{cm}$
Poteau (35x35)	306	$h' = \max\{44,33 ; 35; 35; 60\}=60\text{cm}$
Poteau (30x30)	306	$h' = \max\{44,33; 30; 30; 60\}=60\text{cm}$

Tableau VII.1.6 : Détermination de la zone nodale

### 5. Longueur minimale des recouvrements

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est :  $L_r = 40 \times \emptyset$ .

- $\emptyset = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$
- $\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$
- $\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$
- $\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

### 6. Longueur d'ancrage:BAEL91 modifié 99 (Art .A.6.1.221)

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

$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{i28}$$

$\psi = 1.5$  pour les acier haute adhérence

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

$$\text{Pour HA 12 : } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 11,34 \text{ cm}$$

$$\text{Pour HA 14 : } l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour HA 16 : } l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

### 7. Vérification des contraintes tangentielles RPA99 version 2003 (Art.7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & d'ou \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 & d'ou \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 MPa$$

Poteau (cm <sup>2</sup> )	h <sub>e</sub> (m)	b=h (mm)	λ <sub>g</sub> ≥5	d (mm)	T <sub>u</sub> x 10 <sup>3</sup> N	τ <sub>b</sub> (MP)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
40x40	4,08	400	7,14	370	13,59	0,091	1,875	Condition vérifiée
35x35	3,06	350	6,12	320	20,75	0,185	1,875	Condition vérifiée
30x30	3,06	300	7,14	270	16,94	0,209	1,875	Condition vérifiée

Tableau VII.1.7 : Vérification des contraintes tangentielle.

### VII.1.6 Vérification à l'ELS :

#### a. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinale

Section (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation (cm <sup>2</sup> )	Ns (kN)	Ms (kN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	Nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	-922.04	2.235	0,002	0.0666	SEC	4.48	18.84	vérifiée
	$N_{min} - M_{corres}$	-202.6	-3.835	0,019	0.0666	SEC	5.39		
	$N_{corres} - M_{max}$	-845.63	-18.111	0,021	0.0666	SEC	5.54		
35x35	$N_{max} - M_{corres}$	-712.84	-21.53	0,03	0.0583	SEC	5.32	12.06	vérifiée
	$N_{min} - M_{corres}$	-90.95	-6.183	0,067	0.0583	SPC	-11.4		
	$N_{corres} - M_{max}$	-454.92	-22.135	0,048	0.0583	SPC	11.24		
30x30	$N_{max} - M_{corres}$	-333.27	15.047	0,045	0.05	SEC	0.844	9.23	vérifiée
	$N_{min} - M_{corres}$	-12.51	-0.223	0,017	0.05	SEC	3.14		
	$N_{corres} - M_{max}$	-104.48	17.942	0,171	0.05	SEC	0.38		

Tableau VI.1.8 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

Sens transversale

Section (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation (cm <sup>2</sup> )	Ns (kN)	Ms (kN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	Nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	-922.04	0.408	0.0004	0.0666	SEC	4.41	18.84	vérifiée
	$N_{min} - M_{corres}$	-201.6	-6.292	0.0312	0.0666	SEC	6.53		
	$N_{corres} - M_{max}$	-342.42	-13.059	0.0381	0.0666	SEC	6.31		
35x35	$N_{max} - M_{corres}$	-712.78	0.971	0.0013	0.0583	SEC	3.85	12.06	vérifiée
	$N_{min} - M_{corres}$	-90.8	-6.37	0.0701	0.0583	SPC	-9.30		
	$N_{corres} - M_{max}$	-164.01-	-21.263	0.1296	0.0583	SPC	-0.3		
30x30	$N_{max} - M_{corres}$	-333.27	1.277	0.0038	0.05	SEC	2.5	9.23	vérifiée
	$N_{min} - M_{corres}$	-12.51	0.037	0.0029	0.05	SEC	2.47		
	$N_{corres} - M_{max}$	-42.5	-18.354	0.4318	0.05	SPC	0.78		

Tableau VII.1.9 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

b. État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

c. Etat limite de compression du béton BAEI 91 modifié 99(Art A.4.5.2)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Remarque : Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel SOCOTEC

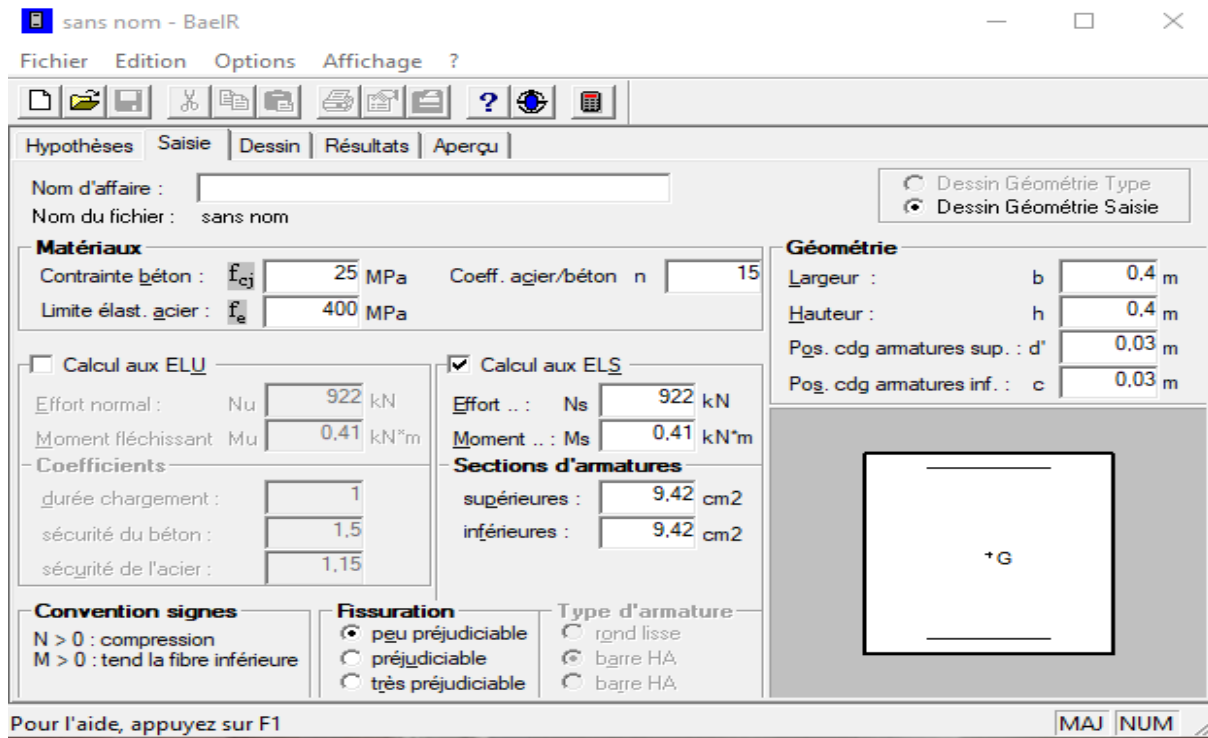


Fig VII.1.4 : Caractéristiques et sollicitation de la section

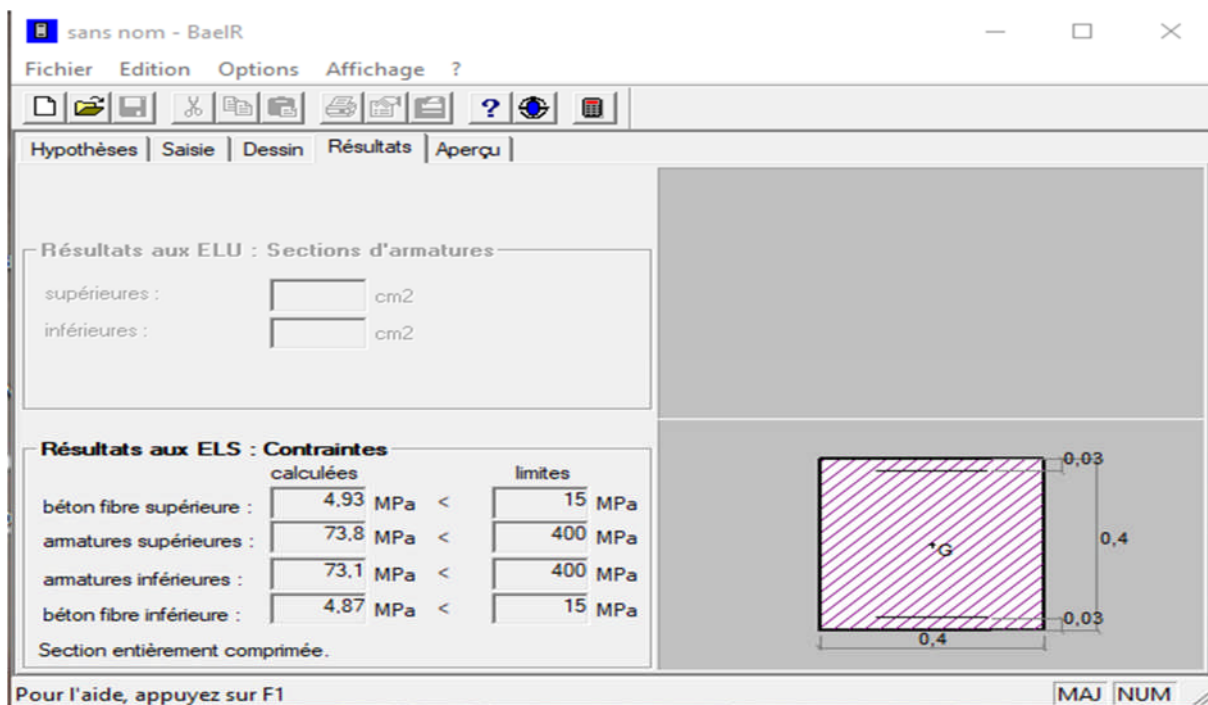


Fig VII.1.5 : Affichage des résultats.

Sens longitudinale :

Section (cm <sup>2</sup> )	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\sigma_{si}$ (MPa)	Observation
40x40	-922.04	2.235	4.93	4.87	73.8	73.1	Condition vérifiée
	-202.6	-3.835	1.34	0.82	19.5	12.8	Condition vérifiée
	-845.63	-18.111	5.72	3.26	83	51.7	Condition vérifiée
35x35	-712.84	-21.53	7.38	2.76	104.8	47.3	Condition vérifiée
	-90.95	-6.183	1.31	0	18	1.45	Condition vérifiée
	-454.92	-22.135	5.61	0.86	78.1	19	Condition vérifiée
30x30	-333.27	15.047	5.79	0.63	79.1	17.2	Condition vérifiée
	-12.51	-0.223	0.16	0.08	2.27	1.35	Condition vérifiée
	-104.48	17.942	5	0	59.3	66.1	Condition vérifiée

Tableau VII.1.10 Vérification des contraintes dans les poteaux à L'ELS sens (x-x)

Sens transversale :

Section (cm <sup>2</sup> )	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\sigma_{si}$ (MPa)	Observation
40x40	-922.04	0.408	4.93	4.87	73.8	73.1	Condition vérifiée
	-201.6	- 6.292	1.5	0.64	21.5	10.6	Condition vérifiée
	-342.42	-13.059	2.7	0.93	38.6	16	Condition vérifiée
35x35	-712.78	0.971	5.17	4.97	77.3	74.8	Condition vérifiée
	-90.8	-6.37	1.33	0	18.2	11.7	Condition vérifiée
	-164.01-	-21.263	3.78	0	49.1	23.9	Condition vérifiée
30x30	-333.27	1.277	3.42	3	50.6	45.7	Condition vérifiée
	-12.51	0.037	0.13	0.11	1.88	1.73	Condition vérifiée
	-42.5	-18.354	4.92	0	52	122.3	Condition vérifiée

Tableau VII.1.11 Vérification des contraintes dans les poteaux à L'ELS sens (y-y)

**Conclusion**

Le ferraillage final adopté pour les poteaux dans les deux sens comme suit

Niveaux	Section	A adopté (cm <sup>2</sup> )
RDC/1	40 x 40	3HA16 =6,03 cm <sup>2</sup>
2 ;3 ;4	35 x 35	3HA14= 4,62 cm <sup>2</sup>
5 ;6 ;7 terrasse	30 x 30	3HA12=3,39 cm <sup>2</sup>

## VII.2. Ferrailage des poutres :

### VII.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Q  $\Rightarrow$  à l'ELU
- G+Q±E  $\Rightarrow$  RPA 2003
- 0,8G±E  $\Rightarrow$  RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS :

- G+Q  $\Rightarrow$  à l'ELS

### VII.2.2. Recommandation et exigence de l'RPA :

#### a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- **Pourcentage total minimum**

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ , en toute section.

- **Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\% (b \times h)$  ;  $\Rightarrow$  En zone courante.

$A_{\max} = 6\% (b \times h)$  ;  $\Rightarrow$  En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total Minimum	Pourcentage total Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ ,	Zone courante. $A_{\max} = 4\% (b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% (b \times h)$
<b>Poutre principale (30 × 40)</b>	6	48	72
<b>Poutre secondaire (30 × 35)</b>	5.52	42	63

Tableau VII.2.1 : Section des armatures longitudinales.

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travées au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **50φ** en zone IIa.

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espaceur maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale  $\Rightarrow S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante  $\Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

**Avec :** φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VII.2.3. Calcul des armatures a l'ELU :**

**A. Calcul des armatures longitudinales**

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \cdot f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ cas accidentel.} \\ 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ cas durable} \end{cases}$$

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14 ,2	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,48	1	400	400

**Tableau VII.2.2 :** Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

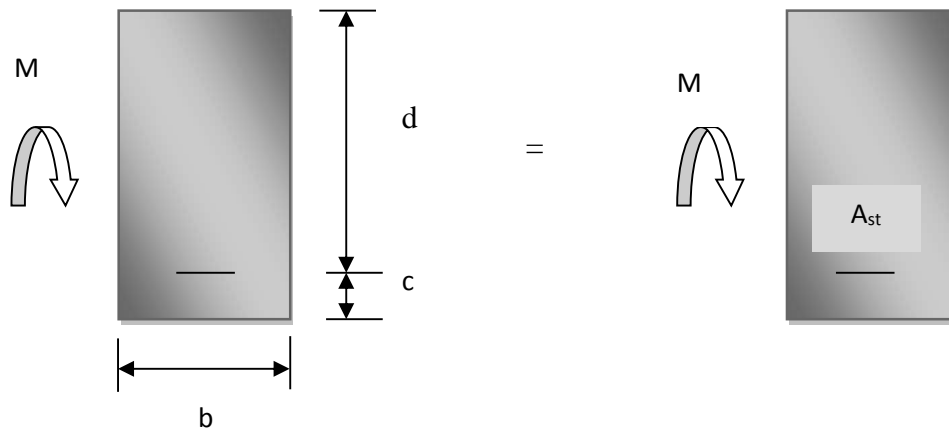
➤ **Étapes de calcul :**

Le moment réduit limite «  $\mu_1$  » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcul le moment réduit «  $\mu$  » avec la relation précédente et on le compare à «  $\mu_1$  » deux cas se présente à nous :

✓ **1<sup>ère</sup> cas :**  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow A_{sc}=0$



**Fig.VII.1:** Disposition de l'armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  et  $\gamma_s = 1,15$

✓ **2<sup>ème</sup> cas :**  $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$  Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

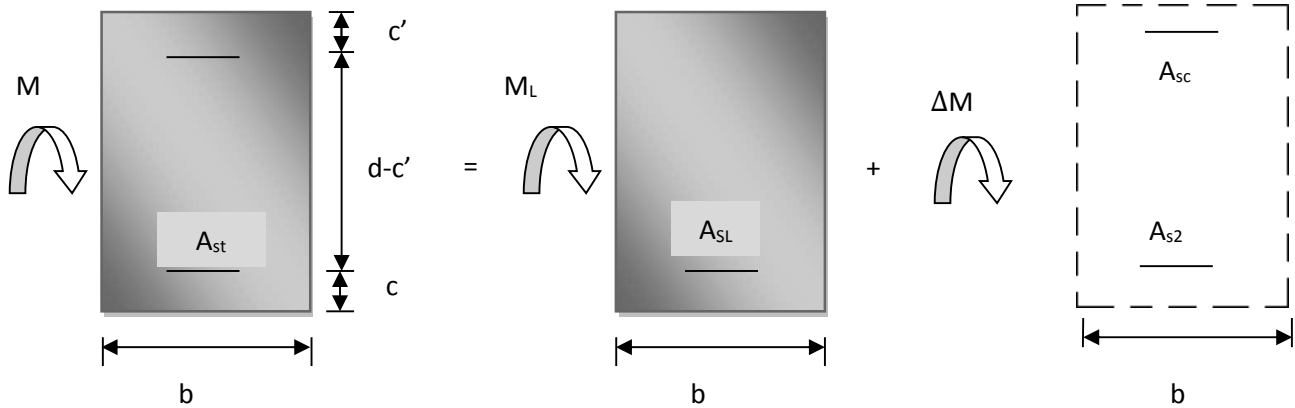


Fig.VII.2 : Disposition des armatures S.D.A.

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

❖ Les poutres principales :

Aux appuis :

Etage	M <sub>max</sub> KN.m	Combinaison	μ	Obs	β	A <sub>st</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A adoptée (Cm <sup>2</sup> )
RDC	32,022	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex/ G+Q-Ey	0,054	SSA	0,972	2,56	3HA14+3HA12	8,01
Et1	47,716	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,081	SSA	0,957	3,88	3HA14+3HA12	8,01
ET2	51,301	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,087	SSA	0,954	4,19	3HA14+3HA12	8,01
ET3	55,922	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,095	SSA	0,949	4,58	3HA14+3HA12	8,01
ET4	58,712	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,100	SSA	0,947	4,83	3HA14+3HA12	8,01
ET5	66,839	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,114	SSA	0,939	5,54	3HA14+3HA12	8,01
ET6	69,913	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,119	SSA	0,936	5,55	3HA14+3HA12	8,01
ET7	70,125	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,120	SSA	0,936	5,84	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VII.2.3 : Ferraillage des poutres principales aux appuis :

En travée :

Etage	M <sub>max</sub> KN.m	Combinaison	M	Obs	β	A <sub>st</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A adoptée (Cm <sup>2</sup> )
RDC	26,525	ELU	0,045	SSA	0,976	2,11	3HA14	4,62
ET1	27,192	ELU	0,046	SSA	0,976	2,17	3HA14	4,62
ET2	27,662	ELU	0,047	SSA	0,975	2,2	3HA14	4,62
ET3	28,038	ELU	0,048	SSA	0,975	2,24	3HA14	4,62
ET4	29,40	ELU	0,050	SSA	0,974	2,35	3HA14	4,62
ET5	32,263	ELU	0,055	SSA	0,971	2,58	3HA14	4,62
ET6	33,938	ELU	0,058	SSA	0,970	2,72	3HA14	4,62
ET7	34,701	ELU	0,059	SSA	0,969	2,78	3HA14	4,62

Tableau VII.2.4 : Ferraillage des poutres principales en travée :

❖ Les poutres secondaires :

Aux appuis :

Etage	M <sub>max</sub> KN.m	Combinaison	M	Obs	β	A <sub>st</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A adoptée (Cm <sup>2</sup> )
RDC	15,568	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,035	SSA	0,981	1,45	3HA12+2HA12	5,56
ET1	49,502	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,113	SSA	0,939	4,83	3HA12+2HA12	5,56
ET2	49,607	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,113	SSA	0,939	4,84	3HA12+2HA12	5,56
ET3	48,563	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,111	SSA	0,940	4,73	3HA12+2HA12	5,56
ET4	47,297	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,108	SSA	0,943	4,60	3HA12+2HA12	5,56
ET5	46,89	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,107	SSA	0,943	4,56	3HA12+2HA12	5,56
ET6	46,241	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,106	SSA	0,944	4,49	3HA12+2HA12	5,56
ET7	38,613	0,8G+EX / 0,8G+Ey G+Q-Ex / G+Q-Ey	0,088	SSA	0,954	3,71	3HA12+2HA12	5,56

Tableau VII.2.5 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis

En travée :

Etage	M <sub>max</sub> KN.m	Combinaison	M	Obs	β	A <sub>st</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A adoptée (Cm <sup>2</sup> )
RDC	3,956	ELU	0,009	SSA	0,995	0,36	3HA12	3,39
Et1	8,249	ELU	0,018	SSA	0,991	0,76	3HA12	3,39
ET2	12,103	ELU	0,027	SSA	0,986	1,12	3HA12	3,39
ET3	16,099	ELU	0,036	SSA	0,982	1,5	3HA12	3,39
ET4	17,879	ELU	0,040	SSA	0,980	1,67	3HA12	3,39
ET5	19,185	ELU	0,043	SSA	0,978	1,79	3HA12	3,39
ET6	21,63	ELU	0,049	SSA	0,974	2,03	3HA12	3,39
ET7	18,807	ELU	0,043	SSA	0,978	1,76	3HA12	3,39

Tableau VII.2.6 : Ferraillage des poutres secondaires en travée

VII.2.4. Vérification a l’ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales de (30 × 40) cm<sup>2</sup>:  $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,340\text{cm}^2$

✓ Poutres secondaires de (30 × 35) cm<sup>2</sup>:  $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,1592\text{cm}^2$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poutres		A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vérifications
Principales	En travée	4,62	1,340	CV
	Aux appuis	6,88	1,340	CV
Secondaires	En travée	3,39	1,159	CV
	Aux appuis	5.56	1,159	CV

Tableau VII.2.7 : Condition de non fragilité.

❖ **Armatures longitudinales : [RPA99 version 2003 /Art 7.5.2.1].**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\text{Min}} = 0,5 \% (b \times h)$$

➤ **Poutre principale :**

$$\text{Lit inférieure : } 3\text{HA}14 = 4,62\text{cm}^2$$

$$\text{Lit supérieure : } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Min}} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{St}} = 11,5 > A_{\text{Min}} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$\text{Lit inférieure : } 3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$$

$$\text{Lit supérieure : } 3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 5,56\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Min}} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$$

$$A_{\text{St}} = 8,95 > A_{\text{Min}} = 5,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales : [RPA99 version 2003 /Art 7.5.2.2]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\checkmark \text{ Zone nodale} \Rightarrow S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$$

$$\checkmark \text{ Zone courante} \Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$$

**Avec :**  $\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	Calcul de (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	Zone nodale $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right)$	Min [10 ; 16.8; 30]	$S_t = 8 \text{ cm}$	0.72	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15 \text{ cm}$	1.35	
Poutre Secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right)$	Min [8.75 ; 16.8; 30 ]	$S_t = 8 \text{ cm}$	0,72	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$	$S_t = 15 \text{ cm}$	1.35	

Tableau VII.2.8 : Armatures transversales.

### VII.2.5. Vérification aux cisaillements : [BAEL 91 modifiée 99 /Art 5.1.1]

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 :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$

$T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
	T max						
Principales	T max	121,72	30	37	1,09	3,33	CV
Secondaires	T max	61,64	30	32	0,642	3,33	CV

Tableau VII.2.9 : Vérification aux cisaillements.

❖ Influence de l'effort tranchant :

➤ Influence sur le béton : [BAEL91 modifiée 99 /Art A.5.1.313].

Il faut vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ Poutre principale :

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,37 \times \frac{25000}{1,5} = 666 \text{ KN}$$

✓ Poutre secondaire :

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,32 \times \frac{25000}{1,5} = 576 \text{ KN}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observations
	T max						
Principales	T max	121,72	30	37	25	666	CV
Secondaires	T max	61,64	30	32	25	576	CV

Tableau VII.2.10 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ **Influence sur les armatures : [BAEL91 modifiée 99 /Art A.5.1.312]**

Il faut vérifier que :

$$A_t \geq \frac{y_s}{f_e} \left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right)$$

- Si  $\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) < 0$   $\longleftrightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.
- Si  $\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) > 0$   $\longleftrightarrow$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur l'acier sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Effort tranchant (KN)		Moment $M_u$ (KN.m)	d (cm)	$F_e$ (MPa)	$\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right)$
Principales	T max	121,72	62,957	37	400	-67,33
Secondaires	T max	61,64	48,929	32	400	-108,25

**Tableau VII.2.11 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers.**

- **Poutres principales :**  $\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) = -67,33 \text{ KN} < 0$
  - **Poutres secondaires :**  $\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) = -108,25 \text{ KN} < 0$
- $\Rightarrow$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**VII.2.6. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainements des barres : [BAEL91 modifiée /Art. A.6.1.3]**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\Psi = 1,5$  Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence à l'entraînement des armatures au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\bar{\tau}_{se} < \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i$  : périmètre utile des aciers.

✓ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 14) + (2 \times 3,14 \times 12) = 207,24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{121,72 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 207,24} = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\sum U_i = \sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 12) + (2 \times 3,14 \times 12) = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{61,64 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 188,4} = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

❖ **Conclusion :**

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

### VII.2.7. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ( $\phi 12$  ;  $\phi 14$ ) ; donc leurs longueurs de scellement sont les suivantes :

✓ **Pour les T<sub>12</sub> :**  $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$

✓ **Pour les T<sub>14</sub> :**  $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0,4 l_s$ , pour les aciers HA.

✓ Pour les  $\phi 12$  :  $l_a = 16,93 \text{ cm.}$

✓ Pour les  $\phi 14$  :  $l_a = 19,75 \text{ cm.}$

### VII.2.8. Vérification a l'ELS :

#### a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré **peu nuisible**, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### b. Etat limite de compression du béton (flèche) : [BAEL91 modifiée 99 /Art.B.6.5]

Ont fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

##### ❖ Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8\text{mm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,00047 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,447 \text{ mm} < \bar{f} = 0,8 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ❖ Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2\text{mm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,000039 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,039\text{mm} < \bar{f} = 7,2 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### c. Vérification des contraintes :

##### ✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferrailage, à l'ELS. On aura les valeurs de  $K_1$  et  $\beta_1$ .

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

##### ✓ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant :

		Moment à l'ELS [KN.m]	A <sub>st</sub> [cm <sup>2</sup> ]	b	d	ρ	β <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> [MPa]	σ̄ <sub>st</sub> [MPa]	Obs	K <sub>1</sub>	σ <sub>bc</sub> [MPa]	σ̄ <sub>bc</sub> [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	25,342	4,62	30	37	0,619	0,887	167,13	348	CV	28,10	5,95	15	CV
	Appuis	57,878	6,88			0,416	0,619	367,30		CV	35,50	10,34		CV
Poutres secondaires	Travées	15,67	3,39	30	32	0,579	0,860	167,96		CV	20,71	8,11		CV
	Appuis	48,318	5,56			0,353	0,907	299,41		CV	38,76	772		CV

Tableau VII.2.12 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

❖ Remarque :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées.



### VII.3. Ferrailage des voiles:

#### VII.3.1. Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et 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'exploitation (**Q**), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Avec :

**Zone I**     ⇒     RDC, ET1.

**Zone II**    ⇒     ET2, ET4.

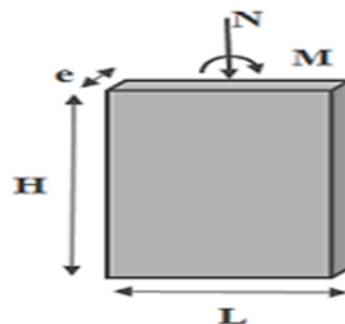
**Zone III**   ⇒     ET7, ET7.

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous.

Selon le BAEL 91 :

ELU (1,35G+1,5Q).    ELS (G+Q)

Selon RPA99 modifié en 2003 :  $G+Q\pm E$ ,      $0,8G\pm E$



**Figure VII.3.1** : La convention de signes pour les efforts internes dans les voiles.

### VII.3.2 Méthodes de calcul:

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferrailage des voiles parmi lesquelles :

- **Méthodes des bandes** qui repartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.
- **Méthode classique** qui consiste au calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus).

La méthode utilisée est la méthode des bandes, qui se fait pour une bande de 1m de largeur(**d**).

#### ➤ Exposé de la méthode des bandes :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton ;

**I** : moment d'inertie du trumeau ;

**V et V'** : Bras de levier  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$  .

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante (art.7.7.4. RPA2003)

$$d \leq \min\left(\frac{h_c}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

Avec :

$h_c$ : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$ : Longueur de la zone comprimée

### VII.3.3 Efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée:**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{2} . d . e \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} . d . e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} . d . e \qquad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} . d . e$$

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} . d . e$$

**Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en d'inversion de l'action sismique.

- ✓  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).
- ✓  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimé (S.E.C)
- ✓  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : Sont des signe contraire on aura section partiellement comprimé (S.PC).

### VII.3.4 Sections d'armatures :

- **Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 modifié 2003)**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

**Avec :**

**B :** section du voile

Situation accidentelle :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$       avec :  $\gamma_s = 1$

Situation accidentelle :  $\sigma_s = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_s} = 21,25 \text{MPa}$       avec :  $\gamma_s = 1$

- **Section partiellement comprimée :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$**
- **Section entièrement tendue  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$**

- **Armatures horizontales :**

**Exigence du RPA : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) :**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$
- La section des armatures horizontales doit être :  $A_H > 0,15 \% . B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

**Exigence du BAEL: (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifié 99):**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

**✓ Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux:****(Art 7.7.4.3 RPA99 modifié 2003)****➤ Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA99 modifié 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**➤ Armatures minimales:**

- **Section entièrement comprimée : (SEC) (Art A.8.1,21/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Section partiellement comprimée :(SPC)**

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,2\% . B$$

- **Section entièrement tendue : (SET)**
  - **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,15\% \times B$$

- **Diamètre minimum : (Art A7-7-4.3/ RPA99 modifié 2003)**

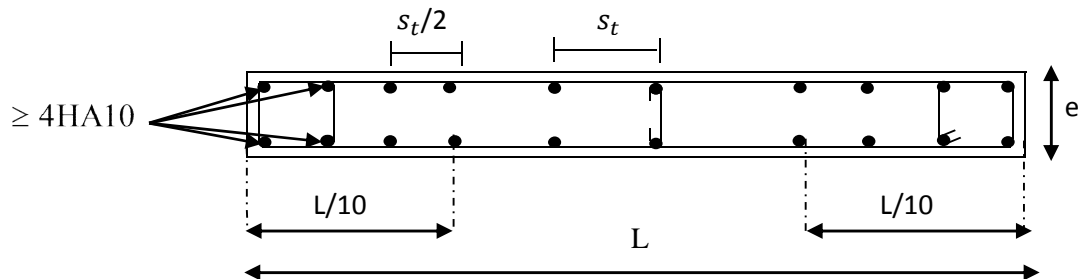
Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **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  $> 4HA10$  ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **Espacement : (Art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $s_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm})$   **$s_t \leq 30 \text{ cm}$**

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm



*Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à:

- **40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible .

- **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003) :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}, V=1,4T$$

Avec : **T** : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

### VII.3.5 Vérifications à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

**N<sub>s</sub>** : Effort normal appliqué

**B** : Section du béton

**A** : Section d'armatures adoptée.

#### 1- Vérification de la contrainte de cisaillement:

✓ **D'après le RPA (Art 7.7.2. RPA 99 modifié 2003)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Avec :

**b**: Epaisseur du linteau ou du voile

**d** : Hauteur utile (  $d = 0,9 h$  ) ;

**h**: Hauteur totale de la section brute.

✓ **D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$

Pour la fissuration préjudiciable.

❖ **Exemple de calcul :**

**Zone I :**

• **Caractéristiques géométriques :**

Avec :  $L = 1,2 \text{ m}$  ;  $e = 0,20 \text{ m}$  ;  $B = 0,24 \text{ m}^2$

**a) Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 9990,37 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -7031,1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Section partiellement comprimée**

- **Largeur de la zone comprimée:**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{9990,37}{9990,37 + 7031,1} \times 1,2 = 0,7\text{m} \Rightarrow L_c = 0,7\text{m}$$

### 3) Largeur de la zone tendue:

$$L_t = L - L_c = 1,2 - 0,7 = 0,5\text{m} \Rightarrow L_t = 0,5\text{m}$$

### 4) Calcul « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1,84; 0,47) \Rightarrow d = 0,47\text{m}$$

$$h_e = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}} = 4,08 - 0,4 = 3,68\text{ m}$$

$$d_{\text{adopté}} = 0,25\text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d_{\text{adopté}} = 0,25\text{ m}$$

### d) Détermination de N:

Pour la zone tendue:

$$f_{bu} = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d_2)}{L_t} = \frac{7031,1(0,5 - 0,25)}{0,5} = 3515,55\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7031,1 + 3515,55}{2} \times 0,25 \times 0,20 = 263,66\text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3515,55}{2} \times 0,25 \times 0,20 = 87,88\text{ KN}$$

### 5) Calcul des armatures transversales :

- ✓ **1<sup>ère</sup> bande :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{263,66 \times 10}{400} = 6,59\text{cm}^2$$

- ✓ **2<sup>ème</sup> bande :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{87,88 \times 10}{400} = 2,19\text{cm}^2$$

6) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{174,08}{400 \times 10^{-1}} = 4,78 \text{ cm}^2$$

7) Armature minimale :

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B \right) = \max \left( \frac{0,25 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,24 \right)$$

$$A_{\min} = \max (2,62 ; 4,8) \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 4,8 \text{ cm}^2$$

8) Calcul des sollicitations totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 6,59 + \frac{4,78}{4} = 8,98 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2,19 + \frac{4,78}{4} = 3,38 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

9) Ferraillage adopté :

Le ferraillage adopté est donné dans le tableau suivant :

	Section totale	Ferraillage adoptée	Espacement
1 <sup>ère</sup> bande	A <sub>1</sub> = 8,98 cm <sup>2</sup>	2×3HA14 = 9,24cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> = 30 cm
2 <sup>ème</sup> bande	A <sub>2</sub> = 3,38 cm <sup>2</sup>	2×3HA12 = 6,78cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> = 30 cm

10) Armatures horizontale :

✓ D'après le BAEL91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{12,06}{4} = 2,25 \text{ cm}^2$ .

✓ D'après le RPA :  $A_H \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 120 = 3,6 \text{ cm}^2$ .

On prend : A<sub>H</sub> = 3,6 cm<sup>2</sup>.

Soit : 15HA10 = 11,78 cm<sup>2</sup>/1m de hauteur, avec S<sub>H</sub> = 25cm

11) Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par 4 épingles au m<sup>2</sup> soit avec (HA8).

B) Vérifications :

- Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$S_h = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{497,92 \times 10^3}{0,24 \times 10^6 + 15 \times 12,06} = 2,07 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 2,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

✓ **Selon le RPA 2003 (A7.7.2) :**

$$\tau_b = \frac{1,4v}{b \times d} = \frac{1,4 \times 243,712 \times 10^3}{0,2 \times 0,9 \times 1,2 \times 10^6} = 1,58 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa.} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Pour la fissuration préjudiciable.

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} = \frac{243,712 \times 10^3}{0,20 \times 0,9 \times 1,2 \times 10^6} = 1,128 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa.} \Rightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Les résultats de ferrailage et des vérifications sont résumé dans les tableaux ci-dessous :**

Tableaux VII.3.1 Ferrailage des voiles longitudinales de 1.20m (VL1).

Voile VL1		zone I	zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2	
	ep (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,24	0,24	0,24	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	9990,37	5935,79	4788,01	
	$\sigma_{min}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	-7031,10	-4110,25	-3824,79	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)	174,08	156,27	312,35	
	Lt (m)	0,5	0,49	0,53	
	Lc (m)	0,7	0,71	0,67	
	d (m)	0,47	0,47	0,44	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	3515,55	2055,125	1912,39	
	N(KN)	N1	261,39	151,35	152,87
		N2	87,13	50,45	50,96
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	6,53	3,78	3,82
		Av2	2,18	1,26	1,27
	Avj (cm <sup>2</sup> )		4,79	4,30	3,43
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	7,73	4,86	4,68
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	3,38	2,34	2,13
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,93	4,96	4,67
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	9,24	6,78	6,78
		Bonde 2	6,78	6,78	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12
		Bonde2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	St(cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A <sub>H</sub> /nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		3,60	3,60	3,60
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		11,78	10,21	10,21
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		15HA10	13HA10	13HA10
	S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25
Vérification des contraintes	<b>Armature transversal</b>		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	t <sub>b</sub> (MPa)	1,580	1,418	1,133
		t <sub>u</sub> (MPa)	1,128	1,013	0,809
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	497,92	417,31	229,35
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	1,961	1,668	0,917

Tableaux VII.3.2 Ferrailage des voiles longitudinales de 2.5m (VL2).

Voile VL2		zone I	zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,50	2,50	2,50		
	ep (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m <sup>2</sup> )	0,50	0,50	0,50		
Sollicitation de calcul	σmax (KN/cm <sup>2</sup> )	8313,60	5385,90	4714,18		
	σmin (KN/cm <sup>2</sup> )	-4543,09	-1942,91	-2702,40		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V(KN)	288,70	183,31	91,65		
	Lt (m)	0,88	0,66	0,91		
	Lc (m)	1,62	1,84	1,59		
	d (m)	1,08	1,22	1,06		
	σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2271,54	971,45	1351,20		
	N(KN)	N1	301,01	96,58	184,63	
		N2	100,34	32,19	61,54	
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	7,53	2,41	4,62	
		Av2	2,51	0,80	1,54	
	Avj (cm <sup>2</sup> )		7,94	5,04	2,52	
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=Av1+Avj/4	9,51	3,67	5,25	
		A2=Av2+Avj/4	4,49	2,07	2,17	
	Amin (cm <sup>2</sup> )		11,32	12,86	11,12	
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	15,4	15,4	11,31	
		Bonde 2	15,84	15,84	15,84	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA12
			Bonde2	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12
St(cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
AH /nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		7,50	7,50	7,50		
AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11,78	10,21	10,21		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		15HA10	13HA10	13HA10		
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25		
Vérification des contraintes	<b>Armature transversal</b>		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	<b>contrainte</b>	t <sub>b</sub> (MPa)	1,257	0,798	0,399	
		t <sub>u</sub> (MPa)	0,898	0,570	0,285	
	<b>ELS</b>	N <sub>s</sub> (kN)	1282,17	1081,63	599,95	
		σ <sub>bc</sub> (MPa)	2,448	2,065	1,145	

Tableaux VII.3.3 Ferrailage des voiles transversales de 3 m (VT1).

Voile VT1		zone I	zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00	
	ep (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,60	0,60	0,60	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	8637,65	6239,02	3245,88	
	$\sigma_{min}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	-6186,63	-4428,80	-2364,47	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)	412,92	343,47	223,47	
	Lt (m)	1,25	1,25	1,25	
	Lc (m)	1,75	1,75	1,75	
	d (m)	1,17	1,17	1,17	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	3093,31	2214,40	1181,23	
	N(KN)	N1	580,92	413,69	224,21
		N2	193,64	137,90	74,74
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	14,52	10,34	5,61
		Av2	4,84	3,45	1,87
	Avj (cm <sup>2</sup> )		11,36	9,45	6,15
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	17,36	12,70	7,14
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	7,68	5,81	3,40
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,2	12,28	12,15
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	18,47	13,57	13,57
Bonde 2		15,83	15,83	15,83	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
		Bonde 2	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12
	St(cm)	Bonde 1	12	12	12
		Bonde 2	20	20	20
	A <sub>H</sub> /nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		9,00	9,00	9,00
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		11,78	10,21	10,21
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		15HA10	13HA10	13HA10
	S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	t <sub>b</sub> (MPa)	1,499	1,247	0,811
		t <sub>ti</sub> (MPa)	1,071	0,890	0,579
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1066,08	871,37	465,19
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	1,699	1,397	0,746

Tableaux VII.3.4 Ferrailage des voiles transversales de 2 m (VT2).

Voile VT2		zone I	zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,00	2,00	2,00	
	ep (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,40	0,40	0,40	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	6910,24	4488,96	4268,04	
	$\sigma_{min}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	-3032,59	-1842,25	-1952,67	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)	141,32	202,58	74,94	
	Lt (m)	0,61	0,58	0,63	
	Lc (m)	1,39	1,42	1,37	
	d (m)	0,93	0,95	0,91	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	1516,29	921,12	976,33	
	N(KN)	N1	138,74	80,41	91,94
		N2	46,25	26,80	30,65
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	3,47	2,01	2,30
		Av2	1,16	0,67	0,77
	Avj (cm <sup>2</sup> )		3,89	5,57	2,06
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	4,44	3,40	2,81
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	2,13	2,06	1,28
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,73	9,93	9,61
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	12,32	12,32	12,32
		Bonde 2	13,57	13,57	13,57
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
		Bonde 2	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	St(cm)	Bonde 1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A <sub>H</sub> /nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		6,00	6,00	6,00
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		11,78	10,21	10,21
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		15HA10	13HA10	13HA10
	S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	t <sub>b</sub> (MPa)	0,769	1,103	0,408
		t <sub>ti</sub> (MPa)	0,550	0,788	0,291
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1023,74	828,51	465,08
$\sigma_{bc}$ (MPa)		2,435	1,971	1,106	



## 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).

### VIII .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.

### VIII.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.

### VIII .3. pré-dimensionnement des fondations :

#### VIII.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 :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}). \text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 922.04 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,14 \text{ m}^2$$

**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.

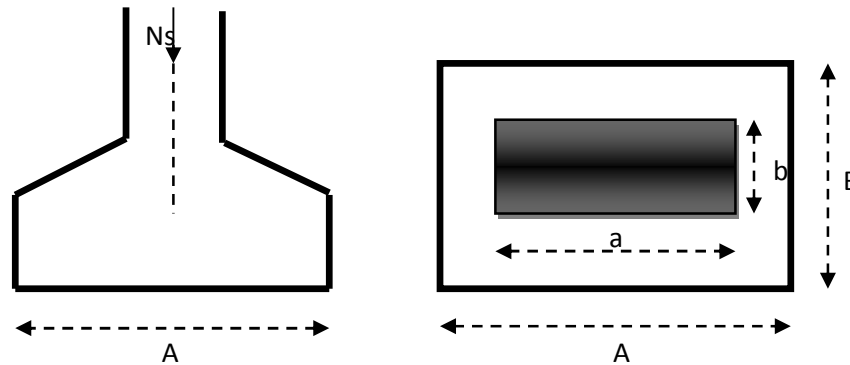


Figure VIII-1 : Schéma de la semelle isolée.

### VIII.3.2. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à 1 ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

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 ;

**$\sigma_{sol}$**  : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$ ).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :  
Sens longitudinale:

VOILE	N <sub>s</sub> (KN)	L(m)	B(m)	S=B×L(m <sup>2</sup> )
VL1/1	383.87	1.2	1.59	1.908
VL1/2	383.87	1.2	1.59	1.908
VL1/3	404.09	1.2	1.68	2.016
VL1/4	409.09	1.2	1.68	2.016
VL1/5	495.85	1.2	2.06	2.472
VL1/6	497.91	1.2	2.07	2.484
VL1/7	495.85	1.2	2.06	2.472
VL1/8	497.91	1.2	2.07	2.484
VL1/9	467.17	1.2	1.94	2.328
VL1/10	474.47	1.2	1.97	2.364
VL1/11	474.47	1.2	1.97	2.364
VL1/12	467.17	1.2	1.94	2.328
VL2/1	1282.17	2.5	5.34	13.35
VL2/2	1282.17	2.5	5.34	13.35
				53.838

**Tableau VIII-1:** Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

Sens transversal :

VOILE	N <sub>s</sub> (KN)	L(m)	B(m)	S=B×L(m <sup>2</sup> )
VT1/1	913.94	3	1.52	4.56
VT1/2	913.94	3	1.52	4.56
VT1/3	1066.70	3	1.77	5.31
VT1/4	1066.70	3	1.77	5.31
VT2/1	1023.74	2	2.55	5.1
VT2/2	1023.74	2	2.55	5.1
				29.94

**Tableau VIII-2:** Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est :  $A_{sv} = S_1 + S_2 = 53.838 + 29.94 = 83.778 \text{ m}^2$

### VIII.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 :  $R = \sum N_i$ .

2-Détermination de coordonnée de la résultante R :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$ .

3 - Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si  $e \leq \frac{L}{6}$  —————> Répartition trapézoïdale.

Si  $e > \frac{L}{6}$  —————> Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4-Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$  Avec : **L** 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	$N_{ser}(KN)$	$M_i(KN,m)$	$e_i(m)$	$N_{ser} \times e_i(KN.m)$
6	552.65	-8.717	9.1	5029.115
5	765.66	-3.74	5.6	4287.696
4	570.63	3.472	1.6	913.008
3	922.11	-3.874	-2	-1844.22
2	776.1	4.392	-5.6	-4346.16
1	672.23	8.297	-9.1	-6117.293
Somme	4259.38	-0.17		-2077.854

Tableau VIII-3 : Détermination de la résultante des charges.

#### Exemple de calcul :

- ✓ La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \sum N_i = 4727.4$
- ✓ Coordonnées de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = \frac{-2077.854 - 0.17}{4259.38} = -0.48$
- ✓ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.48 \leq \frac{L}{6} = \frac{18.6}{6} = 3.1 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4259.38}{18.6} \left( 1 + \frac{6 \times -0.48}{18.6} \right) = 193.54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4259.38}{18.6} \left( 1 - \frac{6 \times -0.48}{18.6} \right) = 264.45 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4259.38}{18.6} \left( 1 + \frac{3 \times -0.48}{18.6} \right) = 211.26 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{211.26}{200} = 1,05 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,5m.**

On aura donc **S = 1,5 × 18.6 × 6 = 167.4m<sup>2</sup>**

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : **St = S + Sv**

$$\mathbf{St = 167.4 + 83.778 = 251.18m^2}$$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\mathbf{S_{bat} = 18.6 \times 17.5 = 325.50 \text{ m}^2}$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{251.18}{325.50} = 0,77 \Rightarrow 77\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 77% 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.

### VIII.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.

#### VIII.4.1. Pré dimensionnement du radier

- **Condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\text{min}} = 25\text{cm}$ ).

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\text{max}}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

**Avec :**

**L<sub>e</sub>** : 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  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MP}$

**L<sub>max</sub>**: Distance maximale.

$$\text{d'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.77 \text{ m}$$

- **Condition forfaitaire :**  $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$   $0,5 \leq h \leq 0.8$

Avec :  $L_{\max} = 4 \text{ m}$ .

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de :  **$h = 100 \text{ cm}$** .

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm}}$$

➤ **La nervure:**

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h_n = 100 \text{ cm}}$$

**D'où:**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 \rightarrow \mathbf{b_n = 50 \text{ cm}}$$

**Résultats :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle:  **$h_d = 30 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la nervure:  **$h_n = 100 \text{ cm}$** .
- Largeur de la nervure:  **$b_n = 50 \text{ cm}$** .

### VIII.4.2. Détermination des efforts :

#### A) Charges revenant à la superstructure

Charge permanente  $G = 30148.25 \text{ KN}$

Charge d'exploitation  $Q = 4627.07 \text{ KN}$

**B) Combinaison d'action :**

$$\text{A l'ELU : } N_U = 1,35G + 1,5 Q = 47640,74 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_S = G + Q = 34775,32 \text{ KN}$$

**C) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{L'ELU : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{47640,74}{1,33 \times 200} = 179,10 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{34775,32}{200} = 173,87 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 179,10 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 325,50 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 179,10 \text{ m}^2$$

**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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \text{ Avec } h : \text{ la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\right) \rightarrow L_{\text{déb}} \geq 50 \text{ cm}$$

On prend  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} \Rightarrow S_{\text{déb}} = (18,6 + 17,5) \times 2 \times 0,50 + 4 \times (0,50)^2 = 37,1 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = 325,5 + 37,1 = 362,6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 362,6 \text{ m}^2.$$

**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 :  $g_1 = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 362,6 \times 0,3 \times 25 = 2719,5 \text{ KN}$

- Poids des nervures :  $g_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$   
 $g_2 = [(0,50 \times (1 - 0,30) \times 18,6 \times 6) + (0,50 \times (1 - 0,30) \times 17,5 \times 6)] \times 25$   
 $g_2 = 1895,25 \text{ KN}$

- Poids du TVO :  $g_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$   
Avec :  $S_{nerv} = b_n \times L \times n = (0.50 \times 18.6 \times 6) + (0.50 \times 17.5 \times 6) = 108.30 \text{ m}^2$ .

$$g_3 = (362.6 - 108.30) \times (1 - 0.3) \times 17 = 3026.17 \text{ KN.}$$

- Poids de la dalle flottante libre :  $g_4 = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$   
 $g_4 = 362.6 \times 0.1 \times 25 = 906.5 \text{ KN.}$

### Charge permanente apportée sur le radier $G_{rad}$

$$G_{rad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 2719.5 + 1895.25 + 3026.17 + 906.5 = 8547.42 \text{ KN}$$

### b) Charge permanente apportée sur le radier GT

$$G_T = P (\text{superstructure}) + P (\text{infrastructure})$$

$$= 30148.25 + 8547.42 = 38695.67 \text{ KN}$$

### c) Charge d'exploitation apportée sur le radier QT

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 4627.07 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 5 \times 362.6 = 1813 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge totale : } Q_T = 6440.07 \text{ KN}$$

### d) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_U = 1.35 G_{rad} + 1.5 Q_T = 1.35 \times 38695.67 + 1.5 \times 6440.07 = 61899.26 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_S = G_{rad} + Q_T = 41043.21 + 6940.42 = 45135.74 \text{ KN}$$

## VIII.4.3. vérifications :

### A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm; } d = 0.9 h_d = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{rad}} \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{61899.26 \times 1}{362.6} \times \frac{4}{2} = 341.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{341.42}{1 \times 0.27} = 1264.51 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.265 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.265 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**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

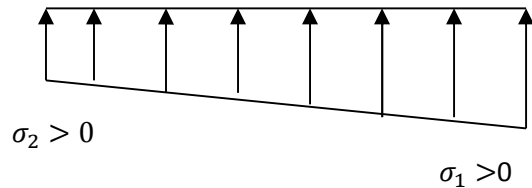
$T_{j(k=0)}$ : Effort tranchant à la base du bâtiment

$h$  : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes :(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

➤ **ELU:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$



➤ **ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

**Figure VIII-2** : Diagramme des contraintes du sol.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN /m}^2, \quad 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN /m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$V$  : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 61899.26 \text{ KN} \quad N_s = 45135.74 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 30364.459 \text{ KN.m} \quad T_{0x} = 1682.74 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 28363.34 \text{ KN.m} \quad T_{0y} = 1574.43 \text{ KN}$$

- Calcul du CDG et des moments d'inertie

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 8.75 \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.3$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

- Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{17.5 \times 18.6^3}{12} = 9384.165$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{18.6 \times 17.5^3}{12} = 8307.03$$

- Calcul des moments:

$$M_x = 30364.459 + (1682.74 \times 0,8) \longrightarrow M_x = 31710.651 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 28363.34 + (1574.43 \times 0,8) \longrightarrow M_y = 29622.884 \text{ KN.m}$$

➤ Sens longitudinal xx:

- A ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{61899.26}{362.6} + \frac{31710.65}{8307.03} \times 8.75 = 204.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{61899.26}{362.6} - \frac{31710.65}{8307.03} \times 8.75 = 137.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 204.11 + 137.31}{4} = 187.41 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 187.41 < 1.33 \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{45135.74}{362.6} + \frac{31710.65}{8307.03} \times 8.75 = 157.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{45135.74}{362.6} - \frac{31710.65}{8307.03} \times 8.75 = 91.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 157.88 + 91.08}{4} = 141.18 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 141.18 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 200 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversale yy:**

**A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{61899.26}{362.6} + \frac{29622.884}{9384.165} \times 9,3 = 200.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{61899.26}{362.6} - \frac{29622.884}{9384.165} \times 9,3 = 141.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200.07 + 141.35}{4} = 185.39 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 185.39 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{45135.74}{362.6} + \frac{29622.884}{9384.165} \times 9.3 = 153.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{45135.74}{362.6} - \frac{29622.884}{9384.165} \times 9.3 = 95.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153.84 + 95.12}{4} = 139.16 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 139.16 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**C) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91)**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

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).

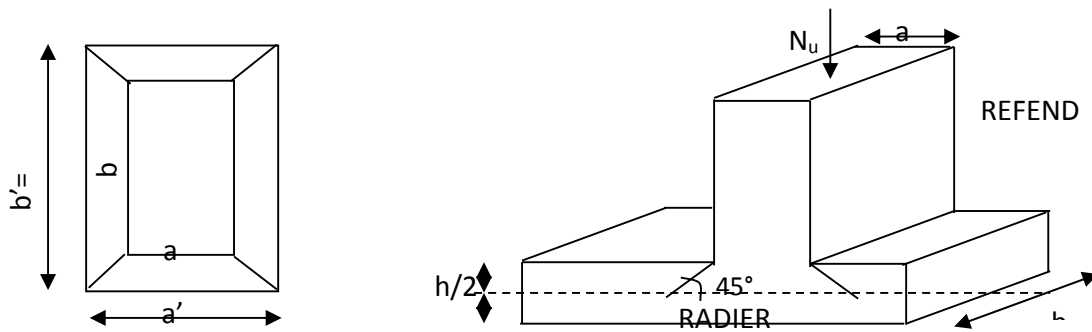


Figure VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,4 + 0,4 + 2 \times 1) = 5,6m$$

$$N_u = 1267,26 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 1267,26 < \frac{0,045 \times 5,6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4200 \text{ KN.m}$$

- **Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 2,5 + 2 \times 1) = 9,4m$$

$$N_u = 1282,17 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 1282,17 < \frac{0,045 \times 9,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7050 \text{ KN.m}$$

### VIII.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**

#### VIII.5.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :  $\sigma_m = 187,41 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS :  $\sigma_m = 141,18 \text{ KN/m}^2$

D'où :

**A l'ELU**

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 187.41 - \frac{8547.42}{362.6} = 163.84 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELS**

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 141.18 - \frac{8547.42}{362.6} = 117.61 \text{ KN/m}^2$$

**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:**  $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$  La dalle travaille dans les deux sens

✓ Dans le sens de la petite portée

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

✓ 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 :  $l_x = 3,00m$  ;  $l_y = 4,00m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{4,00} = 0,9$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
<b>1</b>	3,60	4,00	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846

**C) Calcul a l'ELU :****a) Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$v = 0; \rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

**On aura donc:**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times lx^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0458 \times 163,84 \times 3,60^2 = \mathbf{97.25 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0,778 \times 97,25 = \mathbf{75.66 \text{ KN.m}}$$

**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 :

**0.85 :** pour les moments en travées,

**0.50 :** pour les moments sur appuis intermédiaires,

**0.30 :** pour les moments sur appuis de rive.

**Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{a-x} = 0,5 \times 97,25 = 48,625 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 75,66 = 37,83 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0,3 \times 97,25 = 29,175 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,3 \times 75,66 = 22,698 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{a-x} = 0,85 \times 97,25 = 82,663 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,85 \times 75,66 = 64,311 \text{ KN.m}$$

**a. Ferrailage dans le sens x-x :**• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48.625 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,047 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.047 \rightarrow \beta_u = 0.976$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48.625 \times 10^3}{0.976 \times 27 \times 348} = 5.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5HA14 = 7,7 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{82.663 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,079 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,079 \rightarrow \beta_u = 0,959$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{82.663 \times 10^3}{0.959 \times 27 \times 348} = 9.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5HA16 = 10,05 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm

**b. Ferrailage dans le sens y-y :**• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{37.83 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,036 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta_u = 0,982$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37.83 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 348} = 4.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5HA14 = 6,15 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 20cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64.311 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,062 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta_u = 0.968$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64.311 \times 10^3}{0.968 \times 27 \times 348} = 7.07 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA16 = 8,04cm<sup>2</sup>/ml** la vec un espacement de 20 cm

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

Sens	Zone	M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	Ferraillage	ST (cm)	Section cm <sup>2</sup>
Longitudinale	<b>Aux appuis</b>	48.625	0.0427	0.976	5 HA 14	20	7,70
	<b>En travée</b>	82.663	0,079	0,959	5 HA 16	20	10,05
Transversale	<b>Aux appuis</b>	37.83	0,036	0,982	4 HA 14	20	7,70
					5HA14	20	
	<b>En travée</b>	64.311	0,062	0.968	4 HA 16 5HA16	20 20	10.05

**Tableau VIII.4.** Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

**VIII.9.4. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = w_0 \cdot b \cdot h \frac{3-(Lx/Ly)}{2} \quad \text{avec } w_0 = 0,8 \text{ ‰ pour les HA.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,90}{2} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{\text{ua}}^x = 7,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\text{ua}}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{\text{ut}}^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\text{ut}}^y = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**VIII.9.5. Calcul à l'ELS :****❖ Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0529 \times 117,61 \times 3,6^2 = 80,63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,846 \times 80,63 = 68,21 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{a-x} = 0,5 \times 80,63 = 40,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 68,21 = 34,11 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0,85 \times 80,63 = 68,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,85 \times 68,21 = 57,98 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Selon X-X:**• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{48.625}{40.32} = 1.21 \quad \text{et } \mu = 0.039 \rightarrow \alpha = 0.045 \quad \text{et : } \alpha = 0,045 < \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.355$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{82.663}{68.54} = 1.36 \quad \text{et } \mu = 0.066 \rightarrow \alpha = 0.05 \quad \text{et : } \alpha = 0,05 < \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

- **Selon Y-Y:**• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{37.83}{34.11} = 1.10 \quad \text{et } \mu = 0.033 \rightarrow \alpha = 0.04 \quad \text{et : } \alpha = 0,04 < \frac{1.10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{64.311}{57.98} = 1.10 \quad \text{et } \mu = 0.056 \rightarrow \alpha = 0.04 \quad \text{et : } \alpha = 0,04 < \frac{1.10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3$$

**La condition est vérifiée**, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

Sens	Zone	M <sub>S</sub>	M <sub>U</sub>	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\mu$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs
X-X	Appuis	40.32	48.32	1.21	0.039	0.045	0.355	CV
	Travée	34.4	34.11	1.36	0.066	0.05	0.43	CV
Y-Y	Appuis	68.54	68.54	1.10	0,033	0,04	0.3	CV
	Travée	57.98	57.98	1.10	0,056	0,04	0.3	CV

**Tableau VIII.5.** Vérification des contraintes dans le béton.

❖ -Vérification de l'espacement des barres :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{OK}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ;} \quad V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{163.84 \times 4}{2} = 327.68\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{327.68 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.21\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### VIII 10. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous . Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

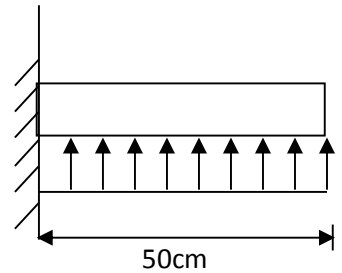


Figure VIII.4 : Schéma statique du débord

#### 1. Sollicitations de calcul :

- A l'ELU :

$$q_u = 163.84 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-163.84 \times 0,5^2}{2} = -20.48 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 117.61 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-117.61 \times 0,5^2}{2} = -14.70 \text{ KN.m}$$

#### 2. Calcul des armatures :

- Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.48 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.20} = 0,020 < \mu = 0.392$$

$$\mu_u = 0.020 \rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20.48 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Armatures des répartitions :

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

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

**3. Vérification à l'ELU :**

✚ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte **3 HA12 = 3.38 cm<sup>2</sup>/ml** avec  $S_t = 15$

$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,38 \text{ cm}^2$ ..... Condition vérifiée.

**4. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.48}{14.70} = 1.39$$

$$\mu = 0,079 \rightarrow \alpha = 0,1016$$

$$\alpha = 0,1016 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$  Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

**VIII.11. Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**

**Ferrailage de la nervure**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera 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.

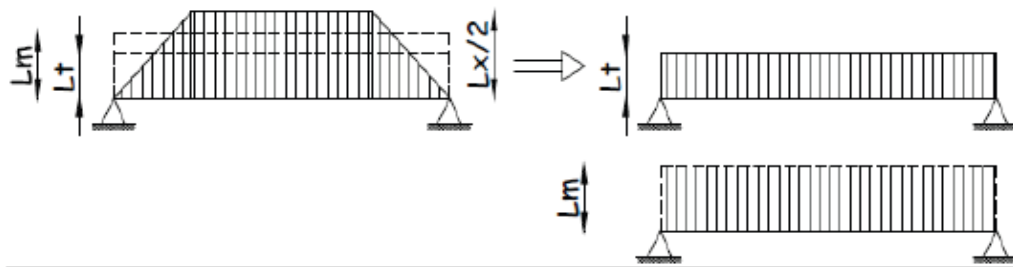


Figure VIII-5: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

**1er Cas : Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

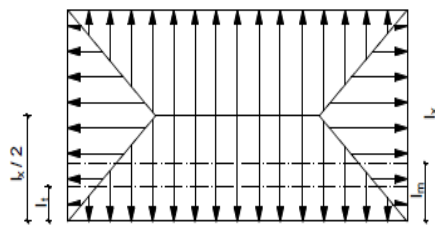


Figure VIII-6: Répartition trapézoïdale.

**2ème Cas : Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant :  $I_m = 0.333xI_x$

Effort tranchant :  $I_t = 0.25xI_x$

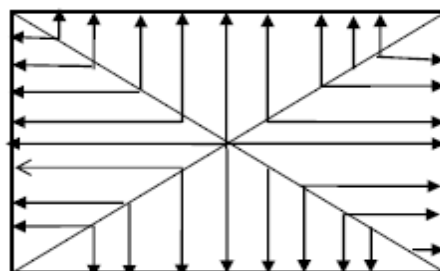


Figure VIII-7 : Répartition triangulaire.

**Détermination des charges :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 187.41 - \frac{8547.42}{362.6} - \frac{1895.25}{108.3} \right) \times 1\text{ml} = \mathbf{181.33 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 141.18 - \frac{8547.42}{362.6} - \frac{1895.25}{108.3} \right) \times 1\text{ml} = \mathbf{135.11 \text{ KN/ml}}$$

- **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	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3,5	4	0,88	triangulaire	1,17	0,88	181,33	135,11	211,34	422,68	157,47	314,94	158,66	317,33	118,22	236,44
	2	3,5	3,6	0,97	triangulaire	1,17	0,88	181,33	135,11	211,34		157,47		158,66		118,22	
B - C	1	3,6	4	0,90	triangulaire	1,20	0,90	181,33	135,11	217,38	434,76	161,97	323,94	163,20	326,39	121,60	243,20
	2	3,6	3,6	1,00	triangulaire	1,20	0,90	181,33	135,11	217,38		161,97		163,20		121,60	
C - D	1	2,9	4	0,73	triangulaire	0,97	0,73	181,33	135,11	175,11	350,22	130,48	260,95	131,46	262,93	97,95	195,91
	2	2,9	3,6	0,81	triangulaire	0,97	0,73	181,33	135,11	175,11		130,48		131,46		97,95	
D - E	1	3,6	3,6	1,00	triangulaire	1,20	0,90	181,33	135,11	217,38	434,76	161,97	323,94	163,20	326,39	121,60	243,20
	2	3,6	3,6	1,00	triangulaire	1,20	0,90	181,33	135,11	217,38		161,97		163,20		121,60	
E - F	1	3,5	4	0,88	triangulaire	1,17	0,88	181,33	135,11	211,34	422,68	157,47	314,94	158,66	317,33	118,22	236,44
	2	3,5	3,6	0,97	triangulaire	1,17	0,88	181,33	135,11	211,34		157,47		158,66		118,22	

Tableau VIII-6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- Sens transversal:

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	Lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	3,5	3,6	0,97	Triangulaire	1,17	0,88	181,33	135,11	211,34	422,68	157,47	314,94	158,66	317,33	118,22	236,44
	2	3,5	3,5	1,00	Triangulaire	1,17	0,88	181,33	135,11	211,34		157,47		158,66		118,22	
2-3	1	3,6	4	0,90	trapézoïdale	1,31	0,99	181,33	135,11	238,27	474,61	177,53	353,63	179,52	358,01	133,76	266,76
	2	3,5	4	0,88	trapézoïdale	1,30	0,98	181,33	135,11	236,34		176,10		178,50		133,00	
3-4	1	3,6	3,6	1,00	trapézoïdale	1,20	0,90	181,33	135,11	217,60	434,94	162,13	324,08	163,20	326,27	121,60	243,10
	2	3,5	3,6	0,97	trapézoïdale	1,20	0,90	181,33	135,11	217,35		161,95		163,07		121,51	
4-5	1	3,6	3,6	1,00	trapézoïdale	1,20	0,90	181,33	135,11	217,60	434,94	162,13	324,08	163,20	326,27	121,60	243,10
	2	3,5	3,6	0,97	trapézoïdale	1,20	0,90	181,33	135,11	217,35		161,95		163,07		121,51	
5-6	1	3,5	3,6	0,97	Triangulaire	1,17	0,88	181,33	135,11	211,34	422,68	157,47	314,94	158,66	317,33	118,22	236,44
	2	3,5	3,5	1,00	Triangulaire	1,17	0,88	181,33	135,11	211,34		157,47		158,66		118,22	

Tableau VIII-7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

A) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

a) Sens longitudinal :

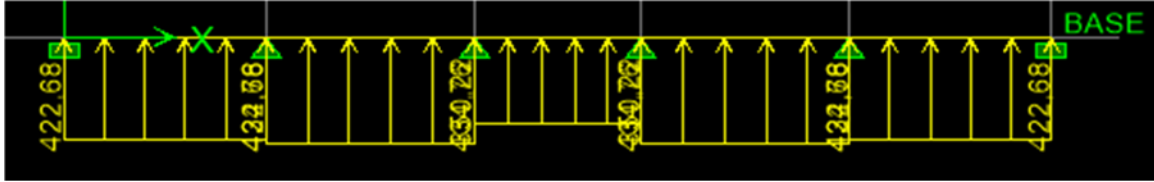


Figure VIII-8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

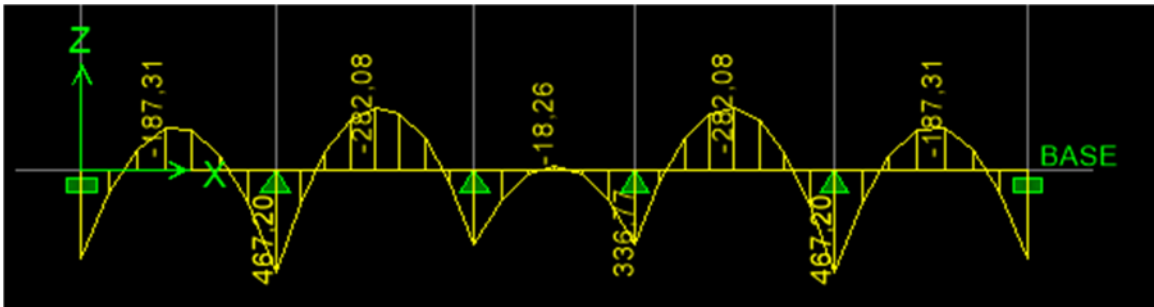


Figure VIII-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



Figure VIII-10 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

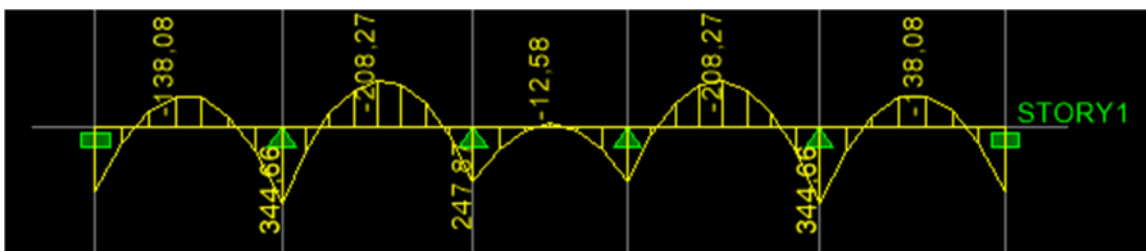


Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



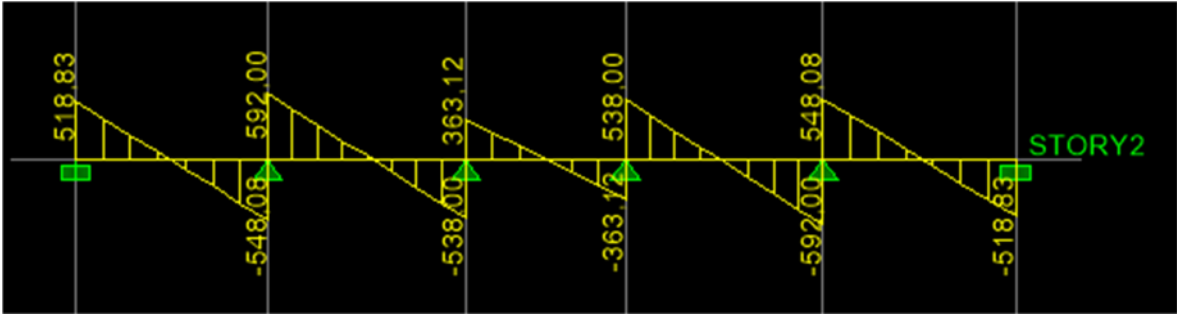


Figure VIII-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

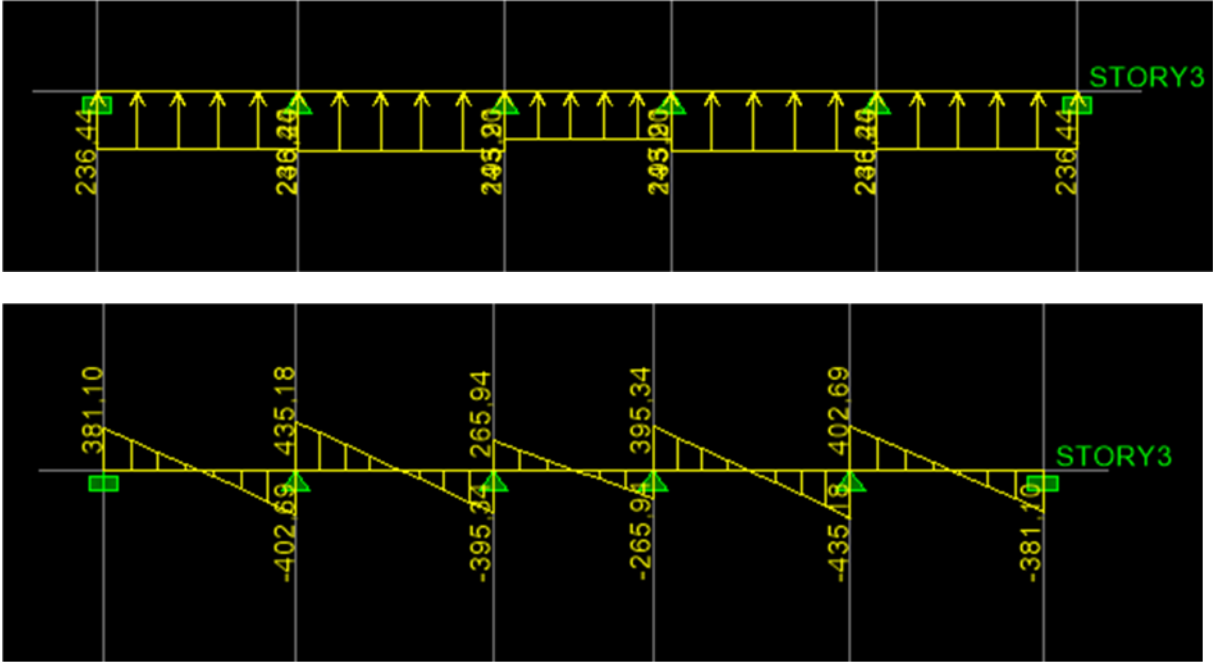


Figure VIII-13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

b) Sens transversale :

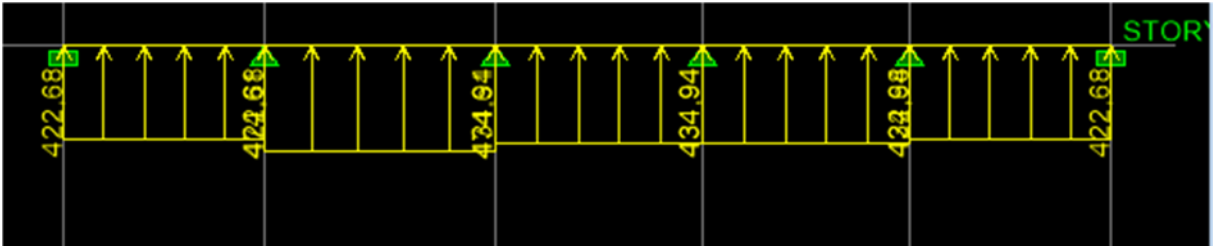


Figure VIII-14 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

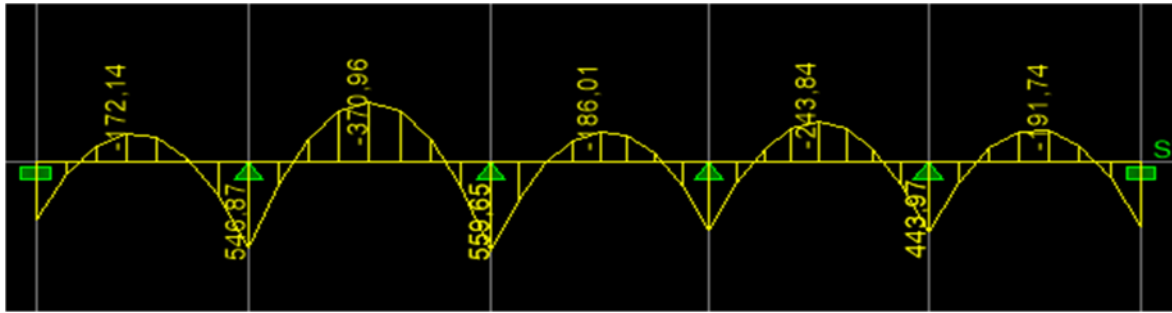


Figure VIII-15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

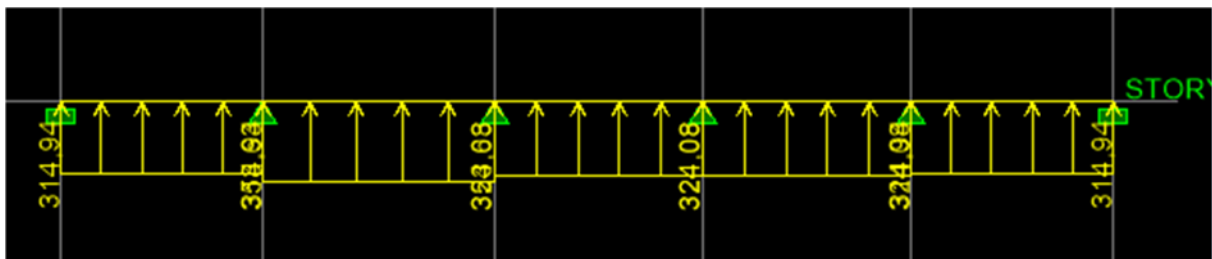


Figure VIII-16 Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

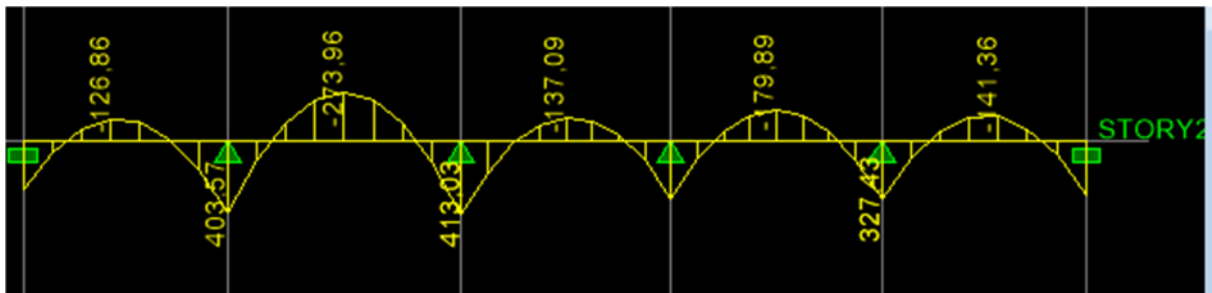
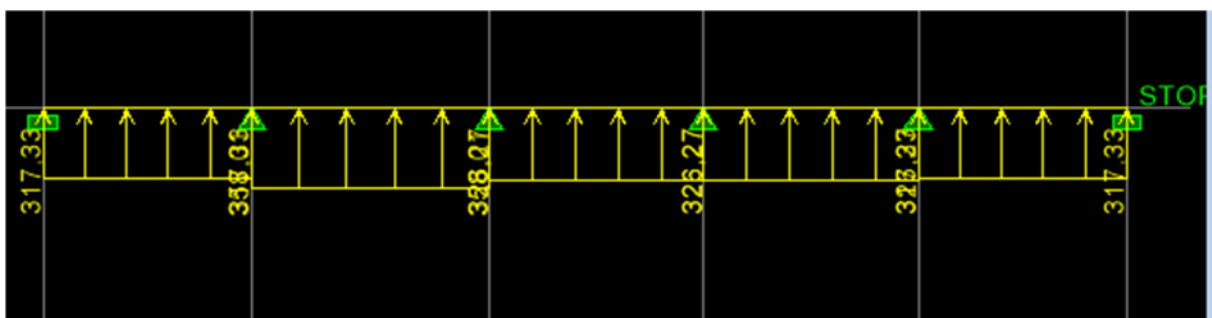


Figure VIII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



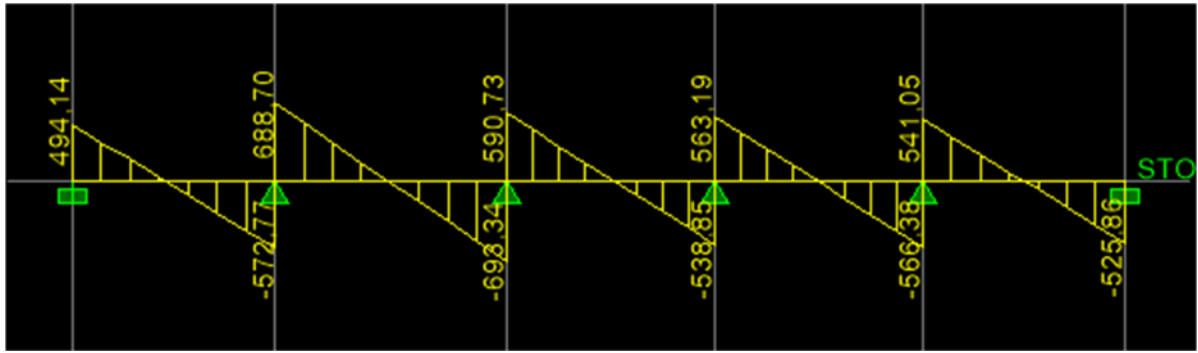


Figure VIII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

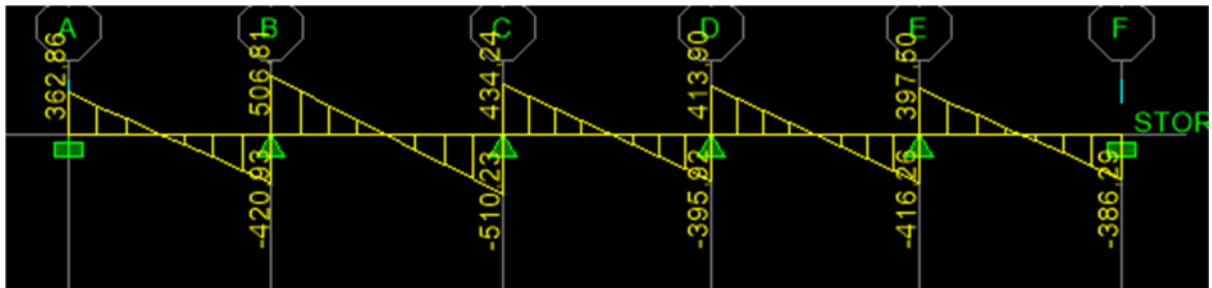
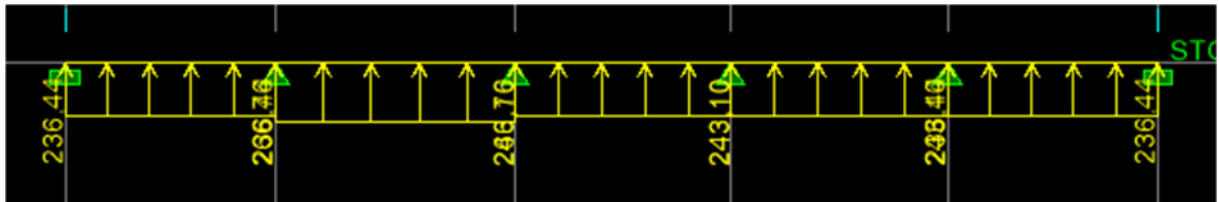


Figure VIII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

**B) Sollicitation maximale :**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\text{amax}}$ (KN.m)	467.20	344.66	559.65	413.03
$M_{\text{tmax}}$ (KN.m)	282.08	208.27	370.96	273.96
$T_{\text{max}}$ (KN)	592.00	435.18	693.34	510.23

Tableau VIII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

**C) Le ferrailage :**

**a) Armatures longitudinales :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50$  [cm],  $h = 100$  [cm],  $d = 97$  [cm],  $f_{bc} = 14,2$  [MPa],  $\sigma_{st} = 348$  [MPa]

**Exemple de calcul :**

$M_{t_{umax}} = 282.08$  [KN.m] ;  $M_{a_{umax}} = -467.20$ [KN.m]

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{467.20 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0.069 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA.}$$

$\mu_u = 0.069 \longrightarrow \beta = 0.964$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{467.20 \times 10^3}{0.964 \times 97 \times 348} = 14.35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit :  $4HA16+4HA16= 16.13$  [cm<sup>2</sup>].

			M [KN.m]	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]
Sens longitudinal	Appui		467.20	0.069	0.964	14.35	4HA16+4HA16	16,13
	Travée		282.08	0.042	0.979	8.53	4HA14+4HA14	12,32
Sens transversal	Appui		559.65	0.083	0.956	17.34	4HA20 +4HA16	20,61
	travée		370.96	0.055	0.971	11.31	4HA16+4HA14	14.20

**Tableau VIII-9 :** Ferrailage des nervures à L'ELU.

**b) Armatures transversales :**

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8$  [mm]

On prend un cadre et un étrier de  $\phi = 8$  [mm]

- **Espacement des armatures :**

- ✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = \{25; 19.2\}$$

Soit  $S_t = 20$  [cm]

- ✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 25[\text{cm}]$$

Soit  $S_t = 25$  [cm]

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 25 \times 50 = 3.75 [\text{cm}^2]$$

Soit  $A_t = 6\text{HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$  (02 cadres et 01 étrier).

#### D) Vérification à l'ELU

##### a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97 \times 2,1}{400} = 5.85 [\text{cm}^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 15.39 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 5.85 [\text{cm}^2] \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 10.77 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 5.85 [\text{cm}^2] \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 20.10 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 5.85 [\text{cm}^2] \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 14.07 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 5.85 [\text{cm}^2] \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 592.00[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 [\text{MPa}] \right) = \min(2,5 [\text{MPa}]; 4 [\text{MPa}]) = 2,5 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{592.00 \times 10^3}{500 \times 970} = 1,22 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau} = 2,5 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**E) Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{467.20}{344.66} = 1.35 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,051 \longrightarrow \alpha = 0.013$$

$$\alpha = 0.013 \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{282.08}{208.27} = 1.35 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.031 \longrightarrow \alpha = 0.013$$

$$\alpha = 0.013 \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{559.56}{413.03} = 1,35 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.061 \longrightarrow \alpha = 0.013$$

$$\alpha = 0.013 \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{370.96}{273.96} = 1,35 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.041 \longrightarrow \alpha = 0.013$$

$$\alpha = 0.013 \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

**F) 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[cm<sup>2</sup>] 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 :

$$A_p = 3 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 0,8 = 2,4[\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

Soit : **2HA14 = 3,08[cm<sup>2</sup>]**

# Conclusion

*L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister avec succès aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles sont soumises.*

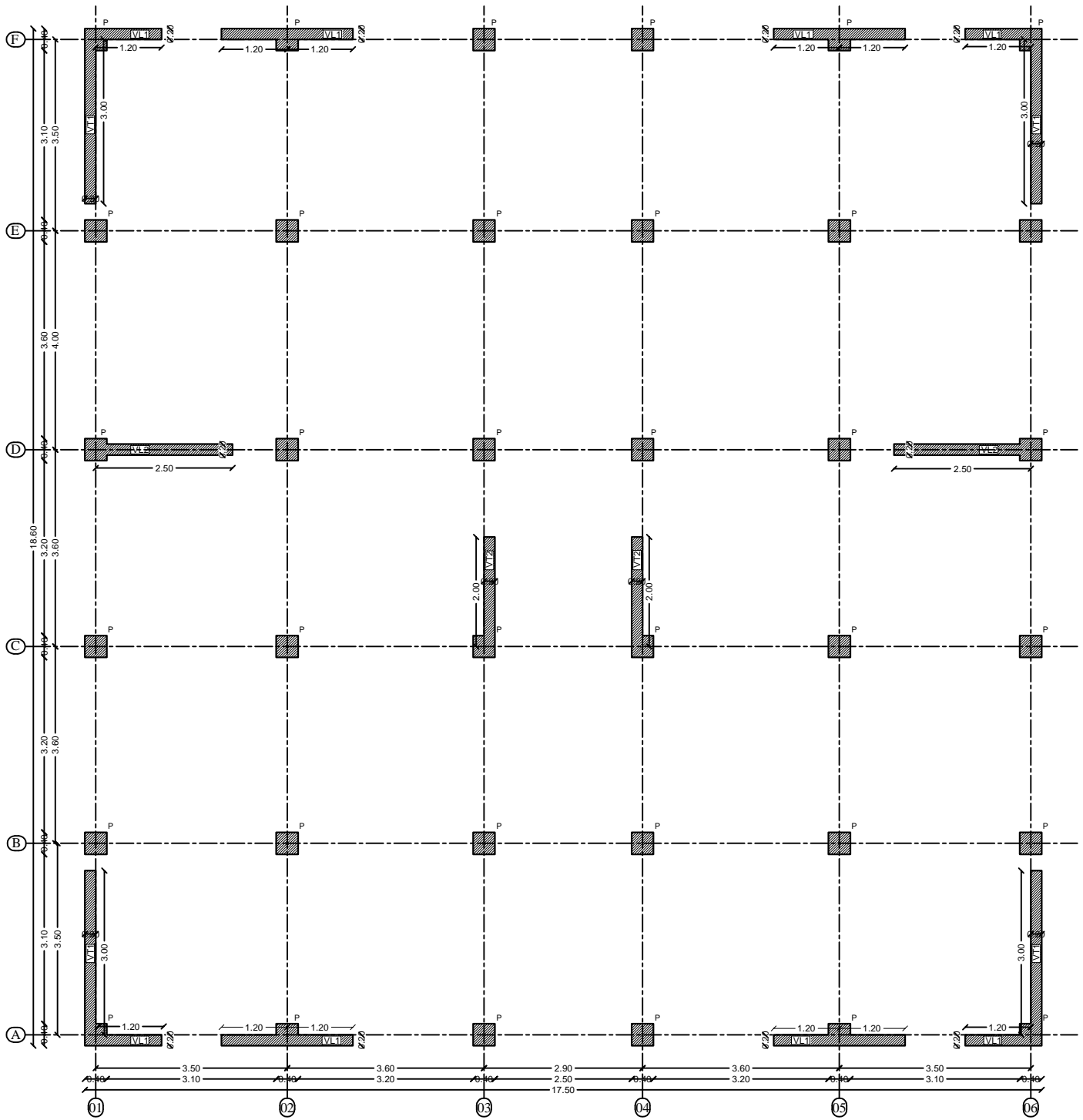
*Ainsi de vérifier la stabilité et la résistance de bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes directions.*

*Comme ce projet nous a été très bénéfique, nous espérons avoir fait de notre mieux et que ce travail apportera un plus pour les promotions future.*

# Bibliographie

- DTR. BC. 22. Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Règles BAEL 91 modifiés 99.
- Règles Parasismique Algériennes (RPA99/version 2003).
- Cours et TD pris le long le cursus (Béton, DDS, Bâtiment, MDS)  
(Formulaire de béton armé)





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

ETUDE PAR :  
 Mlle. YAZID Anissa  
 Mlle. DALIOMAR Amel

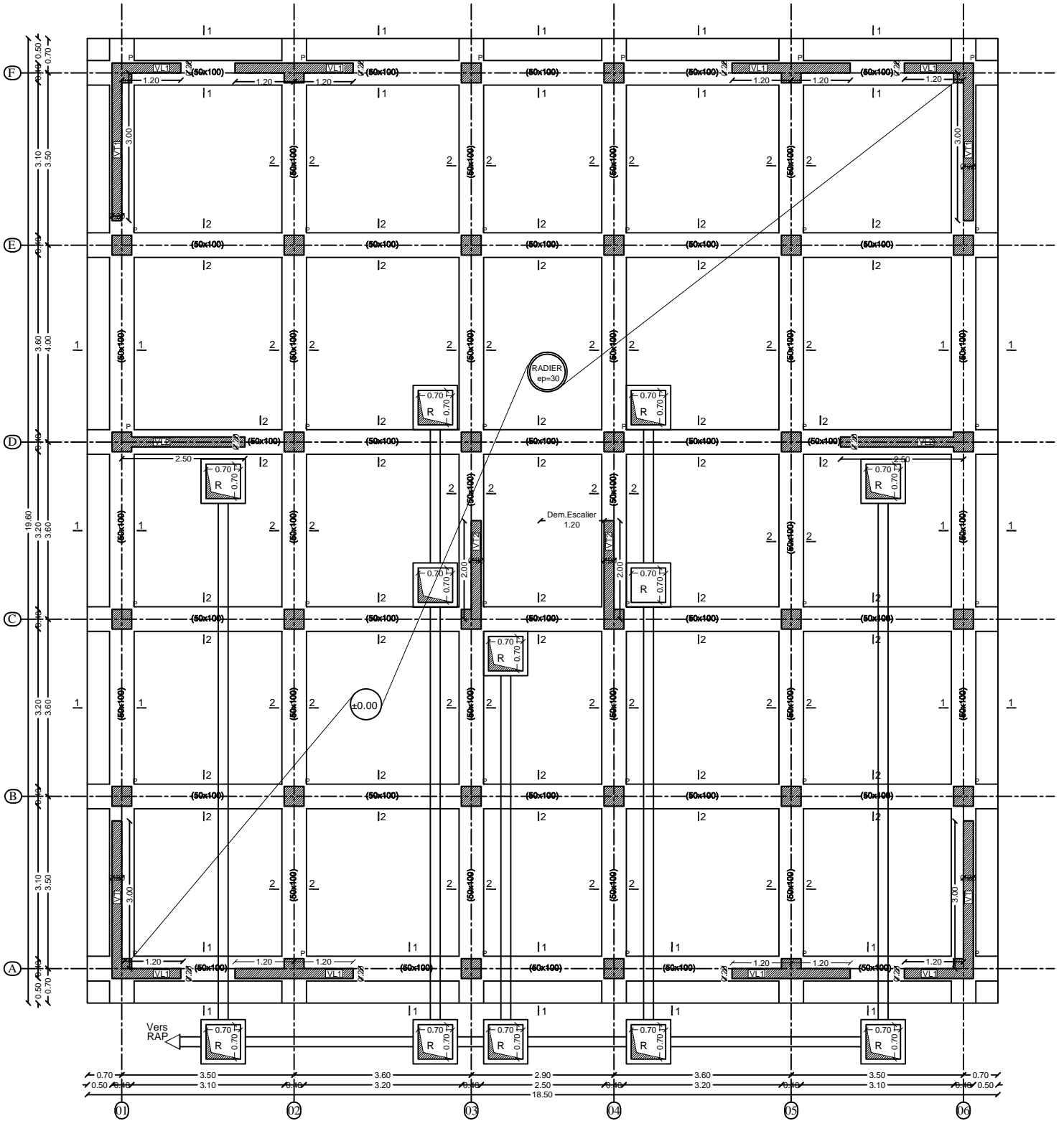
TITRE:  
 Plan Disposition des Voiles

DIRIGE PAR :  
 Mr. ATLAOUI Djamel

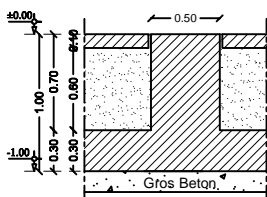
PROMOTION 2019-2020

PLANCHE N°11

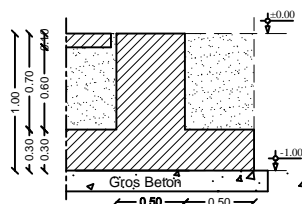
ECHELLE: 1/50



COUPE 1-1



COUPE 2-2



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

ETUDE PAR :

Mlle. YAZID Anissa  
 Mlle. DALIOMAR Amel

TITRE :

Plan Coffrage Fondtion

DIRIGE PAR :

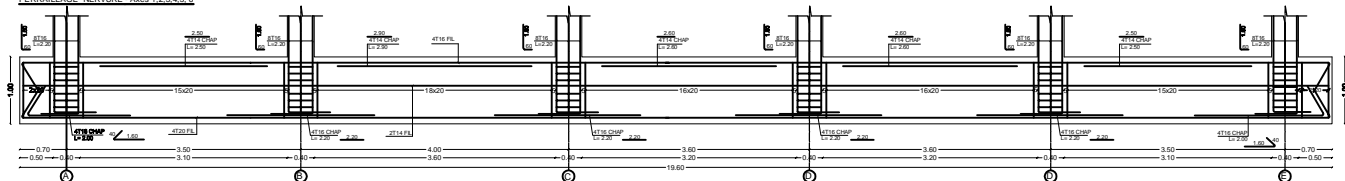
Mr. ATLAOUI Djamel

PROMOTION 2019-2020

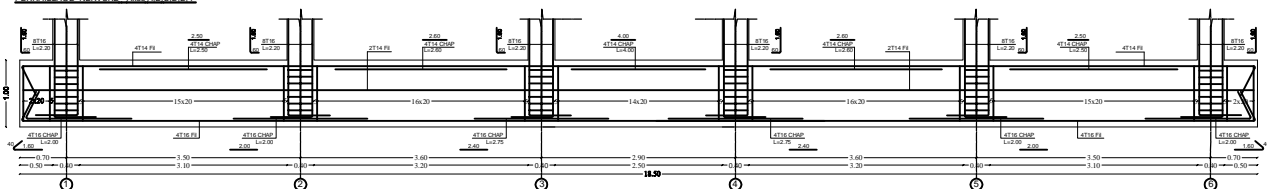
PLANCHE N°01

ECHELLE: 1/50-1/25

**FERRAILLAGE NERVURE - Axes 1,2,3,4,5, 6**

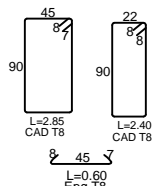
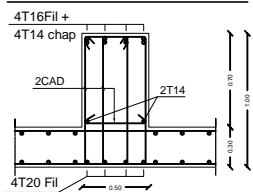


**FERRAILLAGE NERVURE - Axes A,B,C,D,E, F**

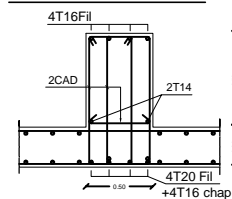


**FERRAILLAGE DES NERVURES :  
Axes 1,2,3,4,5, 6**

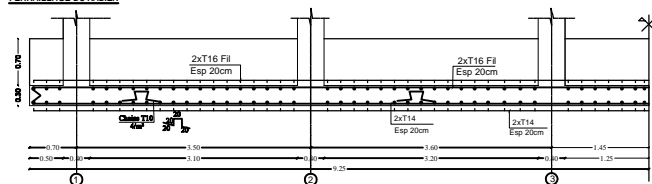
**AU NIVEAU DE LA MI-TRAVÉE**



**AU NIVEAU DES APPUIS**



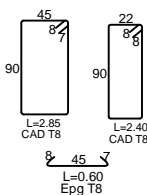
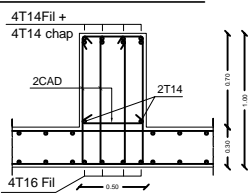
**FERRAILLAGE DU RADIER**



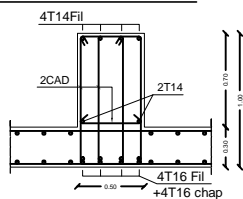
**FERRAILLAGE DES NERVURES :**

**Axes A,B,C,D,E, F**

**AU NIVEAU DE LA MI-TRAVÉE**



**AU NIVEAU DES APPUIS**



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

**ETUDE PAR :**

Mlle. YAZID Anissa  
Mlle. DALIOMAR Amel

**DIRIGE PAR :**

Mr. ATLAOUI Djamel

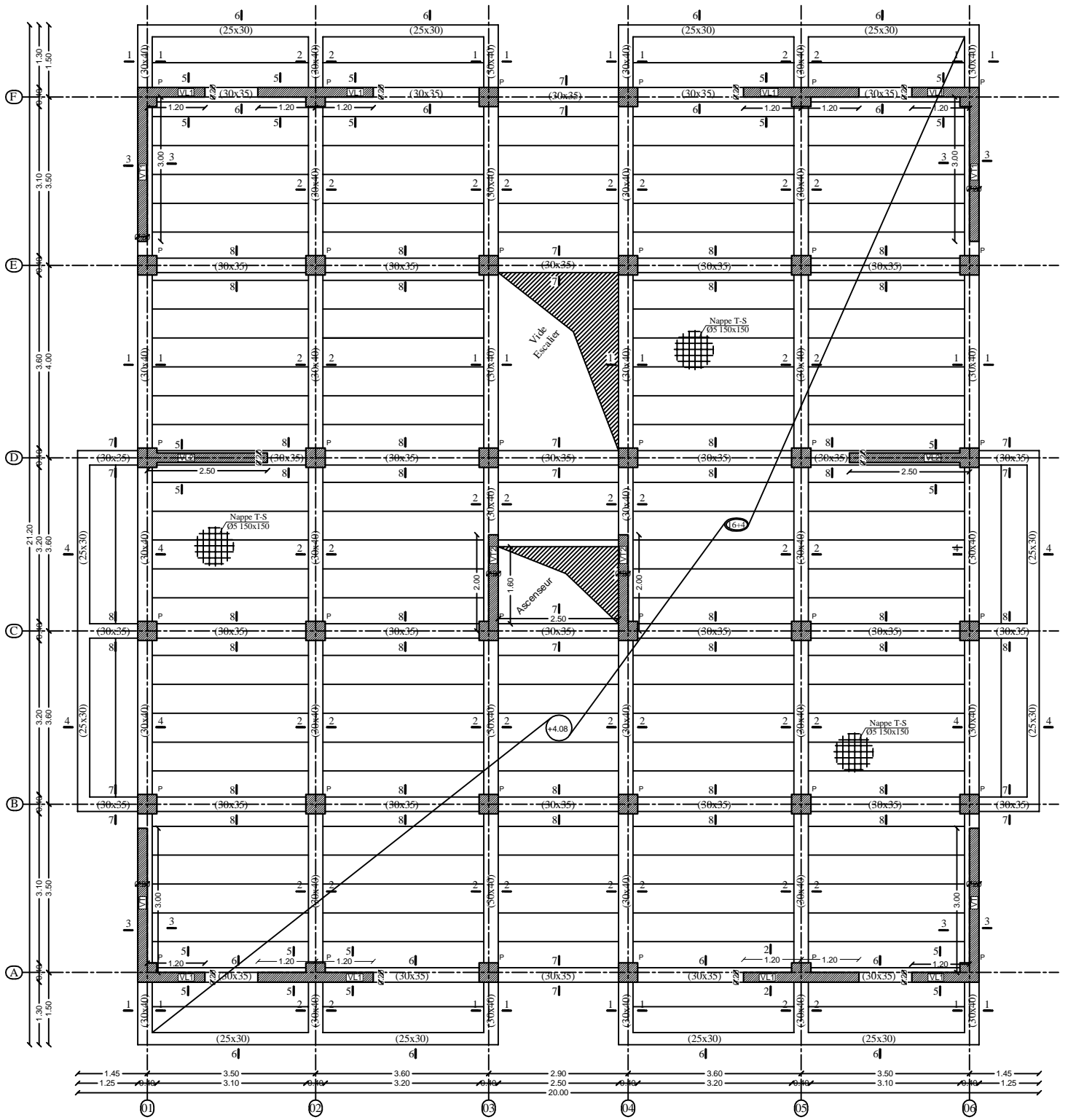
PROMOTION 2019-2020

**TITRE:**

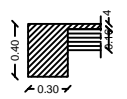
Plan ferrailage des Nervures

PLANCHE N°02

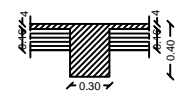
ECHELLE: 1/50-1/25



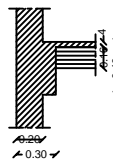
COUPE 1-1



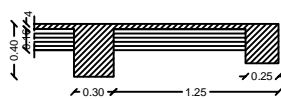
COUPE 2-2



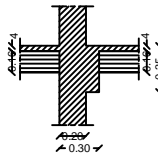
COUPE 3-3



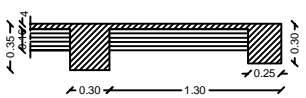
COUPE 4-4



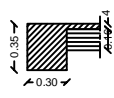
COUPE 5-5



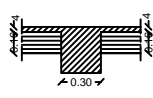
COUPE 6-6



COUPE 7-7



COUPE 8-8



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

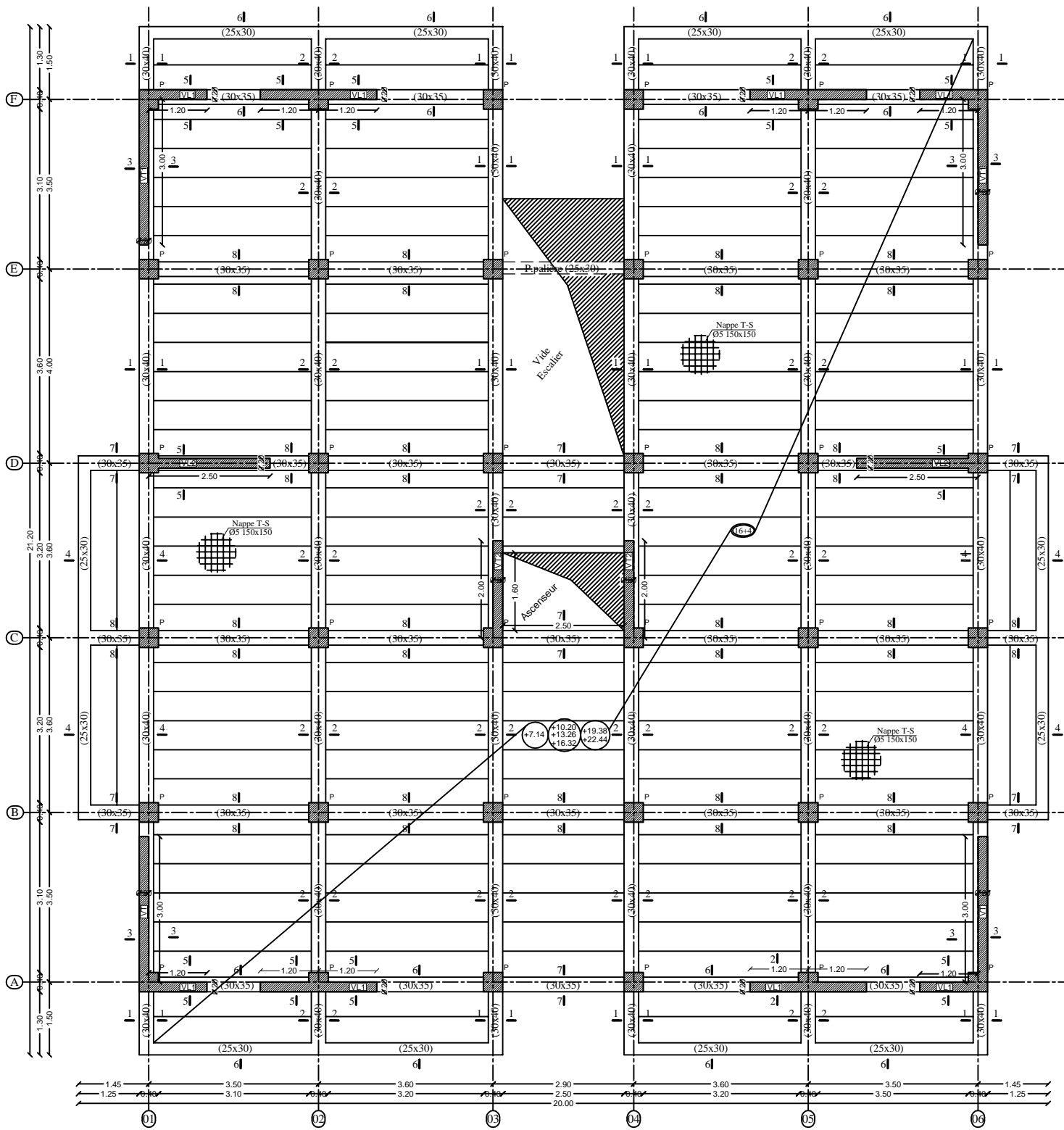
ETUDE PAR :  
 Mlle. YAZID Anissa  
 Mlle. DALIOMAR Amel  
 DIRIGE PAR :  
 Mr. ATLAOUI Djamel

TITRE:  
 Coffrage plancher  
 Niv: +4.08

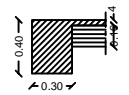
PROMOTION 2019-2020

PLANCHE N°03

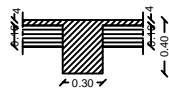
ECHELLE: 1/50-1/25



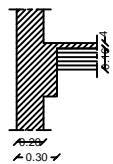
COUPE 1-1



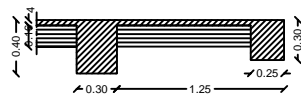
COUPE 2-2



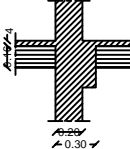
COUPE 3-3



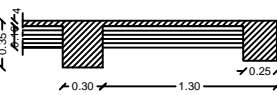
COUPE 4-4



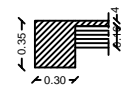
COUPE 5-5



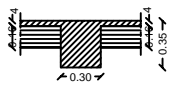
COUPE 6-6



COUPE 7-7



COUPE 8-8



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

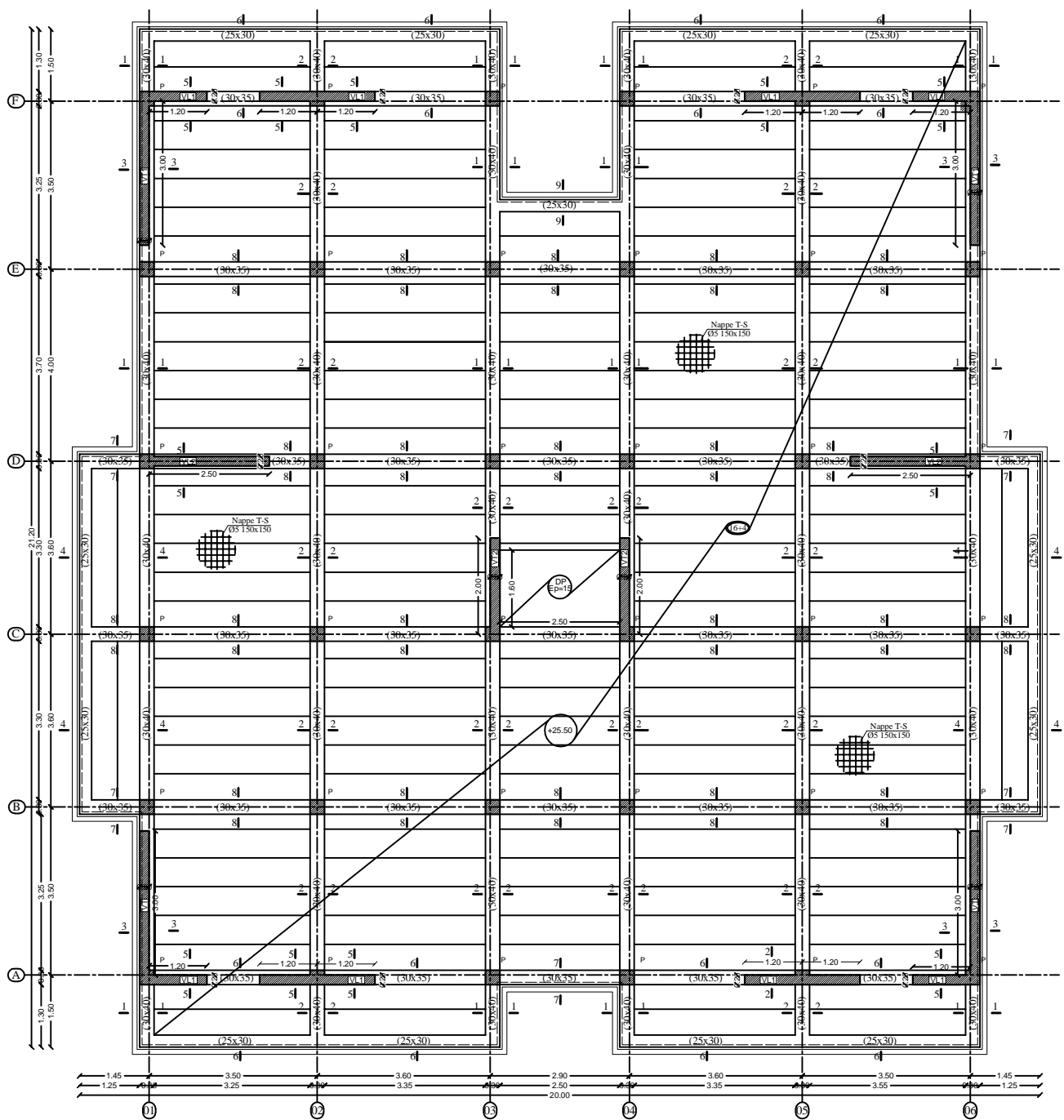
ETUDE PAR :  
 Mlle. YAZID Anissa  
 Mlle. DALIOMAR Amel  
 DIRIGE PAR :  
 Mr. ATLAOUI Djamel

TITRE:  
 Coffrage planchers  
 Niv: +7.14, +10.20, +13.26, +16.32,  
 +19.38, +22.44

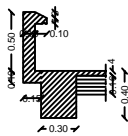
PROMOTION 2019-2020

PLANCHE N°04

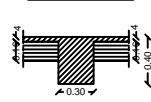
ECHELLE: 1/50-1/25



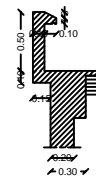
COUPE 1-1



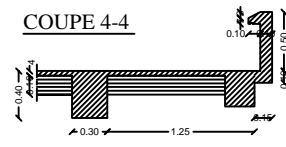
COUPE 2-2



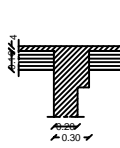
COUPE 3-3



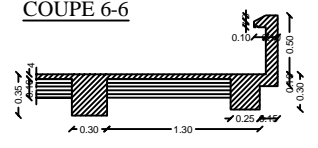
COUPE 4-4



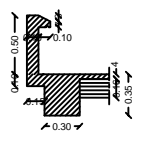
COUPE 5-5



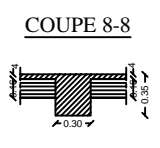
COUPE 6-6



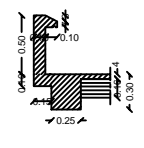
COUPE 7-7



COUPE 8-8

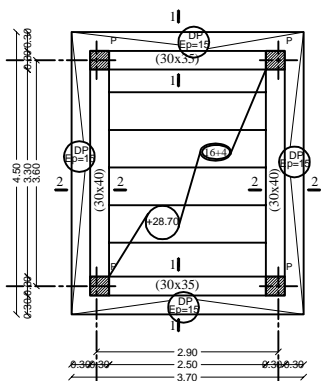
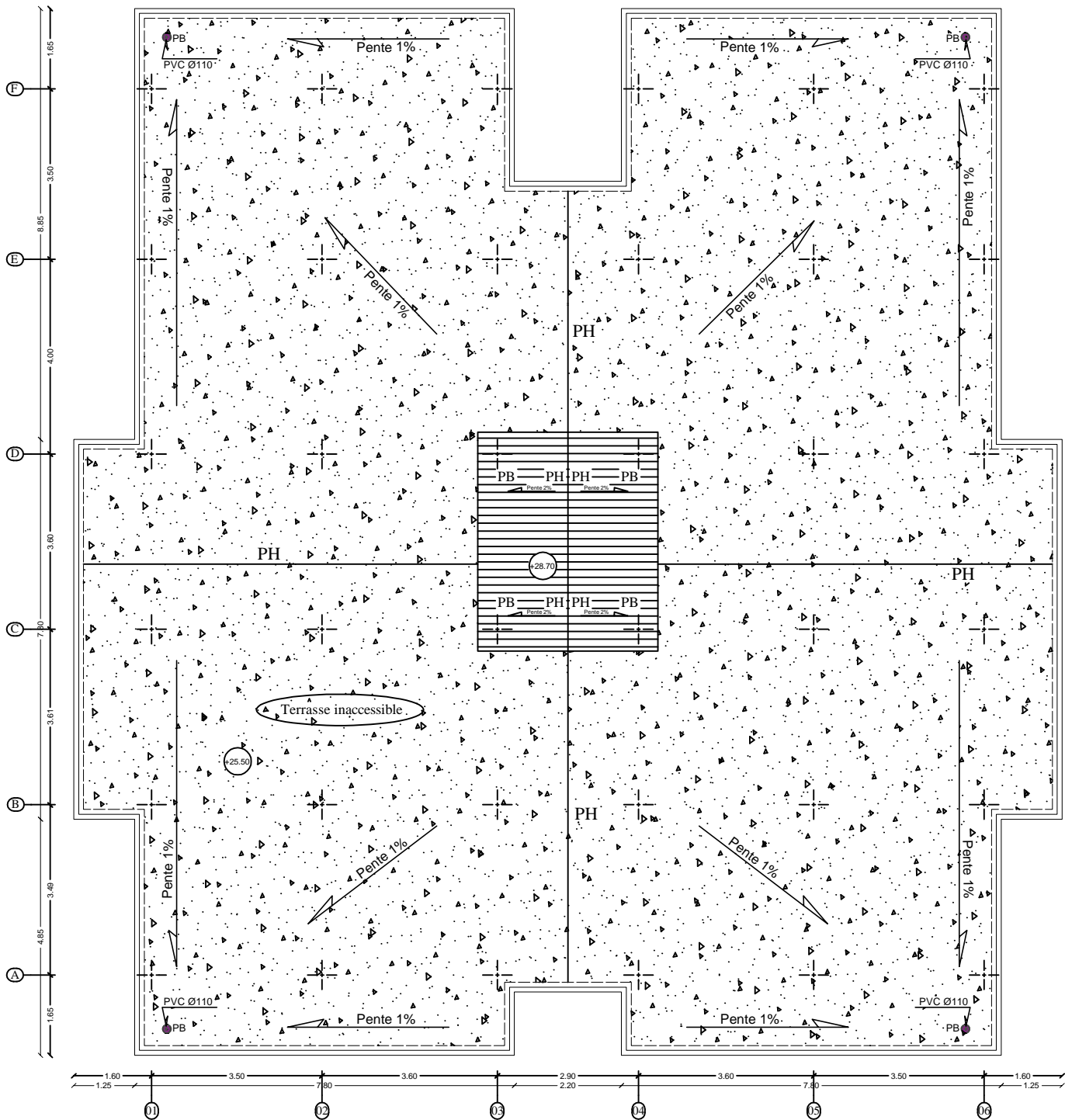


COUPE 9-9

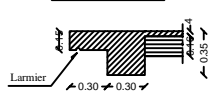


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

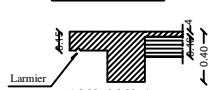
ETUDE PAR : Mlle. YAZID Anissa Mlle. DALIOMAR Amel	TITRE : Coffrage plancher Niv: +25.50
DIRIGE PAR : Mr. ATLAOUI Djamel	
PROMOTION 2019-2020	PLANCHE N°05
	ECHELLE: 1/50-1/25



COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mlle. YAZID Anissa  
 Mlle. DALIOMAR Amel

TITRE:  
 Plan de Toiture

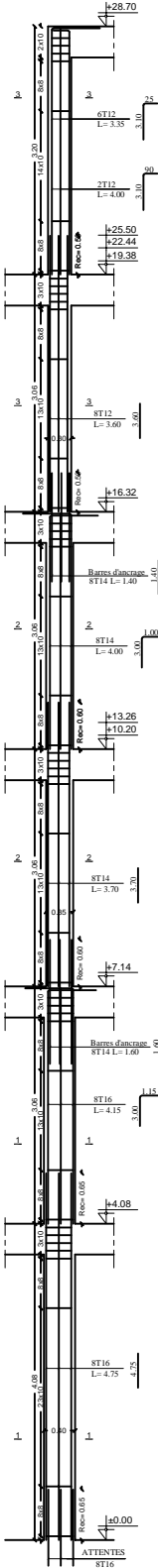
DIRIGE PAR :  
 Mr. ATLAOUI Djamel

PROMOTION 2019-2020

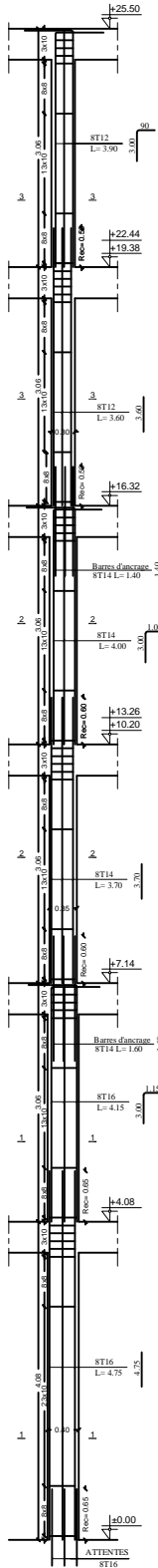
PLANCHE N°06

ECHELLE: 1/50-1/25

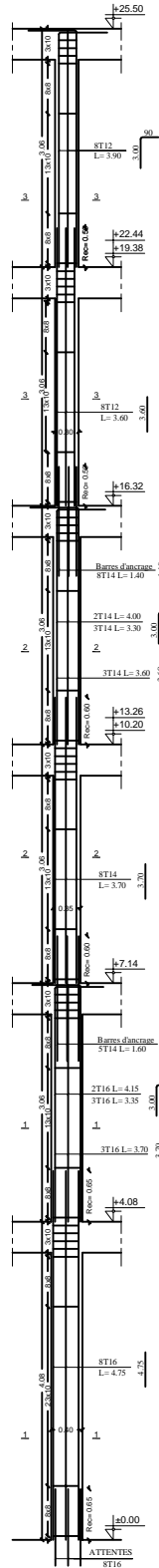
FERRAILLAGE  
POTEUX CENTRAUX  
C3/4 & D3/4



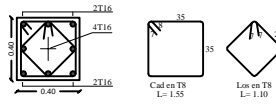
FERRAILLAGE  
POTEUX CENTRAUX



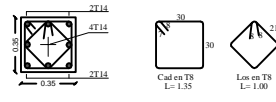
FERRAILLAGE  
POTEUX DE RIVE



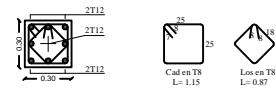
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



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

ETUDE PAR :  
Mlle. YAZID Anissa  
Mlle. DALIOMAR Amel

TITRE:  
Plan ferrailage poteaux

DIRIGE PAR :  
Mr. ATLAOUI Djamel

PROMOTION 2019-2020

PLANCHE N°08

ECHELLE: 1/50-1/25

**FERRAILAGE DES POUTRES PORTEUSES "30x40"**

Ann. 4.0.0 N°: +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50



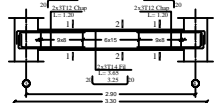
**FERRAILAGE DES POUTRES PORTEUSES "30x40"**

Ann. 4.0.0 N°: +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50



**FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRE "30x35"**

Ann. 4.0.0 N°: +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50



COUPE 4-4

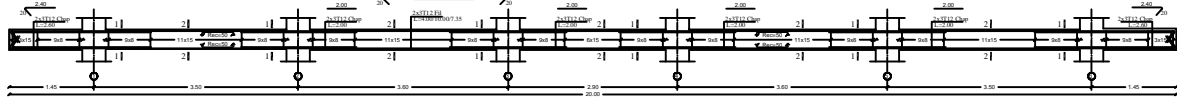


COUPE 5-5



**FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRE "30x35"**

Ann. 6.0.0 N°: +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50



COUPE 1-1

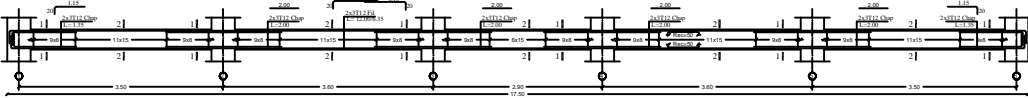


COUPE 2-2



**FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRE "30x35"**

Ann. 6.0.0 N°: +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50

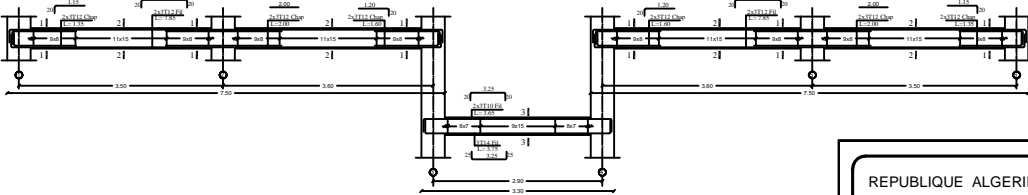


COUPE 3-3



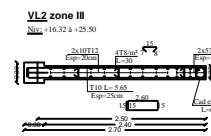
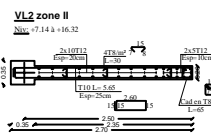
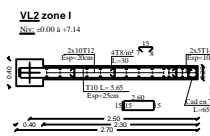
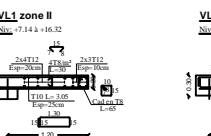
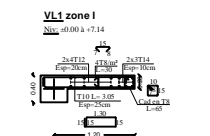
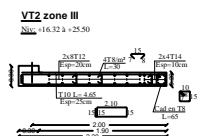
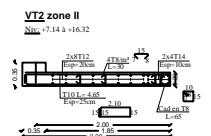
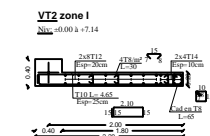
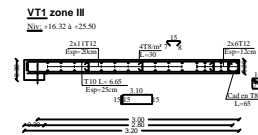
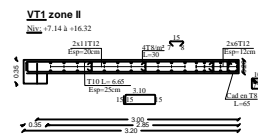
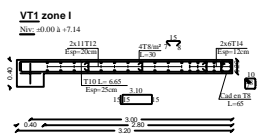
**FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRE "30x35"**

Ann. 6.0.0 N°: +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50



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

<b>ETUDE PAR :</b> Mlle. YAZID Anissa Mlle. DALIOMAR Amel		<b>TITRE:</b> Plan ferrailage Poutres Porteuses et Secondaires	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr. ATLAOUI Djamel			
PROMOTION 2019-2020	PLANCHE N°09	ECHELLE: 1/50-1/25	



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

**ETUDE PAR :**  
Mlle. YAZID Anissa  
Mlle. DALIOMAR Amel

**TITRE:**  
Plan ferrailage des Voiles de  
contreventement VL1, VL2,  
VT1, VT2

**DIRIGE PAR :**  
Mr. ATLAOUI Djamel

PROMOTION 2019-2020

PLANCHE N°07

ECHELLE: 1/50-1/25