REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master Professionnel en Génie Civil.

Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC+9) à usage d'habitation et commerciale à Contreventement mixte modéliser avec logiciel ETABS.

Dirigé par :

Mr GHOUILEM

Etudié par :

Melle TAKILT SAMIRA

Melle SAIDI SABRINA

Promotion 2018/2019

Remerciements

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné la sagesse et la santé de faire ce modeste travail.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr GHOUILEM de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.

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

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

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

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

sommaire

Introduction générale……....**1**

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage……**2**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments. ……..**....16**

Chapitre III : Calcul des éléments :

- III.1.Acrotère……**...30**
- III.2. Plancher…… …..**.....37**
- III.3.Escalier. ……**.…58**
- III.4.Poutre palière ……**.…78**
- III.5.Poutre de chainage…….**.…87**
- III.6.Salle machin ……..**.....97**

Chapitre IV : Etude du contreventement……**107**

Chapitre V : La modélisation……. ……**.129**

Chapitre VI : Vérification RPA……. ……**151**

Chapitre VII : Ferraillage des éléments :

- VII.1.Ferraillage des poteaux**.....165**
- VII.2.Ferraillage des poutres**.....182**
- VII.3.Ferraillage des voiles**.....195**

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure……**213**

Conclusion générale……**242**

Bibliographie.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent du calcul, de la conception, et de la réalisation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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

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

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

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

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

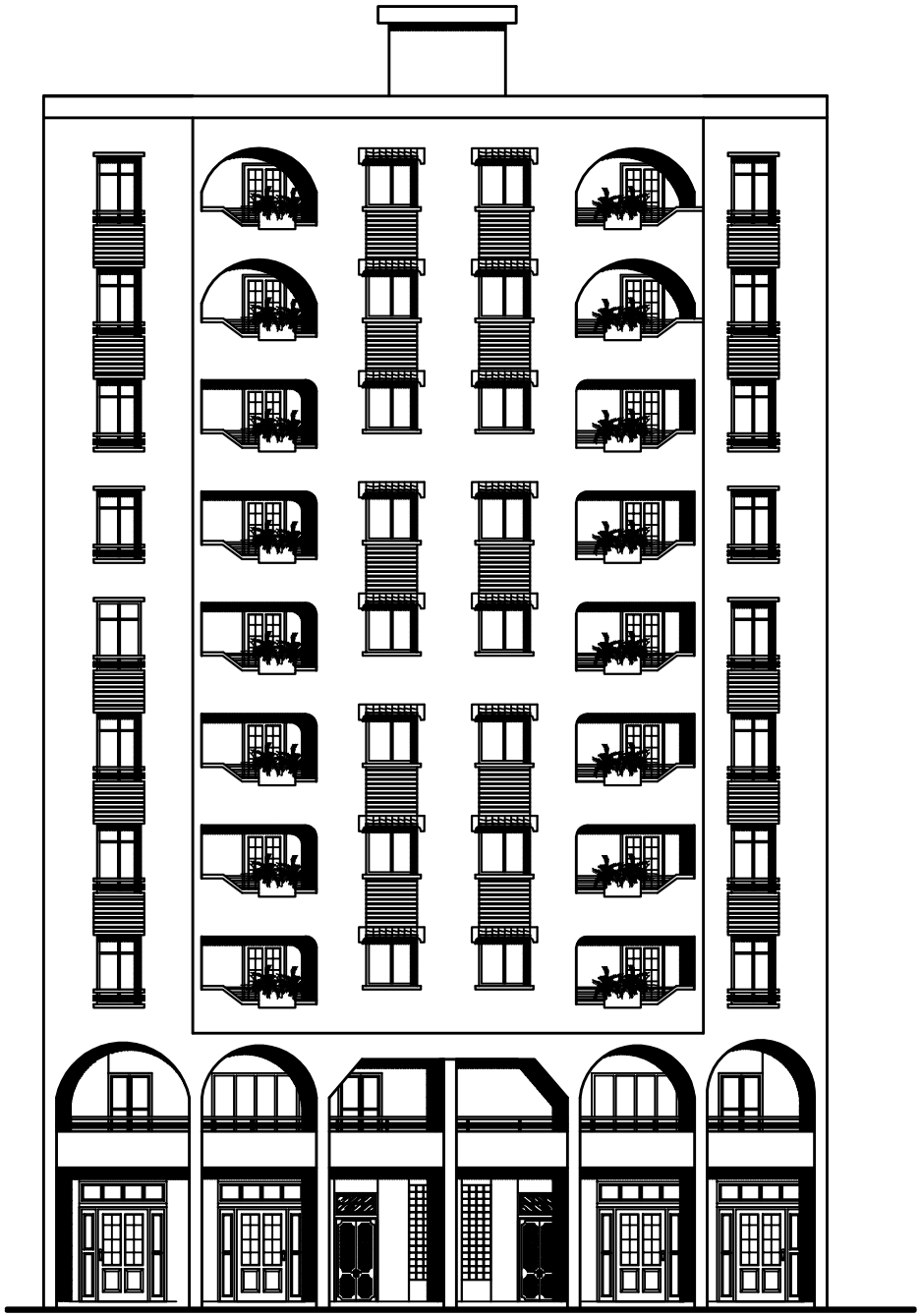
Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers …).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel **ETABS** qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

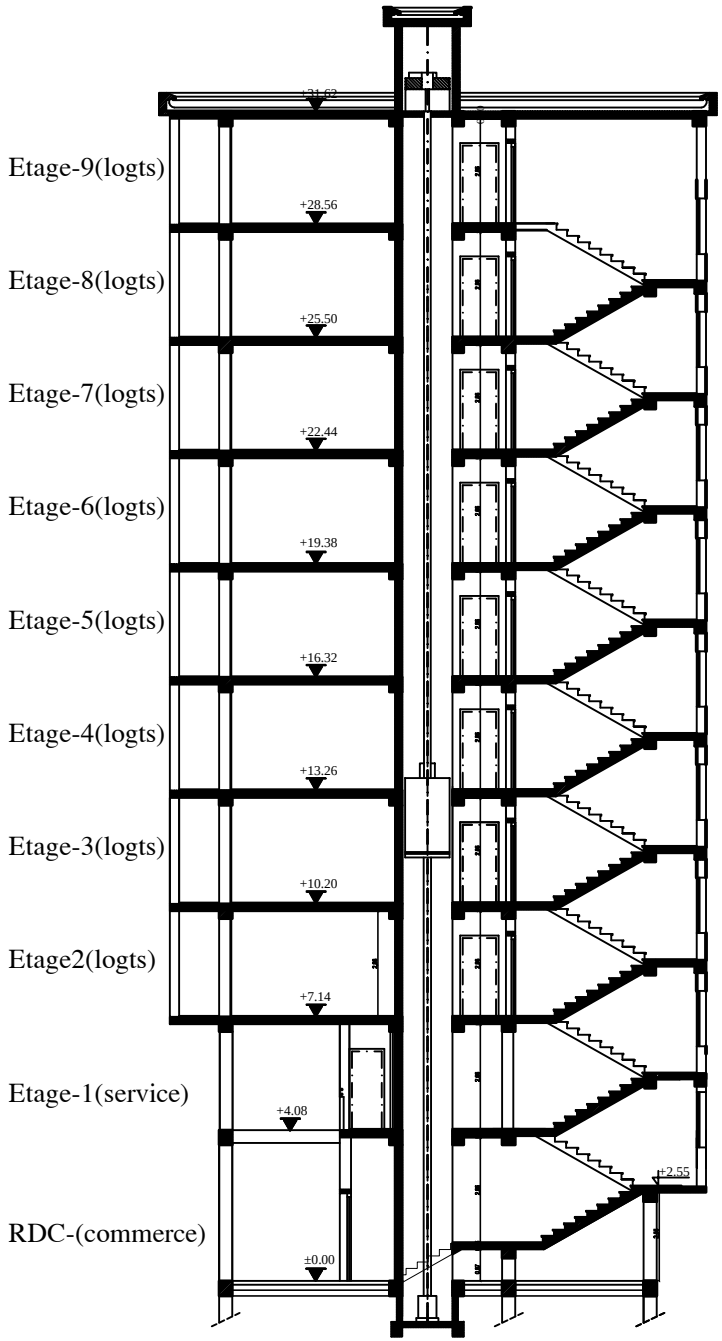
Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferraillage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresserons aux plans d'exécutions.

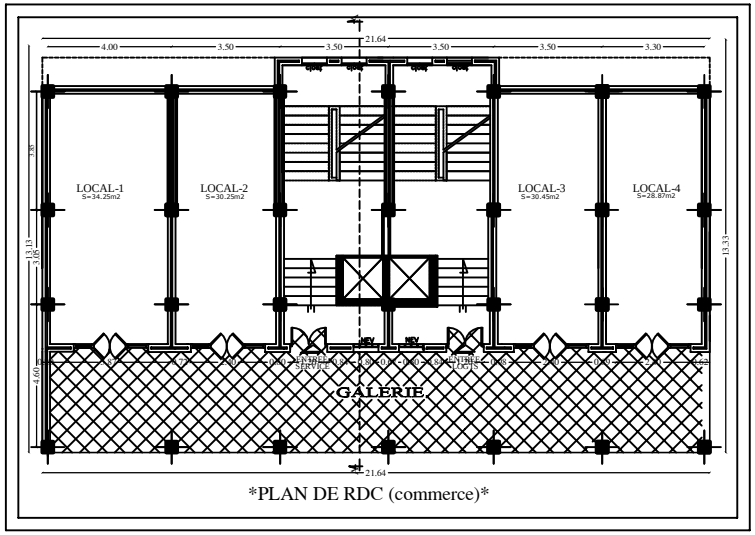
Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.



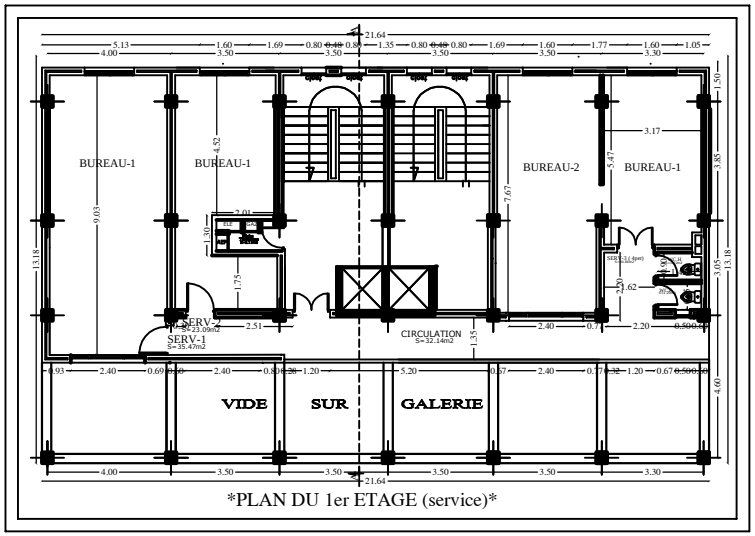
FACADE PRINCIPALE



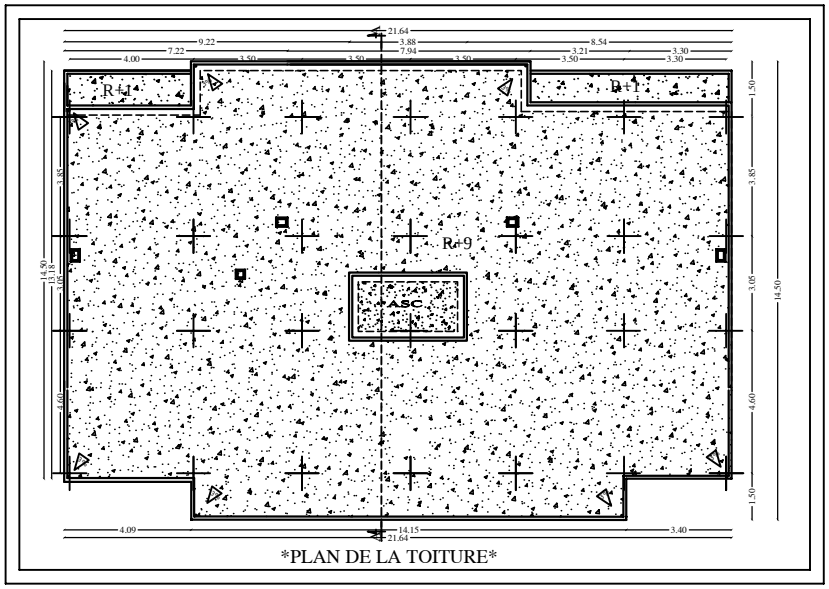
COUPE LONGITUDINALE: A-A



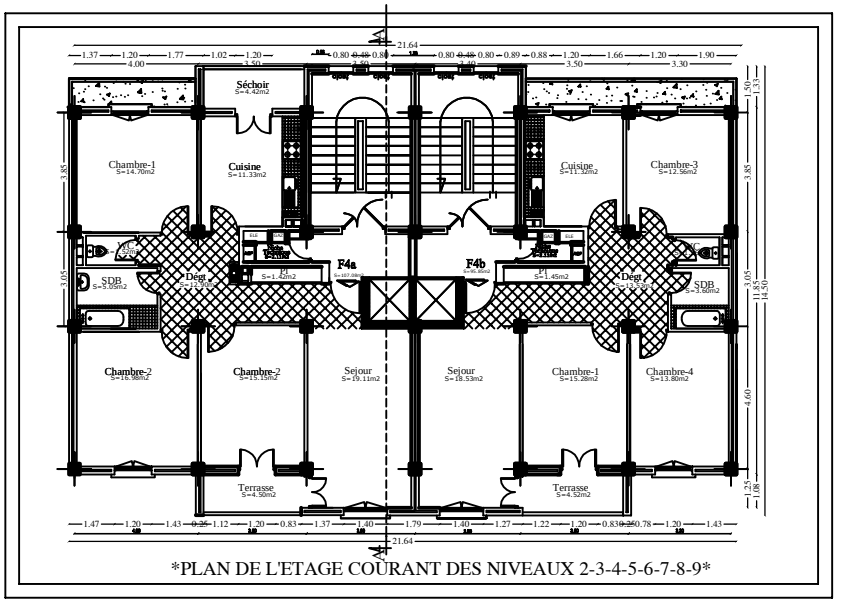
PLAN DE RDC (commerce)



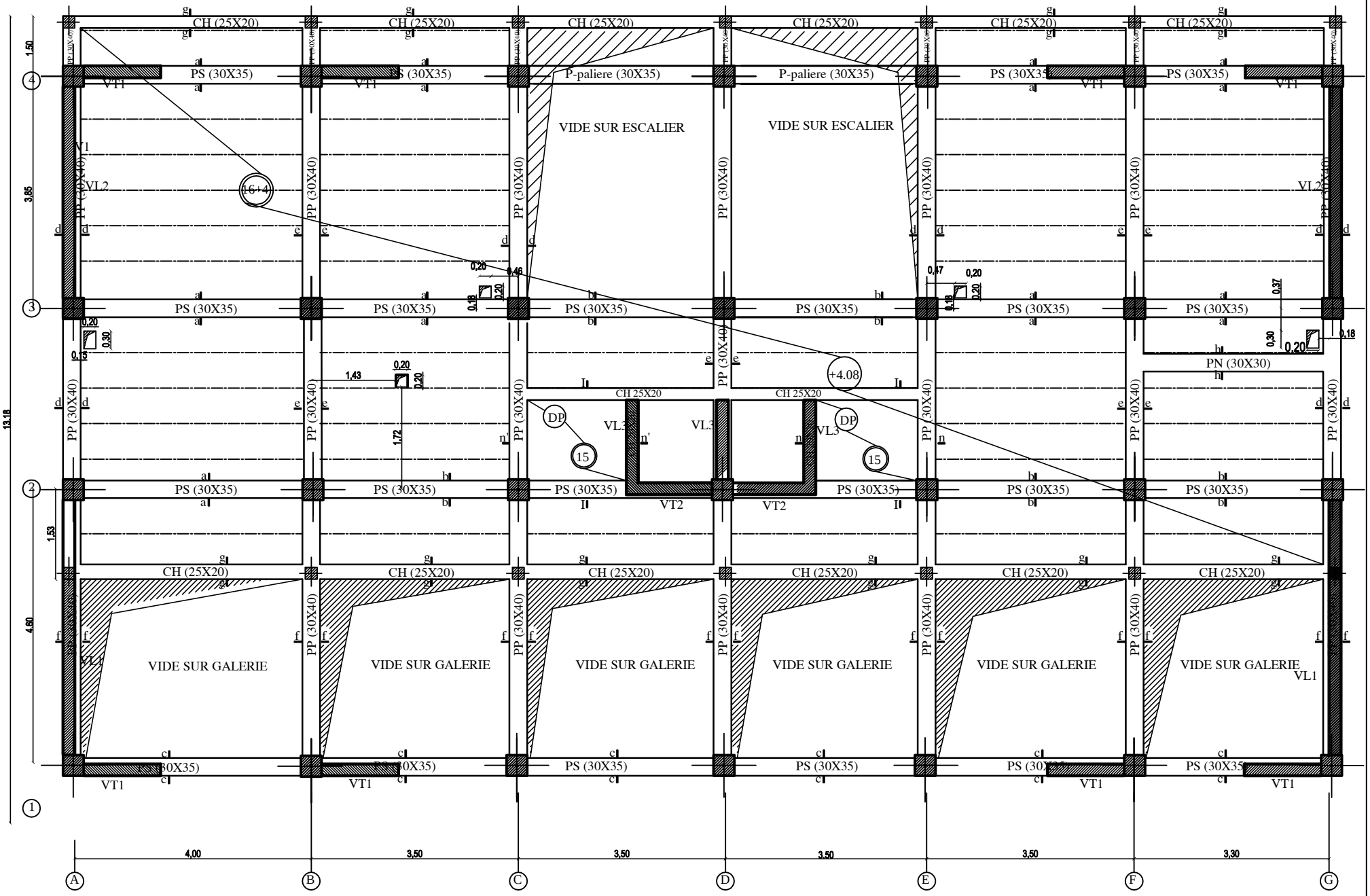
PLAN DU 1er ETAGE (service)



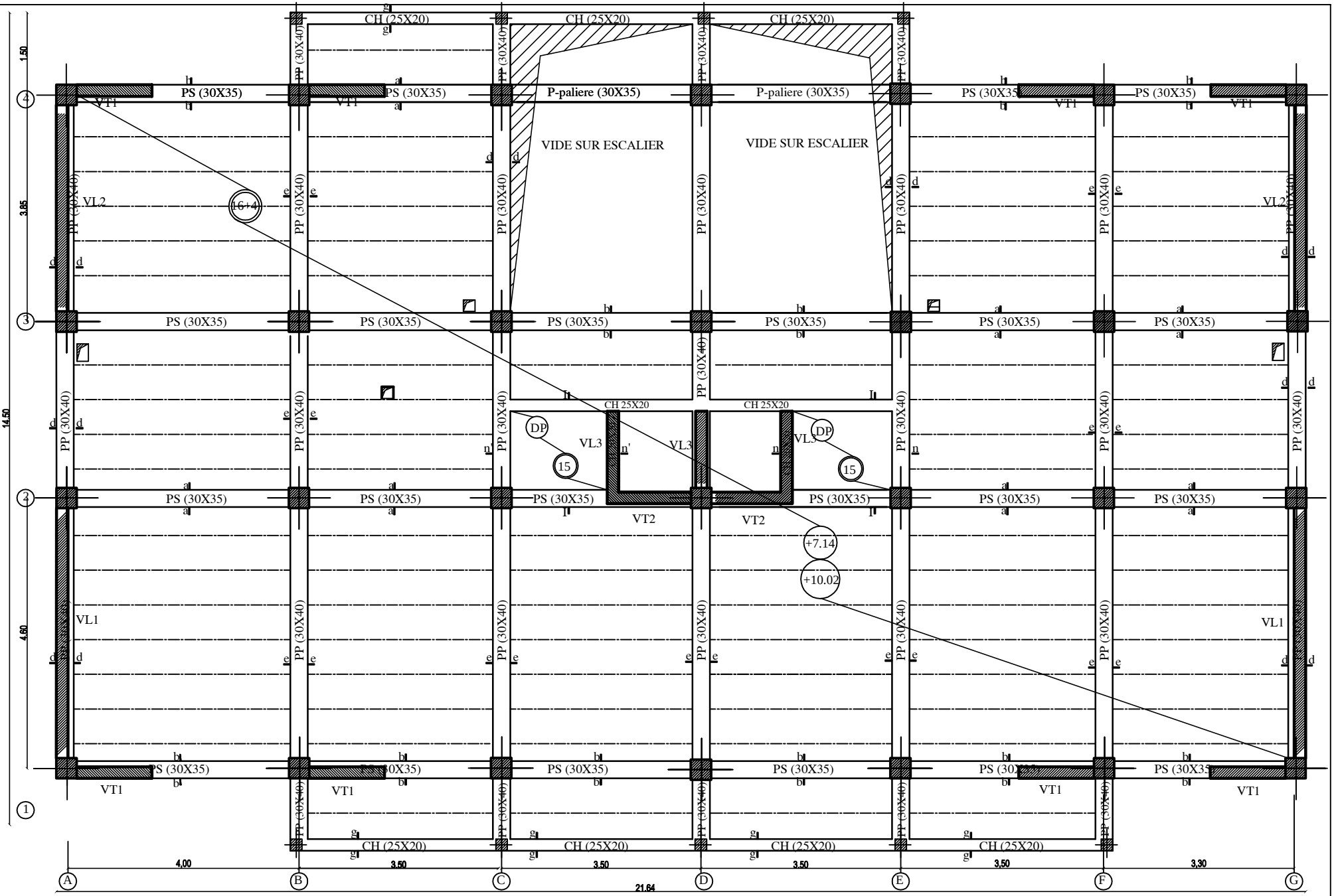
PLAN DE LA TOITURE



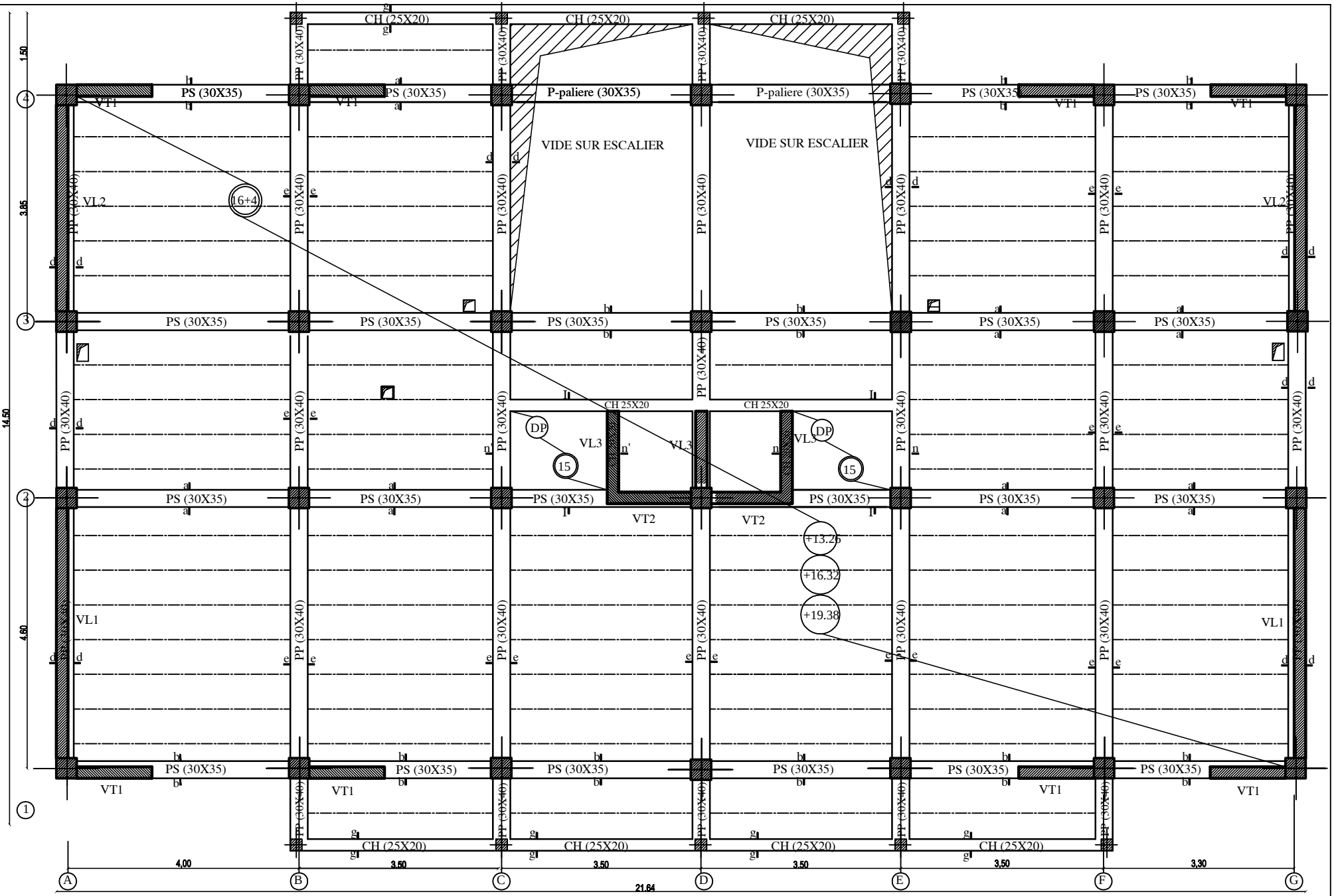
PLAN DE L'ETAGE COURANT DES NIVEAUX 2-3-4-5-6-7-8-9



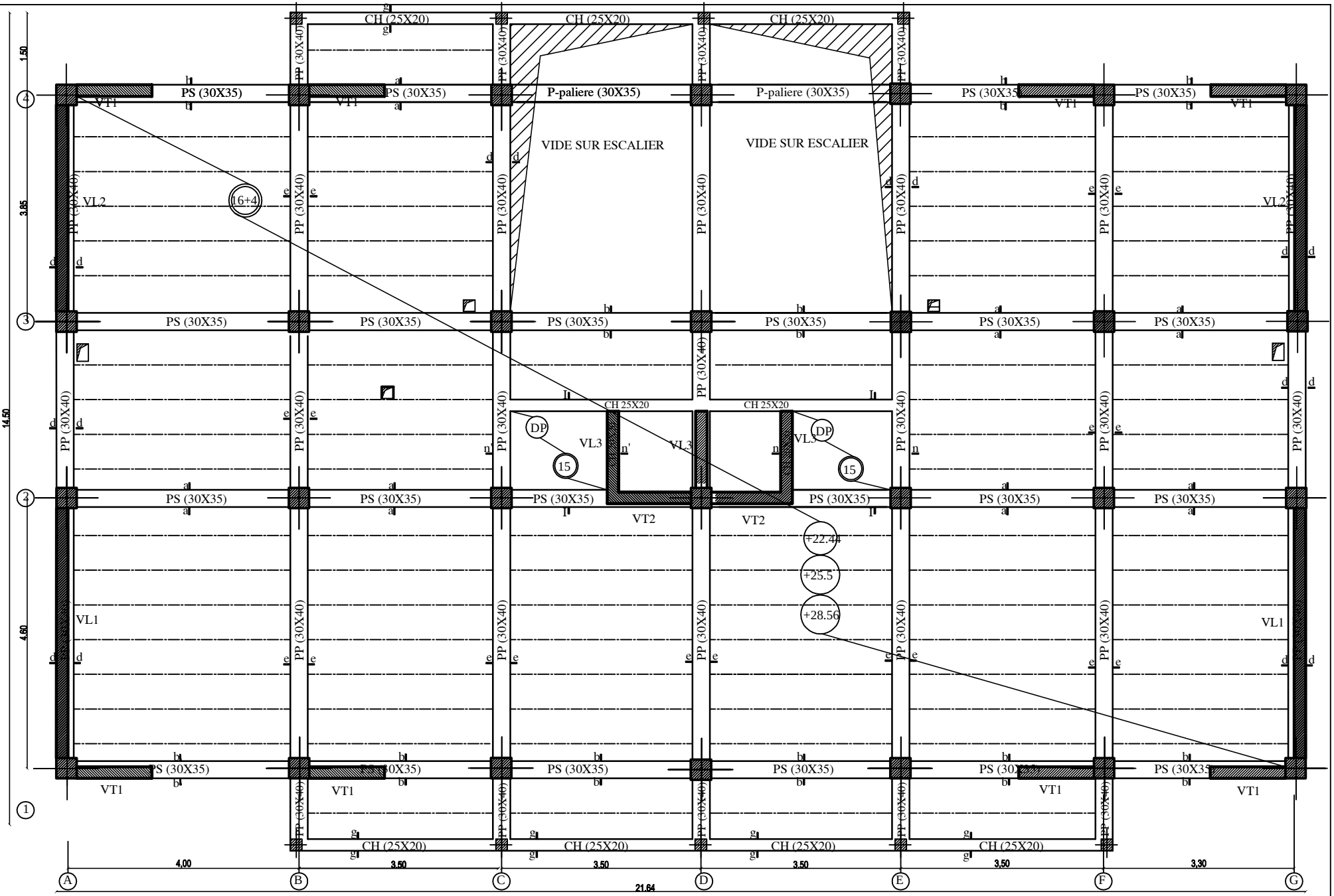
COFFRAGE DE PLANCHER NIV +4.08.



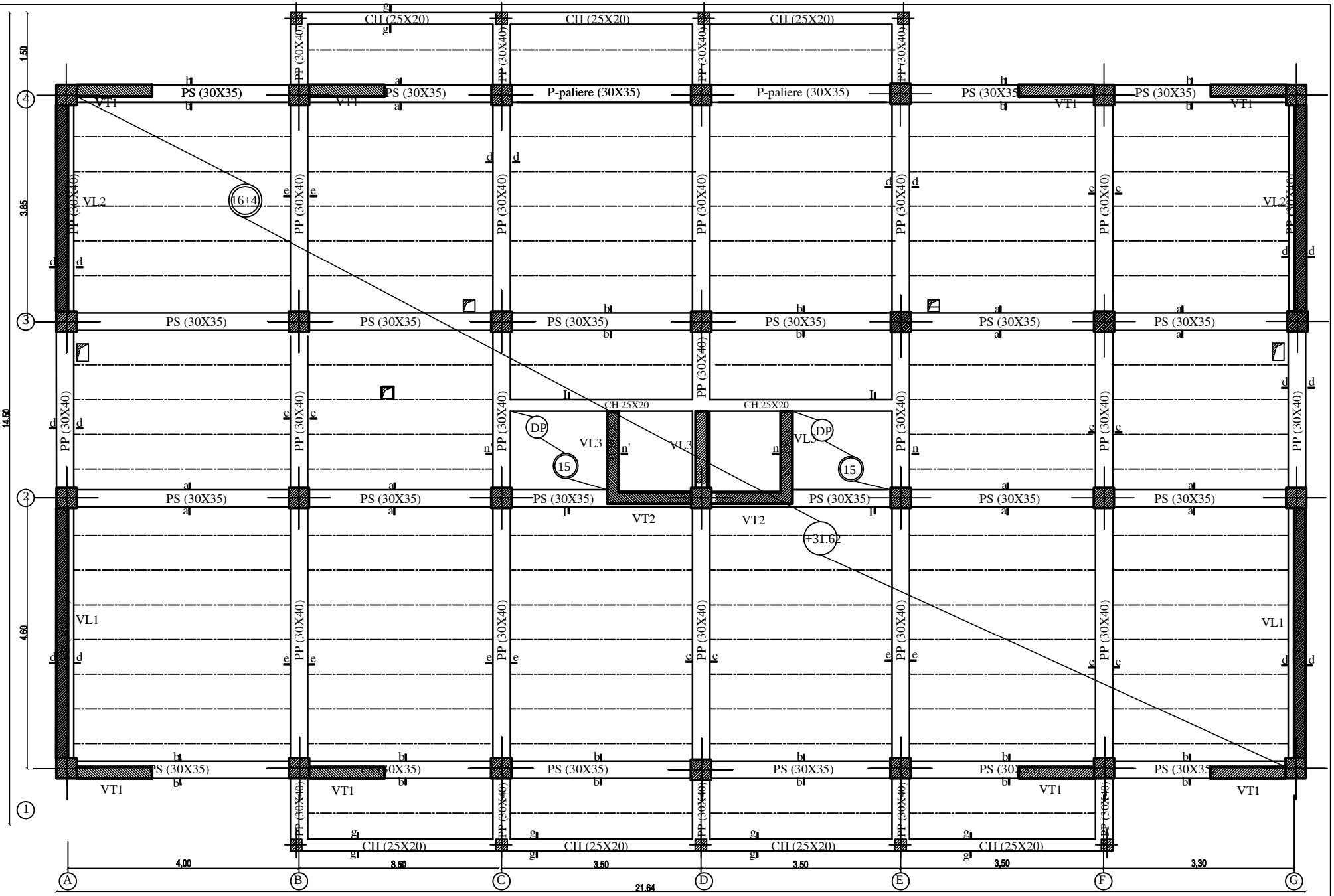
COFFRAGE DE PLANCHER NIV +7.14,+10.02



COFFRAGE DE PLANCHER NIV +13.26,+16.32,+19.38



COFFRAGE DE PLANCHER NIV +22.44,+25.50,+28.56



COFFRAGE DE PLANCHER NIV +31.62

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

I.1) Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assure la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

Dans ce premier chapitre on s'intéressera à la présentation globale de l'ouvrage par la citation des différentes caractéristiques géométriques ; les éléments qui le constituent ; les règlements utilisées et enfin les caractéristiques des matériaux employés.

I.2) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment(**RDC+9**) à usage commerciale, bureautique et habitations, implanté à **TIZI OUZOU** qui est classée selon le **RPA 99 version 2003** comme étant une zone de sismicité moyenne **(Zone IIa)**, composé d'un rez-de-chaussée et neuf étages, ainsi que deux cages d'escaliers, deux cages d'ascenseur et une terrasse inaccessible.
Les calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien **(RPA99 version 2003)**.
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite **(BAEL91 modifié99)**.

I.3) L'étude géotechnique du sol:

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2:Ouvrage courant ou d'importance moyenne
- Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3
- La Contrainte admissible du sol est de 2bars.

I.4) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Cet ouvrage présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Largeur du bâtiment est de : **14,50 m.**
- Longueur du bâtiment est de : **21,64 m**
- Hauteur du rez-de-chaussée est de : **4,08 m.**
- Hauteur d'étage de service est de : **3,06 m**
- Hauteur de l'étage courant : **3,06 m.**
- Hauteur de l'acrotère de bâtiment est : **0,60 m.**
- Hauteur totale du bâtiment est : **31.62 m.**

I.5) Les éléments de l'ouvrage :

A) L'ossature :

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

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

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

B) Les planchers :

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

- **Fonction de résistance mécanique:** Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation :** les planches permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
  Dans notre bâtiment on a un seul type de planchée :
- **Planchers en corps creux:**

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- **Nervures :** appelées poutrelles.

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

- **Un remplissage en corps creux**

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

- **Une dalle de compression en béton**

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

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

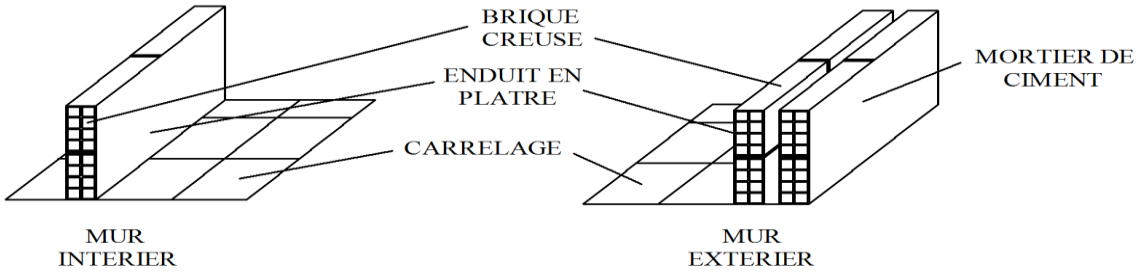
C) Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux.

D) La maçonnerie :

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

- **Les murs extérieurs :** Les façades sont en double cloisons composés de briques creuses d'épaisseur de 30 cm(cloison extérieur de 15 cm et intérieur de 10 cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, afin d'assurer une bonne isolation thermique et phonique.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.



E) Les escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

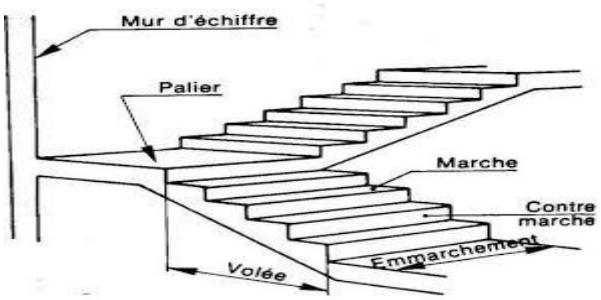


Figure I.1 : schéma d'un escalier droit.

F) Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

G) Le revêtement : Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique et marbre pour les salles de bain et cuisine.
- Mortier de ciment pour les murs de façade, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Protection multicouche pour la terrasse.

H) Le coffrage :

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

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

I) Porte-à-faux :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalises en corps creux.

J) L'acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de **60 cm**, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un façonnage de l'étanchéité.

K) Eléments composant l'infrastructure :

❖ **Fondations :**

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

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

Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles
- Les fondations profondes
- Les fondations semi-profondes

L) Terrasse inaccessible:

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

- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.6) Règles et normes utilisés :

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

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

I.7) Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

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

A) États limites ultime (ELU):

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.
Ils correspondent à la limite:

- De l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- De la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents éléments résistant de l'ouvrage.
- Etats limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.
- De la stabilité de forme.

B) Etats limite de service (ELS) :

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

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

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

I.8) Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires. 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**(BAEL91)** et tous les règlements applicables en Algérie **(RPA 99version 2003).**

A) Béton :

a) Définition :

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

b) Composition du béton :

Pour sa mise en œuvre, 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.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m3 de ciment. Sa composition courante pour 1 m^3 est comme suit:

- Ciment : 350 kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

c) Resistance caractéristique du béton à la compression :

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

Par convention ,la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur **.(A.2.1,11 / BAEL91 modifié 99)**: Pour l'établissement des projets ,dans les cas courants ,la résistance caractéristique fc28 est choisie apriori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.**(A.2.1.13/BAEL91modifié99) .**

- Pour le choix de la valeur de fc28 on peut considérer que :
  - Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
  - On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
  - On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
  - Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.
- Dans notre cas on a fixé **fc28 =25MPa.**

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. **(A.2.1,11/BAEL91modifié99)**

- **Pour j<28 jours :**

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{(4.76+0.83\times j)} \times f_{c28} & \textbf{Pour fc28}\leq\textbf{40MPa.} \\ f_{cj} = \dfrac{j}{(1.40+0.95\times j)} \times f_{c28} & \textbf{Pour fc28>40MPa.} \end{cases}$$

- **Pour j $\geq$ 60 : fcj =1,10 f_{c28}**

Telle que :

fcj : La résistance de béton a la compression a (j) jours.

J : Nombre de jours.

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

d) Résistance caractéristique de béton à la traction :

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

$\mathbf{f_{cj}=0.6+0.06\times f_{cj}}$ ⟶ **(A.2.1,12/BAEL91modifié99)**

Dans notre cas : $\mathbf{fc_{28}=25MPa}$ ⟶ AN : $\mathbf{f_{tj}=0,6+0,06X25=2,1\ MPa}$

Note :**ftj** et **fcj** sont exprimés en **MPa** ou bien **N/mm²**

e) Module de déformation :

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

- **Module de déformation transversal :**

D'après la règle **(Art. A.2.1.3/BAEL91modifié99),** le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{G=\frac{E}{2(1+\upsilon)}}$$ en **MPa** Avec :

E: module de Young

υ: Coefficient de poisson

✓ **Le coefficient de poisson (υ) (A.2.1,3/BAEL91modifié99)**

Représente le rapport entre la déformation transversale relative ($\Delta d/d$)d'une pièce et la déformation longitudinale relative($\Delta l/l$)**.**

$$\upsilon=\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

- **ELS : υ =0.2** : calcul des déformations (béton non fissuré).
- **ELU : υ =0** : calcul des sollicitations (béton fissuré).

- **Module de déformation longitudinale :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale:

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

$Eij=11000\sqrt[3]{fcj}$ en **MPa** (**Art A-2.1, 21 BAEL91modifié99**).

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

$Evj=3700\sqrt[3]{fcj}$ en **MPa** **(Art A-2.1, 22 BAEL91modifié99)**

fcj : La résistance de béton a la compression a(j) jours.

Pour **j =28** ⟶ fc28 = 25 MPa ⟶ E_{ij} = 32164.20 MPa ; E_{vj} = 10818.865 MPa

f) Contrainte à la compression :

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

Cette contrainte à ELU est donnée par la formule :

$$fbu = \frac{0.85 \times fcj}{\theta \times \gamma b} \qquad \textbf{(Art. A4.3.41, BAEL 91 modifié 99)}$$

Telle que :

✓ γ_b : coefficient de sécurité de béton.

- γ_b **=1,50** en situation durable
- γ_b **=1.15** en situation accidentelle

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

θ *:* Coefficient d'application des actions considérées ;

- θ ***=1*** si la durée d'application des actions est supérieure à 24h(T > 24h).
- θ ***=0,9*** si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T< 24h).
- θ ***=0,85*** si la durée d'application des actions est inférieure à 1h(T< 1h).

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

A j=28 jours en situation courante, Θ=1 (situation durable)

$f_{bc}=\frac{0,85.(25)}{1.(1,5)}$ =14 ,2 MPa ⟶ f_{bc} =14 ,2 MPa

Pour des situations durables : γ_b =1,5

	θ =1
f_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : γ_b =1,15

	θ =1	θ =0,9	θ =0,85
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

- **ELS (Etat Limite de Service) :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.

➢ L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma bc \leq \overline{\sigma bc} = 0.6\, fc28 = 15\ MPA \text{.....(BAEL 91 modifiée 99 /Art A.4.5, 2)}$$

- **contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{b.d} \quad \textbf{(Art5.1,1/BAEL91modifié99)}$$

Avec : V_μ : effort tranchant.
b : largeur de la section cisaillée.
d : hauteur utile.

➢ **Les contraintes limites admissibles :**

- Cas de fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_\mu = \min(0{,}13.\ fc_{28}; 5MPa)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_\mu = \min(0{,}1.\ fc_{28}; 4MPa)$$

❖ **Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :**

• A l'état limite ultime(ELU) :

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle.

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

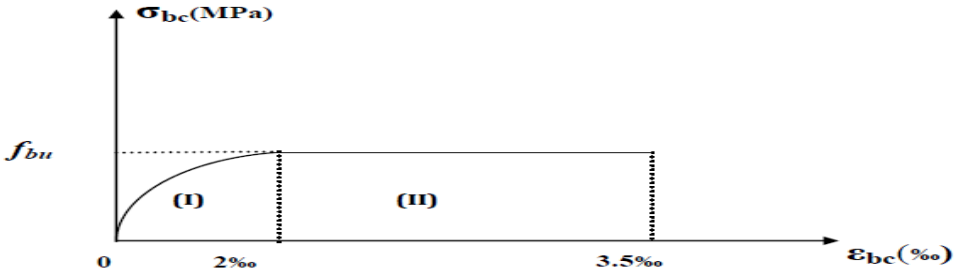


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton.

Le diagramme est composé:

- D'une partie **(I)** parabolique et la déformation limite a 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie **(II)** rectangle (état plastique).
- **2‰ ≤ εbc ≤3.5‰** ⟶ $\sigma_{bc} = \frac{0{,}85.fc_{28}}{\theta.\gamma_b} = f_{bc}$

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.
f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.
ε_{bc} : déformation du béton en compression.

• A l'état limite de service(ELS) :

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :

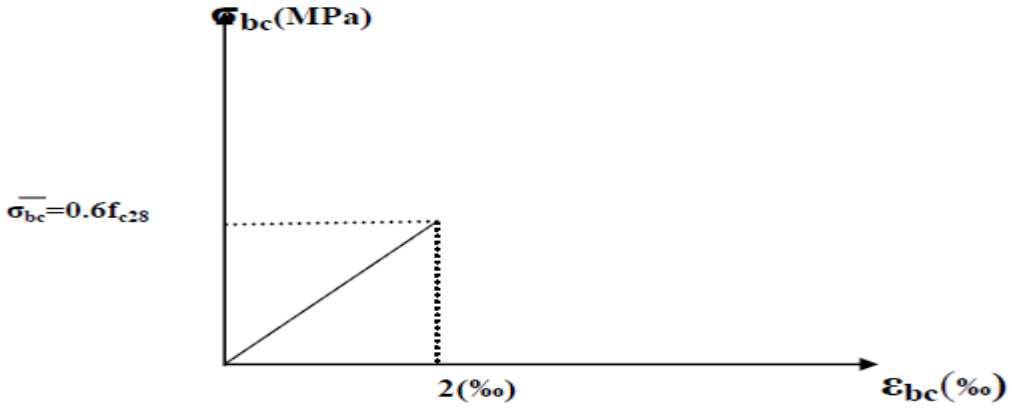


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

B) Acier :

a) Définition:

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface **(R.L ; H.A)** dans le présent ouvrage.

b) Les aciers utilisés :

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : FeE215 et FeE235.
Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.
fe: limite d'élasticité de l'acier.

✓ On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	**Rond lisse FeE235**	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	**Treillis soudé(TS) TL520 (Φ<6)**	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-1 : caractéristique des aciers

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

Quelque soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à:
E_s = 200000 MPa. (Art A.2.2, 1/ BAEL91)

d) La limite élastique garantie Fe :

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

e) Diagramme contrainte déformation :

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

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :

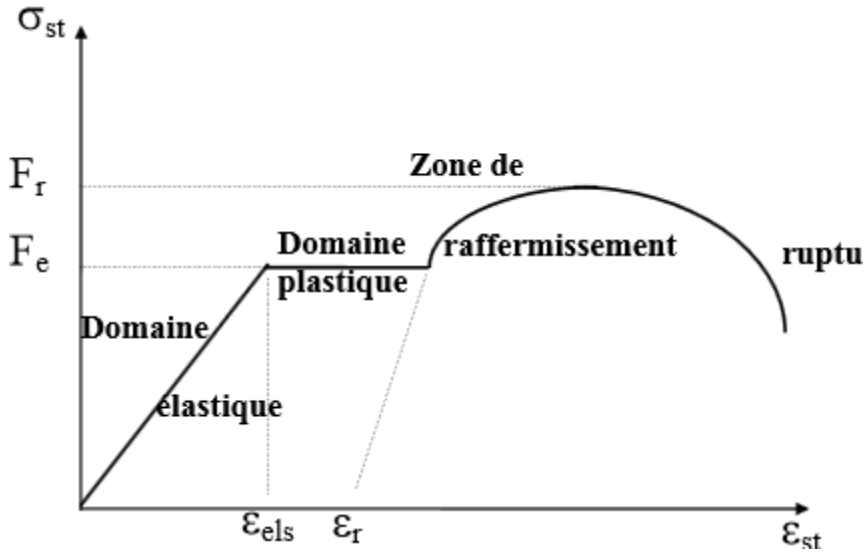


Figure I.4 : Diagramme contrainte- déformation.

Avec :

Fr : Résistance à la rupture.

Fe : Limite d'élasticité.

εes : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

εr : Allongement à la rupture.

✓ On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de rupture.

f) Les contraintes limites :

❖ **A L'état limite ultime (ELU) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2) :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto - plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation. Elle est définie par la formule suivante :

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ **..... Art (A.4.3,2 BAEL 91).**

Avec:

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

f_e: Contrainte d'élasticité de l'acier.

on note : γ s: est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$\gamma s = 1{,}0 \longrightarrow$ Situation accidentelle

(A.4.3,2/BAEL91modifié99)

$\gamma s = 1{,}15 \longrightarrow$ Situation courante

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

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers.

❖ **A L'état limite de service (ELS) : (BAEL91-modifié 99/Art. A.4.3,2) :**

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

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

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

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

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

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

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

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}.f_e ; 110\sqrt{\eta}.f_{tj}\right)$$

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

η =1,6 acier HA.

η =1,0 acier RL.

η = 1,3 cas des files dont ϕ<6mm

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

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

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta}.f_{tj}\right)$$

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

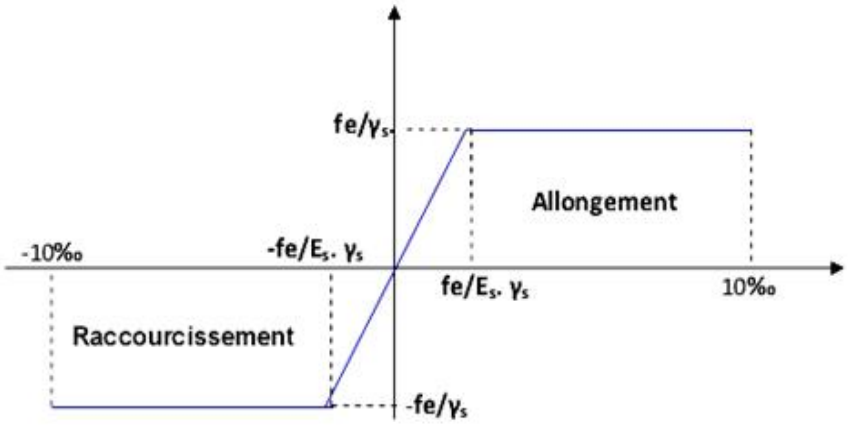


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation

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

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

- **C ≥ 5 cm :** pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

- **C ≥ 3 cm :** pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

- **C ≥ 1 cm :** pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C= 3 cm.**
Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre : **C= 2 cm.**

Conclusion:

A se niveau on a définit toutes les éléments qui contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utilisées lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique algérien **(RPA).**

CHAPITRE II

PRE-DIMMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1) Introduction :

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

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

II.2) Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1) Les Planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent a leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

➢ **<u>Plancher en corps creux</u> :**

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

- ✓ **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

(d'après le CBA)

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

(Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99)

$$h_{tp} \geq \frac{L\ max}{22,5}$$ **(ArtB.6.8.424/BAEL91)**

Avec:

L : porté libre maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher

$L_{max} = 400 – 25 = 375$ cm

Ce qui nous donne : $h_{tp} = 375/ 22,5 = 16.66$ cm.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de **(25x25) cm²** exigée par le **RPA** qui correspond a celle d'un poteau en **zone II_a**.

Ainsi on adoptera : ht=20 cm ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages :

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

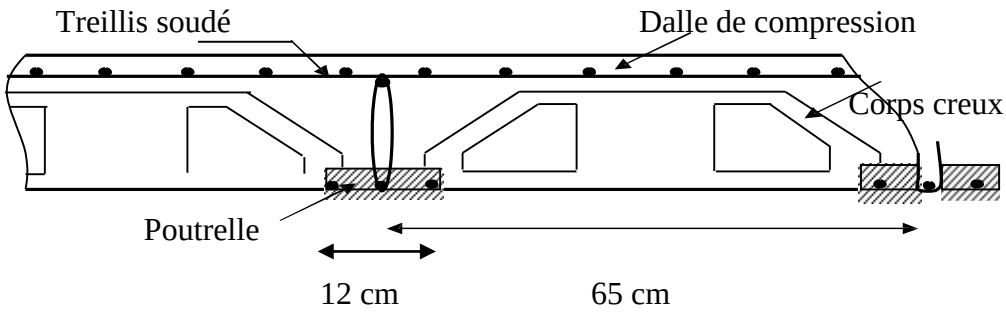


Figure II-1 : Schématisation d'un plancher en corps creux.

➢ Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée.

a) Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée.

$$\mathbf{e\ p} \geq \frac{\boldsymbol{L}}{\mathbf{10}}$$

L : étant la largeur de la console, égale à 120cm

Ce qui donne : **ep =12 cm** Nous adoptons pour **ep=15 cm**

b) <u>Isolation acoustique</u> :

L'épaisseur minimale de la dalle est donné par : $\mathbf{h0} = \frac{\boldsymbol{M}}{\boldsymbol{\rho}}$

M : masse surfacique minimale, égale à 350 Kg/m^2

ρ: masse volumique du béton

Ce qui donne $\mathbf{h0} = \frac{\boldsymbol{M}}{\boldsymbol{\rho}} = \frac{\mathbf{350}}{\mathbf{2500}} = \mathbf{14\ cm.}$

c) Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, le **(DTU, Norme P92-701)** préconise une épaisseur minimale de la dalle pleine supérieure à **11 cm.**

Enfin : **ep = max (15, 14,11) = 15 cm**

II.2.2) Les poutres :

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

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.
Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.
Selon les règles **«B.A.E.L.91_modifiées.99»,** les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement**« RPA 99 / Version 2003 »**.
Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

h : hauteur totale de la poutre comprise entre. $\Longrightarrow$ $\mathbf{\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}}$ **(BAEL 91)**

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

L : portée maximum entre nus d'appuis.

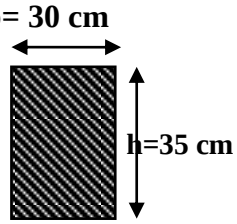
Selon le **RPA 99/2003** les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (II_a) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

- **Poutres secondaire :**

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.



- **Hauteur (h) :** On a : L = 400-25= 375 cm

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Longleftrightarrow 25\ cm \leq h \leq 37.5m$

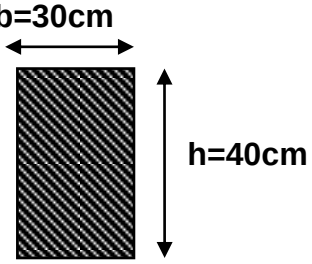
On prend: **h= 35cm**

- **Largeur (b) :**

$0.4h \leq b \leq 0.7h \Longleftrightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Longleftrightarrow 14cm \leq b \leq 24{,}5cm$

Pour uniformiser la base des poutres

On prend : **b=30cm**



- **Poutres principales :**

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles

- **Hauteur (h):** On a L = 460 -25= 435 cm

D'où : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Longleftrightarrow 29\ cm \leq h \leq 43.5cm$

On prend : **h =40cm**

- **Largeur (b) :**

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

On prend : **b= 30cm**

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

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

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

- Poutres principales **: (30 x 40) cm².**
- Poutres secondaires : **(30x35) cm².**

II.2.3) Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être carrée, rectangulaire ou circulaire.
En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.
Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à **L'ELS** en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N**. On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.
La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}bc} \qquad \text{Avec: } Ns = G + Q$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton
Ns : Effort normal de compression à la base du poteau,
A: section transversale du poteau,
G : charge permanente,
Q : surcharge d'exploitation

Avec:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, fc28 = 0{,}6x\ 25 = 15\ MPa = 1.5kN/cm^2.$$

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

Min (b_1, h_1) ≥ 25cm …….en zone I et IIa.

Min (b_1, h_1) ≥ 30cm ..... en zone III et IIb.

Min (b_1, h1) ≥ $\frac{he}{20}$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$$

Remarque :

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

A) Déterminer les charges et les surcharges :

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

- **Charges permanents :**

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

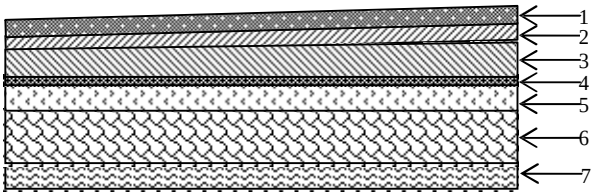


Figure II-2 : Coupe verticale d'un plancher

N°	Désignation	Epaisseur(*m*)	ρ(*KN/m*)	G (*KN/m²*)
1	Couche de gravillon	0.05	20.00	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22.00	01.54
4	Isolation thermique (liège)	0.04	04.00	0.16
5	Feuille polyâne	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	14	02.80
7	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
		G_{TOTALE}		**5.83KN/m²**

Tableau II-1 : Charges permanentes du plancher terrasse

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

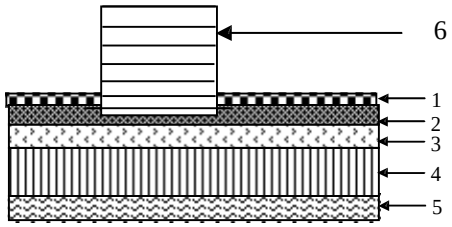


Figure II -3 : Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux-

N°	Désignation	Epaisseur (*m*)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Revêtement carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20.00	0.60
3	Couche de sable	0.03	22.00	0.66
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	/	02.85
5	Enduit sous plafond	0.02	10.00	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.10	09.00	0.90
		G_{TOTALE}		***5.61KN/m²***

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

✓ **Maçonnerie** :

- **Murs extérieurs :** C'est une double cloison en briques creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

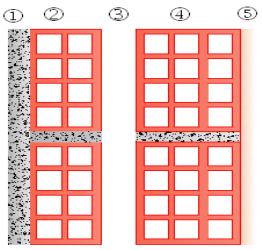


Figure II-4 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (*m*)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Lame d'air	05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		G_{TOTALE}		***2.36KN/m²***

Tableau II-3 : Charges permanentes des murs extérieurs

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

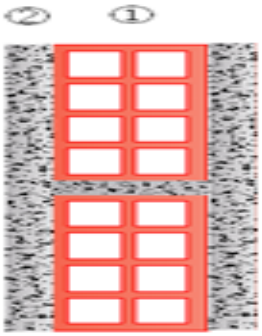


Figure II-5 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (*m*)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
		G_{TOTALE}		**1.30** KN/m^2

Tableau II-4 : Charges permanentes des murs intérieurs

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

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

Tableau II-5 : surcharges d'exploitation

B) descente des charges :

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

- **Surface d'influence :**

Le poteau le plus sollicité est : **B2**

Vu que la surface d'influence :

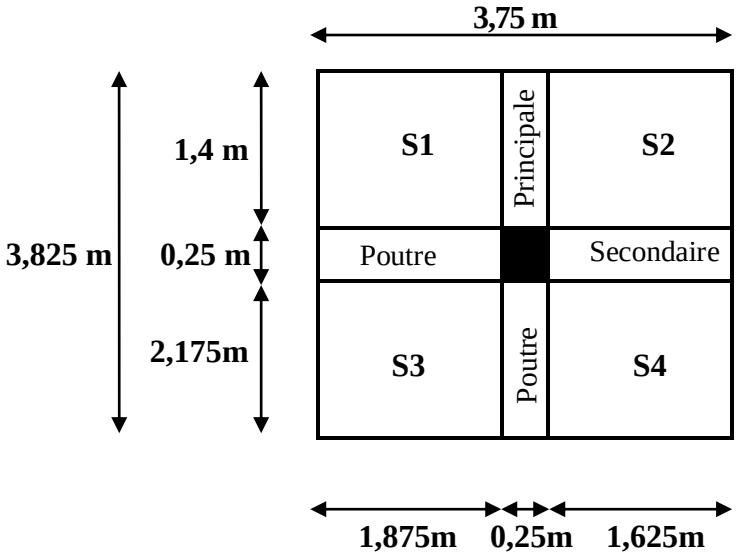


Figure II-6 : surface revenant au poteau le plus sollicité.

- **Surface brute:**

$S_1 = 1,4 \times 1,875 = 2,625\ m^2$

$S_2 = 1,625 \times 1,4 = 2,275\ m^2$

$S_3 = 1,875 \times 2,175 = 4,078\ m^2$

$S_4 = 1.625 \times 2,175 = 3,534\ m^2$

$S_b = 3,75X3,825$

$S_b = \mathbf{14,34\ m^2.}$

- **Surface nette :**

$S_n = s_{1+}s_{2+}s_{3+}s_4$

$S_n = \mathbf{12,512\ m^2.}$

➢ **Poids revenant à chaque élément :**

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

- **Plancher terrasse :**

P = 5,83 x 12.512 =**72.944 KN**.

- **Plancher d'étage courant :**

P = 5,61 x 12.512 = **70.192 KN.**

- **Poutres principales** :

P = (0,30 x 0,40) x 25 x 3,825 =**11,475 KN.**

- **Poutres secondaires** :

P = (0,30 x 0,35) x 25 x 3,75 =**9,843 KN.**

D'où :le poids totale :

$\mathbf{P_{tot} = p_{pp} + p_{ps}}$ =11,475+9,843 **=21,318 KN.**

- **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b_1, h1)** ≥**25 cm** pour la **zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b=h=25cm.**

- ✓ **Poteaux du RDC:**
  G = 0.25 x 0.25 x 4.08 x 25 =6.375 KN
- ✓ **Poteaux étage courant :**
  G=0.25x0.25x3.06x25=4.781 KN

➢ **Surcharge d'exploitation :**

Q_0 = 1 x 12.512= 12.512 KN

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \ldots\ldots = Q_9$= 1.5 x 12.512 = 18.768 KN

Q_{10} = 3.5 x 12.512 = 43.792 KN

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

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

- ✓ La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Tell que :

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.
Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i.
n: Numéro de l'étage du haut vers le bas.
Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage **« n »** en tenant compte de la dégression de surcharges.

- **Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

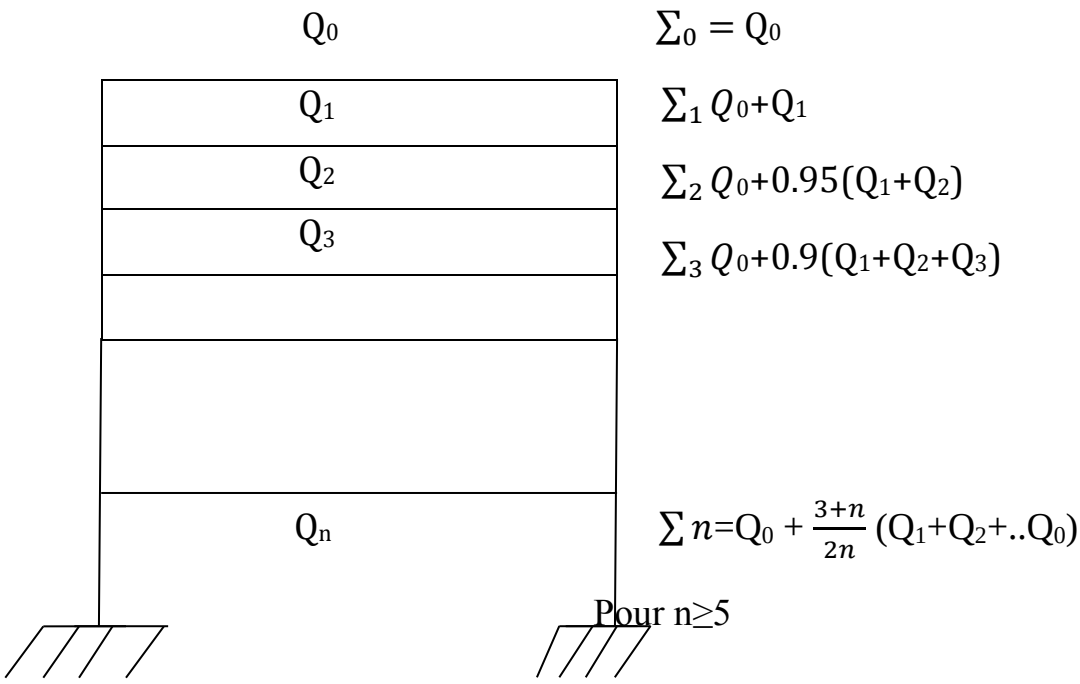


Figure II-7 : valeurs de coefficient dégression ($\frac{3+n}{2n}$)

- **Coefficients de dégression des surcharges :**

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

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

- **Les surcharges cumulées :**

Niveau9 : Q0=12.512KN
Niveau8 : Q0+ Q1 =12.512 +18.768= 31.28 KN
Niveau7 : Q0+ 0,95(Q1 + Q2)= 12.512+ 0,95(2x 18.768)=48.171 KN
Niveau6 : Q0+ 0,90(Q1 + Q2+Q3) = 12.512+ 0,90(3x18.768)=63.185 KN
Niveau5 : Q0+ 0,85(Q1 + Q2 +Q3 + Q4)= 12.512 + 0,85(4x18.768)=76.323 KN
Niveau4 : Q0+ 0,80(Q1 + Q2 +Q3 + Q4 + Q5)= 12.512+ 0,80(5x18.768)=87.584 KN
Niveau3 : Q0+ 0,75(Q1 + Q2 +Q3 + Q4 + Q5 + Q6)= 12.512+ 0,75(6x18.768)=96.968 KN
Niveau2 : Q0+ 0,714(Q1 + Q2 +Q3 + Q4 + Q5 + Q6+ Q7)= 12.512+ 0,714(7x18.768)=106.314 KN
Niveau1 : Q0+ 0,687(Q1+Q2+Q3+ Q4 + Q5 + Q6+ Q7+Q8)
=12.512+0,687(7x18.768+31.28)=124.256 KN
Niveau RDC : Q_0+0.667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)
= 12.512 +0.667 x (8x18.768+43.792)= 141.86 KN

N	G (KN)					Q(KN)		N(KN)	S(cm²)	
	G_{pl}	G_{pot}	G_{pout}	G_{tot}	G_{cum}	Q	Q_{cum}	N=G+Q	$S_{trouvée} = N/\sigma_{bc}$	$S_{adoptée}$
9	72.944	/	21.318	94.262	94.262	12.512	12.512	106.804	71.202	40x40
8	70.192	4.781	21.318	96.291	190.553	18.768	31.28	221.833	147.888	40x40
7	70.192	4.781	21.318	96.291	286.844	18.768	50.048	336.892	224.594	40x40
6	70.192	4.781	21.318	96.291	383.135	18.768	68.816	451.951	301.300	40x40
5	70.192	4.781	21.318	96.291	479.426	18.768	87.584	567.01	378.006	45x45
4	70.192	4.781	21.318	96.291	575.717	18.768	106.352	682..069	454.712	45x45
3	70.192	4.781	21.318	96.291	672.008	18.768	125.12	797.128	531.418	45x45
2	70.192	4.781	21.318	96.291	768.299	18.768	143..888	912.179	608.119	50x50
1	70.192	4.781	21.318	96.291	864.59	18.768	162.656	1027.246	684.830	50x50
RDC	70.192	6.375	21.318	97.885	962.475	43.792	206.448	1168.923	779.282	50x50

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

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

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

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40	min (b, h) ≥ 25 cm	min (b, h) = 40>25 cm	Condition vérifiée
	min (b, h) ≥he/20	he/20=306/20=15.3cm<40cm	
	1/4<b/h<4	1/4<b/h=35/35=1<4	
45x45	min (b, h) ≥ 25 cm	min (b, h) = 45>25 cm	Condition vérifiée
	min (b, h)≥he/20	he/20=306/20=15.3cm < 45cm	
	1/4<b/h<4	1/4<b/h=45/45=1<4	
50x50	min (b, h) ≥ 25cm	min (b, h)= 50 ≥ 25 cm	Condition vérifiée
	min (b, h) ≥ he/20	he(RDC)/20=408/20=20.4cm<50cm	
		he(E.courant)/20=306/20=15.3cm<50cm	
	1/4<b/h<4	1/4<b/h=50/50=1<4	

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

D) Vérification relative aux coffrages :

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

- **Conclusion :**

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

E) Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée **(poteau)** est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement. Cette instabilité dépend de la longueur de flambement, la section (caractéristiques géométriques) et la nature des appuis.

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

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

λ: Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau **(Lf = 0.7 lo).**

$L_0 = h_e$= Longueur libre du poteau.

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

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

S : section transversal du poteau **S= b x h**

Niveaux	b(cm)	h (cm)	I (cm^4)	S (cm^2)	i (cm)	L_0 (cm)	L_f (cm)	λ	Condition
9	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée
8	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée
7	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée
6	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée
5	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.49	condition vérifiée
4	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.49	condition vérifiée
3	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.49	condition vérifiée
2	50	50	520833.33	2500	14.43	306	214.2	14.84	condition vérifiée
1	50	50	520833.33	2500	14.43	306	214.2	14.84	condition vérifiée
RDC	50	50	520833.33	2500	14.43	408	285.6	19.79	condition vérifiée

Tableau II.9: Vérification du flambement des poteaux.

- **Conclusion :** On conclue que la condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

II.2.4) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux et une partie des charges verticales. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à **l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003)** qui préconise la condition : **L ≥ 4a**.

Avec :

a : épaisseur des voiles,

L : longueur minimale des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm($a \geq 15$[cm]).

$$\mathbf{a \geq \frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25}}$$

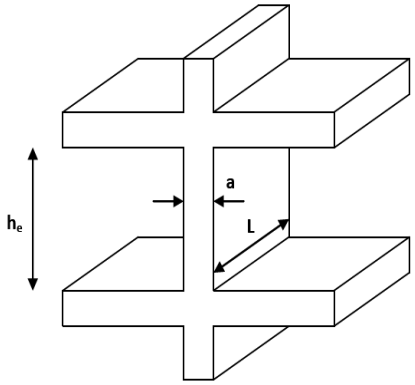
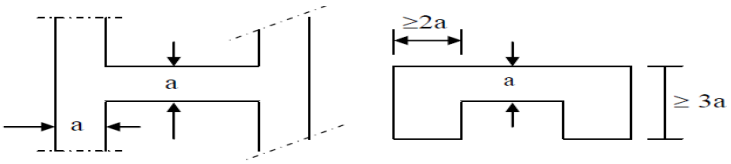
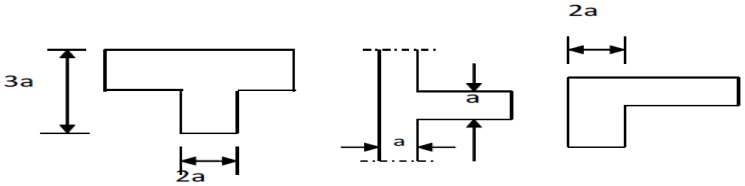


Figure II.8 : Coupe de voile en élévation

1ér cas : $(a \geq \frac{h_e}{25})$



2éme cas : $(a \geq \frac{h_e}{22})$



3éme cas : $(a \geq \frac{h_e}{20})$

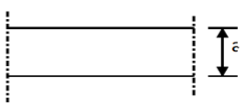


Figure II.9 : Coupes de voiles en plan

Dans notre cas :

$$\mathbf{a \geq max\ (e_{min} ; \frac{h_e}{20})}$$

a ≥ he / 20

Avec : **he = h-ep** **et** **ep** : Hauteur de plancher.

- ✓ **Pour le RDC :** he=h-ep=408-20=388cm

✓ **Pour l'étage courant :** he = h- ep = 306– 20 = 286cm

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4cm$

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3cm$

On prend: a = 20 cm pour touts les voiles.

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

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

Lmin ≥ 4 x 0.20 = 0.80 m ⟺ Condition vérifiée.

Avec :

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

a : Epaisseur du voile

Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Hauteur du plancher **h_t = 20cm** soit un plancher de **16+4 cm.**
- Section des poutres principales **(30x40) cm².**
- Section des poutres secondaires **(30x35) cm^2.**
- Sections des poteaux : **RDC, étage du service,2 : 50 x 50**

3, 4,5 : 45 x 45

6, 7, 8, 9 : 40 x 40

- Epaisseur des voiles **: ep = 20cm.**

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

CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS

III.1) Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les planchers, les escaliers et les consoles.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)** et le **RPA 99/2003.**

III.2) Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère «N» et d'une poussée latérale «Q» due à la main courante provoquant un moment de renversement« Mr».

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

III.2.1) Dimensions de l'acrotère :

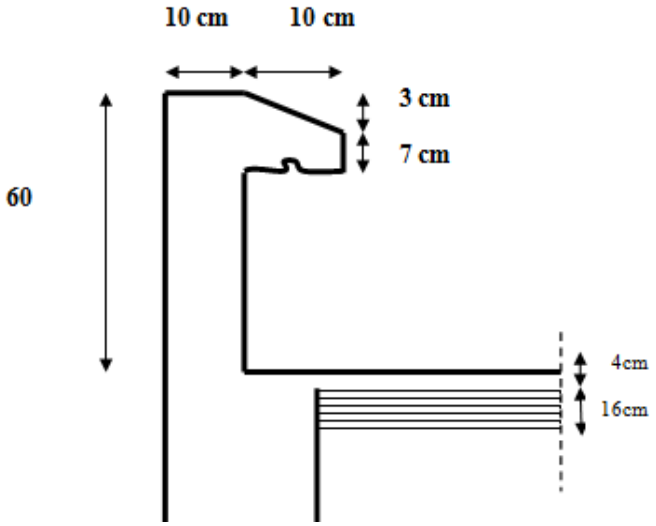


Figure III-1-1: Coupe verticale de l'acrotère

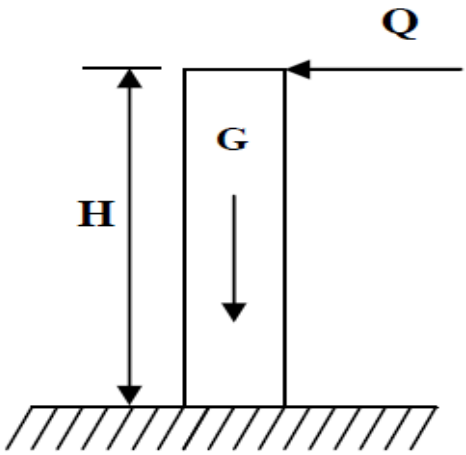


Figure III-1-2: Schéma statique.

III.2.2) Détermination des sollicitations :

- ✓ **Poids propre** :

$$G=\rho \times S$$

avec : ρ : masse volumique du béton
S : section de l'acrotère

G = [(0.6x0.1) + (0.03x 0.1/ 2) + (0.07 x 0.1)] x 25 x 1ml

G = 1 .7125 KN/ml.

- ✓ **Surcharge d'exploitation**:

Q = 1.00KN/ml.

- ✓ **Effort normal dû au poids propre G :**

N = G x 1 = **1.7125 KN**

- ✓ **Effort tranchant** :

T = Q x 1 = **1.00 KN**.

- ✓ **Moment de renversement dû à la surcharge Q** :

M = Q x H x 1 = **0.60 KN .m**

III.2.3) Diagramme des efforts :

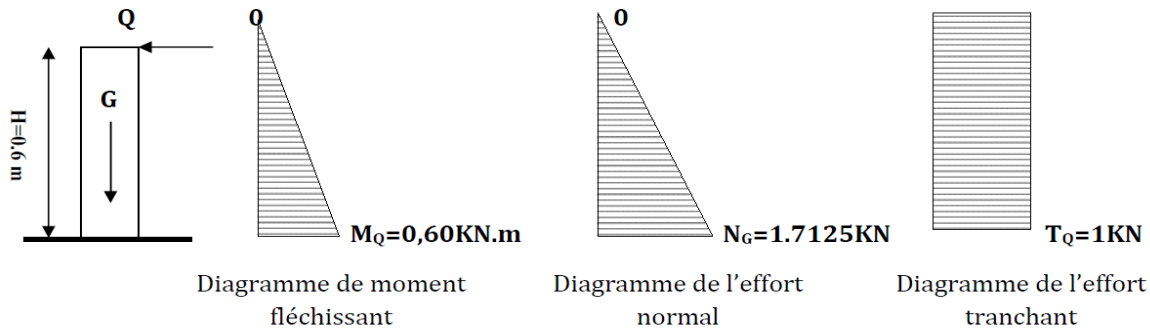


Diagramme de moment fléchissant | Diagramme de l'effort normal | Diagramme de l'effort tranchant

Figure III-1-3 : Diagrammes des efforts internes

III.2.4) Combinaisons de Charge :

- **A L'ELU : 1.35G + 1.5Q**

Nu = 1.35 x G = 1.35 x 1.7125 = 2.312 KN
Mu = 1.5 x MQ = 1.5 x 0.6 = 0.90 KN.m.
Tu = 1.5 x T = 1.5 KN.

- **A L'ELU : G + Q**

N_s = G = 1.7125 KN.
M_s = M_Q = 0.60 KN.m
T_s = T_Q = 1 KN.

III.2.5) Ferraillage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous.(**N_u**) et (**Mu**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).

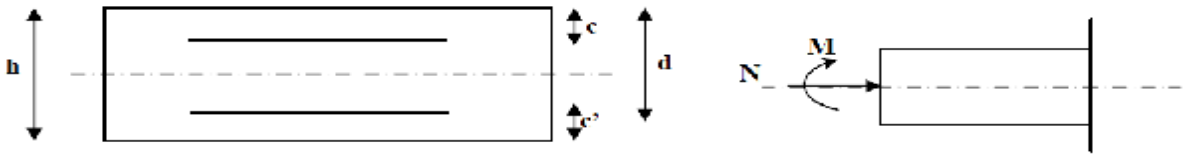


figure III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

A) Calcul des armatures à l'ELU :

a) Position du centre de pression :

h : Epaisseur de la section : 10cm
b : largeur de la section : 100cm
c et c : Enrobage : 2cm
d = h - c : Hauteur utile.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389m$$

e_u =39cm

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

a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues ; $e_u > a$

Conclusion :

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

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

b) Calcul en flexion simple :

- **Le moment fictif :**

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

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

- **Calcul de μ (moment réduit) :**

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

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta_\gamma} = 14.2\ MPa$$

$$\mu_b = \frac{0.97 \times 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.01066$$

$\mu_b = 0.01066 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_b = 0.01066 \longrightarrow \beta = 0.994$ (par interpolation)

c) Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :

- **La section des armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\ Mpa$$

A_f : armatures fictives

$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.97 \times 10^5}{0.994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.35\ cm^2$

$A_{st} = 0.35 - \frac{2.312}{34.8} = 0.284\ cm^2$

III.2.6) Vérification à l'ELU :

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

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

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : **As** ≥ **A_{min}**

- **Armateur principale :**

$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)}\right]$

Avec :

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.7125} = 35.04\ cm$

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

$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{35.04 - (0.455 \times 8)}{35.04 - (0.185 \times 8)}\right]$

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

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

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

Soit **: A = 4HA8 = 2.01cm^2** avec un espacement **S_t = 25cm.**

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025\ cm^2$

Soit : **Ar = 4 HA8=2.01 cm^2** avec un espacement **St = 25cm.**

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

La fissuration est préjudiciable donc :

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

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5} ; 4MPa\right) = \min(2{,}5\ MPa ; 4MPa) = 2{,}5\ MPa$

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

$V_u = 1{,}5 \times Q = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5$ KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1{,}5}{100 \times 8} = 0{,}0018 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

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

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

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3{,}14 \times 4 \times 0{,}8 = 10{,}048$ cm

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1{,}5 \times 10}{0{,}9 \times 8 \times 10{,}048} = 0{,}207\ MPa$$

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée

Donc il n'ya pas risque d'entrainement des barres.

D) Vérification des espacements des barres :
(Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modi 99)

Armateurs principales **:** $S_t = 25$ cm $\leq \min [3h; 33\text{ cm}] = 30$ cm

25cm <30cm ⟶ **condition vérifié**

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

25cm <30cm ⟶ **condition vérifié**

E) Ancrage des armatures : (Art A.6.1, 23 / BAEL91)

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

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

$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.853} = 28.04$ cm

On prend : $l_s = 30$ cm

III.2.7) Vérification à l'ELS:

A) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right]$$ **(Art. A.4.5.33BAEL)**

Avec : η = 1,6 : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

$\overline{\sigma_{st}} =$ **201.63 MPa**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$\rho_1 = 0.251 \longrightarrow \beta_1 = 0.920 \longrightarrow$ K1= 47.69.

D'où :

$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^2}$ **= 40.56 MPa**

$\sigma_{st} = 40.56$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 201.63$ MPa $\longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

B) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47{,}69} \times 40{,}56 = 0{,}85\,MPa$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

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

- Armatures principales $\longrightarrow$ 4HA8 = 2,01cm^2/ml avec St = 25cm.
- Armatures de répartitions $\longrightarrow$ 4 HA8 = 2,01cm^2/ml avec St= 25cm.

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

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

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

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

Avec :

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

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

Cp : Facteur de force horizontale (Cp = 0,3)

Wp : Poids de l'acrotère = 1.7125KN/ml.

Fp = 4× 0, 15× 0, 3× 1,7125 = 0,308 KN/ml < Q = 1KN/ml ⟶ **Condition vérifiée.**

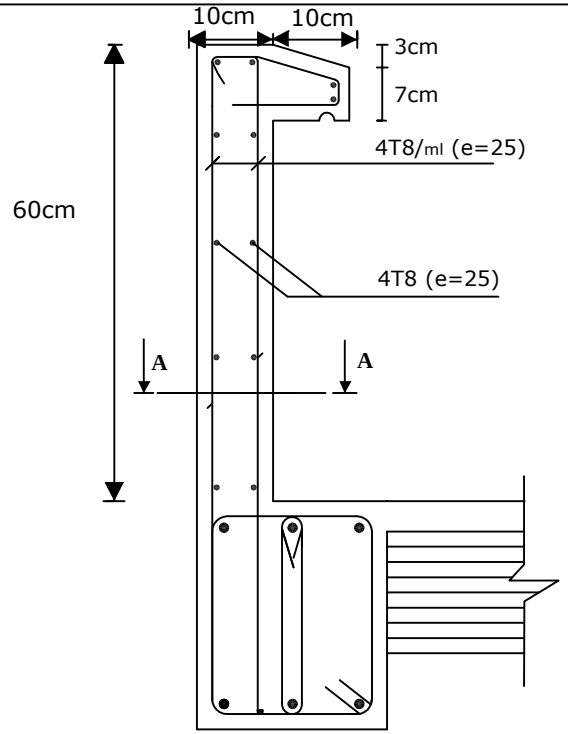
La condition étant vérifiée alors le ferraillage adopté précédemment reste convenable.

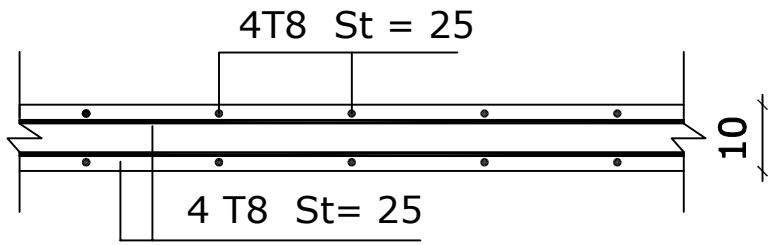
Conclusion :

Le ferraillage de l'acrotère est comme suit :

- **A=4HA8 = 2.01cm^2/ml** et **St = 25cm.**
- **A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml** et **St = 25cm.**

III.2.8) Plan de ferraillage de l'acrotère :





Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	Plan de Ferraillage de l'acrotére	plan: 01
		Echelle:1/50
Dirigé par: Mer GHOUILEM		2018/2019

III.2) Etude 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.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm.**
- ✓ Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de **16 cm.**
- ✓ Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression

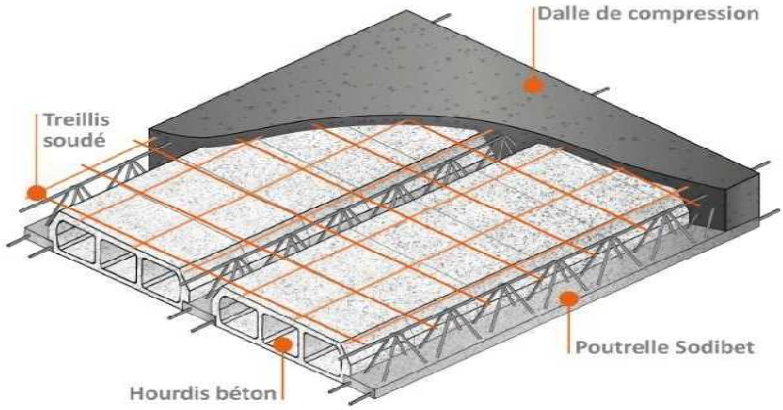


Figure III.2.1 : plancher en corps creux

III.2.1) Calcul de la delle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance **(TLE 520)** dont le but est de :

- ➢ limiter les risques de fissurations par retrait ;
- ➢ résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- ➢ répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement **(BAEL 91/B.6.8,423)** qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).
Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \quad \text{si} \quad L \leq 50\ cm$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \quad \text{si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

A⊥: section en cm^2 par mètre linéaire,

L : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,

fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa) =520 MPa.

$$A\perp = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2/ml$$

on adopte : **5T4/ml = 0,63 cm²** avec **e = 20 cm**

- **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A\perp}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 \text{/ml}$$

On adopte : **5T4/ml = 0,63 cm² / ml** avec **e = 20 cm**

Conclusion :

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520)de dimension (200× 200) mm^2

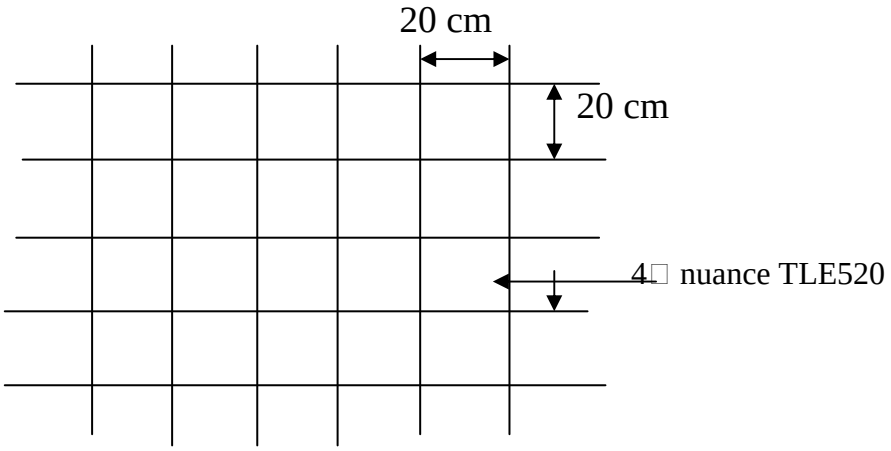


Figure III.2.2 : Armatures de l'hourdis

III.2.2) Etude des poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelle consécutives .Elle se calcul comme une section en **T é**.

1ére étape :Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémisées .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m2 et la surcharge de l'ouvrier.

- **Poids propre de la poutrelle :** G_p= (0.04 x0.12) x25 = 0.12 KN/ml.
- **Poids du corps creux :** G_c = 0.95x0.65 = 0.62 KN/ml.

- **Poids propre totale :** G_t=0.12+0.62=0.74 KN/ml
- **Surcharge due à l'ouvrier :** Q= 1KN/ml.

➢ **Combinaison de charges :**

qu =1.35G+1.5Q

qu=1.35×0.74+1.5×1=**2.50 KN /ml.**

➢ **Ferraillage à l'état limite ultime (E.L.U) :**

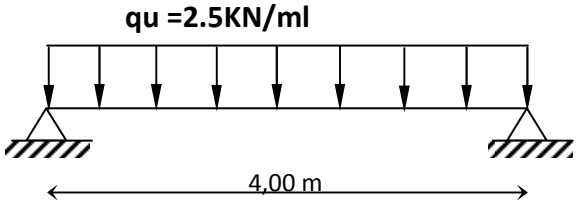


Figure III.2.3: Schéma statique de la poutrelle.

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2{,}5 \times \frac{(4{,}00)^2}{8} = 5KN.m$$

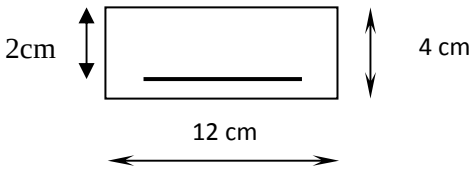
M_U = **5 KN.m**

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = \mathbf{5\ KN}$$

➢ **Calcul des Armatures :**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$$



$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5}$$

f_{bu} =**14.2 MPa**

b =12cm ; c=2cm ; h =4 cm

d : la hauteur utile ; d= h-c =2cm

Donc $\mu = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 0.733$

μ=0.733 >μ_1=0.392 ⟹ la section est doublement armée

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle **(12 x 4)** ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires, pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées **(Asc = 0)** ne soient pas nécessaires.

2éme étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en Té et sera soumise aux charges uniformément reparties sur l'ensemble des poutrelles.

a) Dimensionnement de la poutrelle :

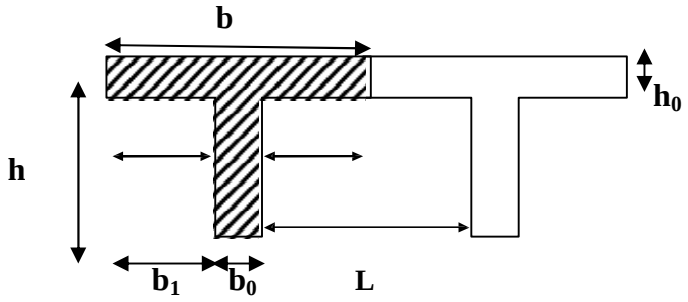


Figure III.2.4 : La poutrelle comme une section en Té

Avec :

h : la hauteur de la poutrelle est de 20cm (16+4)

h_0 : la hauteur de la dalle de compression est de 4cm

l : la longueur entre axes des poutrelles

L : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

b : la largeur de la dalle de compression

b_0 : la largeur de la nervure (12cm)

L_1 : la distance de la portée des poutres (400 cm)

b1 : largeur de l'hourdis a prendre en compte de chaque coté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs suivant

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L-bo}{2} \\ b_1 \leq \frac{L1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3}\left(\frac{L1}{2}\right) \end{cases}$$ **(BAEL91/Art A.4.1, 4)**

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2\times 400}{3\times 2} = 133.33 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend **b_1=26.5 [cm]**

Donc largeur de la dalle de compression

$b=2b_1+b_0$ **(BAEL91/Art.4.1, 3)**

b=2(26.5) +12

b=65 cm

b) Calcul des chargements :

- ✓ Poids propre du plancher (étage terrasse):G =5,83 x 0,65= **3,789KN/ml.**
- ✓ Poids propre du plancher étage courant : G=5,61 x 0,65 = **3,646 KN/ml**
- ✓ Charge d'exploitation :(plancher terrasse) : Q=1× 0,65 = **0,65KN/ml.**
- ✓ Charge d'exploitation :(plancher à usage d'habitation): Q= 2,5x0,65 = **1.625KN/ml**
- ✓ Charge d'exploitation :(plancher à usage commerce RDC):Q=3,5 × 0,65=**2,275kN/ml**.

c) Combinaison de charges :

❖ **Plancher à usage d'habitation:**

ELU : qu = 1.35 G+ 1.5 Q = 1.35 x3.646+1.5x1.625= **7.359 KN/ml.**
ELS : qs = G + Q = 3.646 + 1.625 = **5.271 KN/ml**

❖ **Plancher à usage commercial (RDC):**

ELU : qu = 1.35 G+ 1.5 Q = 1.35 x3.646 +1.5x2.275**= 8.334 KN/ml.**
ELS : qs = G + Q = 3.646 + 2.275 = **5.921KN/ml.**

❖ **Plancher terrasse:**

ELU : qu = 1.35 G+ 1.5 Q = 1.35 x3.789+1.5x0.65= **6.09 KN/ml.**
ELS : qs = G + Q = 3.789 + 0.65 = **4.439 KN/ml.**

Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable.
Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage commercial(RDC)

✓ **Etude du plancher RDC (à usage commercial) :**

d) Choix de la méthode :

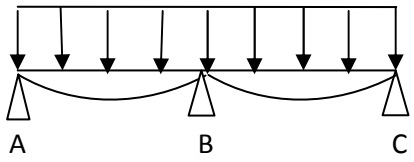
Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

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

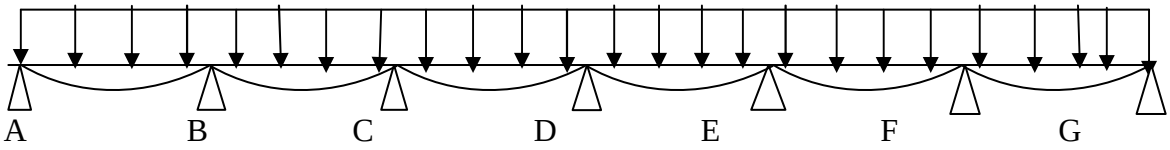
e) Choix des poutrelles a étudié :

On choisit deux types de poutrelles :

Type I :. Poutrelle a 2 travées.



Type II : Poutrelle a 6 travées



❖ Méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifier de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; Tels que les plancher des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement...
L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.2.210) :

1ére condition : La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2

$$Q \leq \max \{2G, 5\ KN/m^2\}.$$

$$Q = 2.275\ KN/m^2 \ < 2G = 7.292 KN/m \longrightarrow \textbf{condition vérifié}$$

2éme condition :Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées. ⟶ **condition vérifié**

3éme condition :Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

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

$$\begin{cases} \frac{4.00}{3.50} = 1.14 \quad ; \quad \frac{3.50}{3.50} = 1 \\ \frac{3.50}{3.50} = 1 \quad ; \quad \frac{3.50}{3.30} = 1.06 \longrightarrow \textbf{condition vérifié} \\ \frac{3.50}{3.50} = 1 \end{cases}$$

4éme condition :La fissuration est considérée comme **non préjudiciable.**⟶**condition vérifié**

Conclusion :

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

❖ Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M0 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.

❖ **Exposé de la méthode** :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

} on prend M^{max}

Avec :

M_t : moment maximal en travée considérée ;

Me : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;

M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue ;

Valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

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

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

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

1.1) Poutrelles à deux travées :

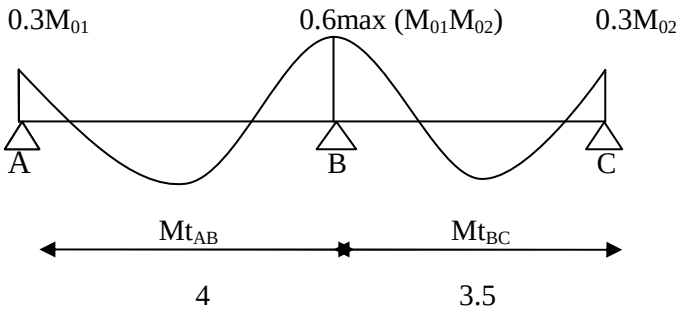


Figure III.2.5: diagramme des moments d'une poutre continue

III.2.3.1) Calcul à L'ELU :

❖ **charges et surcharges :**

- Poids propre du plancher : G = **3.646 [KN/ml].**
- Charge d'exploitation : Q =**2.275 [KN/ml].**

❖ **Combinaison de charge à L'ELU :**

qu =**8.334 [KN/ml].**

A) Calcul du rapport de charge :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.275}{2.275+3.646} = 0.384 > \frac{2}{3}$

$1+0.3\alpha = 1.115 > 1.05$

$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.557$

$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.657$

B) Calcul des moments isostatique :

$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8.334 \times 4^2}{8}$ **=16.668[KN/ml].**

$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8.334 \times 3.5^2}{8}$ **=12.761[KN/ml].**

C) Calcul des moments sur des appuis :

$M_A = 0.3\ M_{01} = 5KN.m$

$M_B = 0.6 max\ (M_{01}; M_{02}) = 10KN.m$

$M_C = 0.3 M_{02} = 3.828KN.m$

D) Calcul des moments en travée :

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

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

$M_{tAB} \geq (1.115 \times 16.668) - \frac{5+10}{2}$ **=11.084 KN.m**

$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\times\alpha}{2} M_{01} = 0.657 \times 16.668$ **=10.95 KN.m**

Donc : M_{tAB} **=11.084 KN.m**

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

$M_{tBC} + \frac{M_B+M_C}{2} \geq \max(1.05M_{02}; (1+0.3\alpha)M_{02})$

$M_{tAB} \geq (1.115 \times 12.761) - \frac{10+3.828}{2}$ **=7.314KN.m**

$M_{tBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.657 \times 12.761$ **=8.383KN.m**

Donc :

$M_{tBC} = 8.383 KN.m$

E) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

Les valeurs sont en [KN.m]

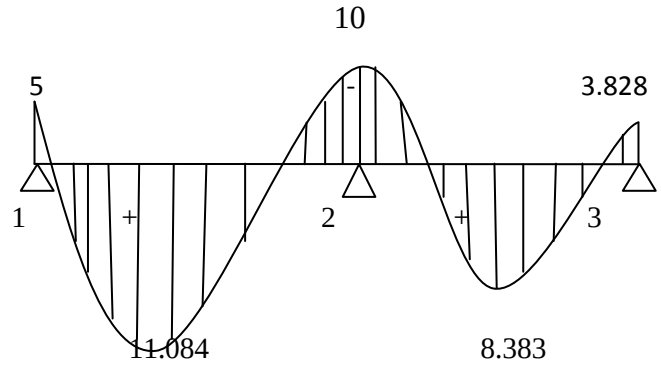


Figure III.2.6 : Diagramme des moments des poutrelles a deux travées

F) Calcul de l'effort tranchant :

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

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

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

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

✓ **Travée (AB) :**

$$V_w = \frac{q_u.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow V_1 = \frac{8.338 \times 4}{2} + \frac{(-10) - (-5)}{4} = 15.426\,KN$$

$$V_e = -\frac{q_u.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow V_2 = -\frac{8.338 \times 4}{2} + \frac{(-10) - (-5)}{4} = -17.926\,KN$$

✓ **Travée (BC) :**

$$V_w = \frac{q_u.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_2 = \frac{8.338 \times 3.5}{2} + \frac{(-3.828) - (-10)}{3.5} = 16.354\,KN.$$

$$V_e = -\frac{q_u.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_3 = -\frac{8.338 \times 3.5}{2} + \frac{(-3.828) - (-10)}{3.5} = -12.828\,KN.$$

Travées	M_i	M_{i+1}	$\frac{qu \times l}{2}$	Vw	Ve
EF	5.000	10.000	16.676	15.426	-17.926
FG	10.000	3.828	14.591	16.354	-12.828

G) Diagramme des efforts tranchants:

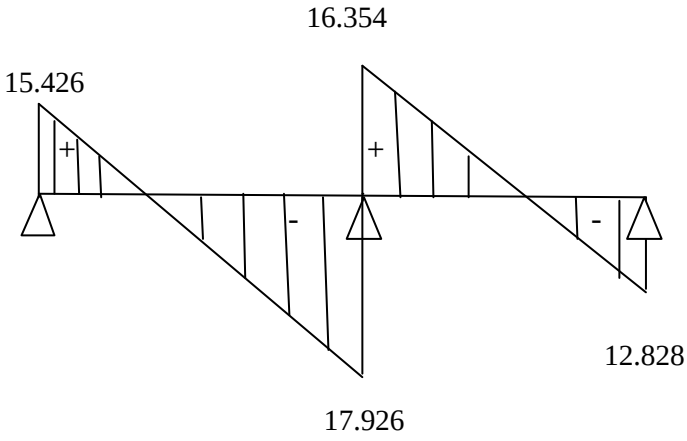


Figure. III.2.7 : Diagramme de l'effort tranchant en [KN]

III.2.3.2) Calcul à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s / q_u

qu = 1.35 G + 1.5 Q = 8.334 KN / ml

qs = G + Q = 5.921 KN / ml

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.921}{8.334} = 0.710$$

A) Calcul des moments sur des appuis :

$M_S = M_U \times 0.710$

$M_A = 5 \times 0.710 = 3.55$[KN.m]

$M_B = 10 \times 0.710 = 7.10$[KN.m]

$M_C = 3.828 \times 0.71 = 2.71$[KN.m]

B) Calcul des moments en travée :

$M_{tAB} = 11.084 \times 0.71 = 7.869$[KN. m]

$M_{tBC} = 8.383 \times 0.71 = 5.951$ [KN. m]

C) Calcul de l'effort tranchant :

$V_S = V_U \times 0.71$

✓ **Travée (AB) :**

$V_w = 15.426 \times 0.71 = 10.952$[KN].

$V_e = -17.926 \times 0.71 = -12.727$[KN].

✓ **Travée (BC) :**

$V_w = 16.354 \times 0.71 = -11.611$ [KN].

$V_e = -12.828 \times 0.71 = -9.107$ [KN].

1.2) Poutrelles à deux travées :

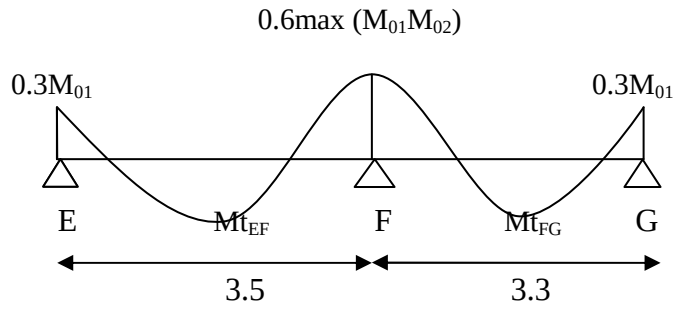


Figure .III.2.8: diagramme des moments d'une poutre continue

III.2.4.1) Calcul à L'ELU :

❖ **Charges et surcharges :**

- Poids propre du plancher : G = **3.646 [KN/ml].**
- Charge d'exploitation : Q =**2.275 [KN/ml].**

❖ **Combinaison de charge à L'ELU :**

qu =**8.334 [KN/ml].**

A) Calcul des moments isostatique :

M_{01}=**12.761[KN/ml].** M_{02}=**11.344 [KN/ml].**

B) Calcul des moments sur des appuis :

M_A= 0.3 M_{01}=3.828KN.m

M_B =0.6max (M_{01} ; M_{02}) =7.656KN.m

M_C=0.3M_{02}=3.403KN.m

C) Calcul des moments en travée :

M_{tEF}= 8.486[KN. m] M_{tFG} =7.453 [KN. m]

D) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

Les valeurs sont en [KN.m]

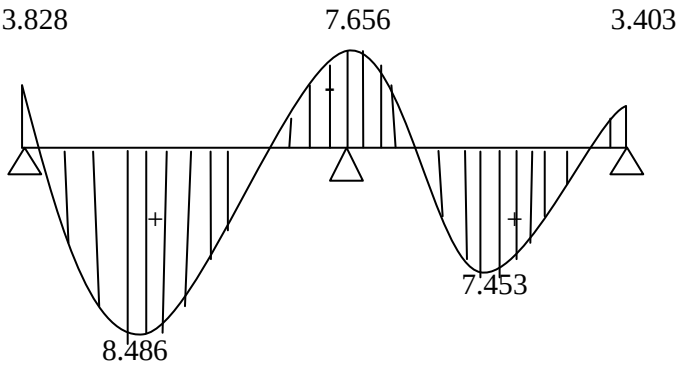


Figure III.2.9 : Diagramme des moments des poutrelles a deux travées

E) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w = \frac{q_u.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$V_e = -\frac{q_u.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

les valeurs de v_e et v_w sont en [KN]

Travées	M_i	M_{i+1}	$\frac{qu \times l}{2}$	Vw	Ve
EF	3.828	7.656	14.584	10.756	-18.412
FG	7.656	3.403	13.751	18.004	-9.498

F) Diagramme des efforts tranchants :

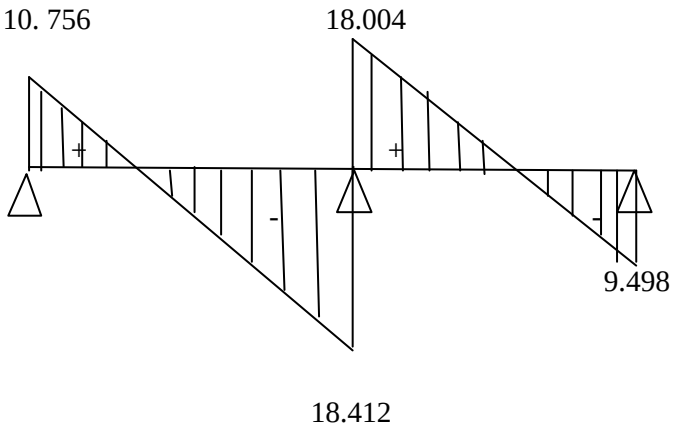


Figure III.2.10 : Diagramme de l'effort tranchant en [KN]

III.2.4.2) Calcul à L'ELS :

On suit le même cheminement que l'ELU sauf qu'on remplace la charge qu par qs.

A) Calcul des moments sur des appuis :

M_E= 3.828×0.71=2.717[KN.m].

M_F =7.656×0.71=5.435[KN.m].

M_G=3.403×0.71=2.416[KN.m].

B) Calcul des moments en travée :

M_{tEF}= 8.486×0.71=6.025[KN. m]

M_{tFG} =7.453×0.71=5.291 [KN. m]

C) Calcul de l'effort tranchant :

✓ **Travée (EF) :**

V_w=10.756×0.71=7.636[KN].
V_e=─18.412×0.71=─13.072 [KN].

✓ **Travée (FG) :**

V_w=18.004×0.71=12.782 [KN].
V_e=─9.498×0.71=─6.743 [KN].

2) Poutrelles à 6 travées :

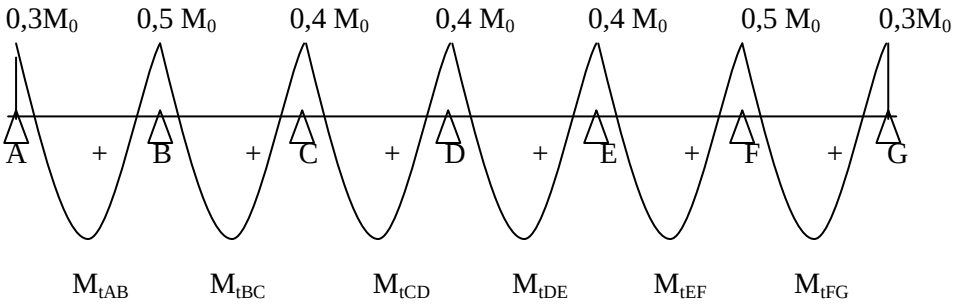


Figure III-2-11 : Schéma statique des poutrelles a trois travées

III.2.5.1) Calcul à L'ELU :

❖ **Charges et surcharges :**

- Poids propre du plancher : G = **3.646 [KN/ml].**
- Charge d'exploitation : Q =**2.275 [KN/ml].**

❖ **Combinaison de charge à L'ELU :**

qu =**8.334 [KN/ml].**

A) Calcul des moments isostatique :

$M_{01} = = 16.668 KN.m$ $M_{02} = 12.761 KN.m$ $M_{03} = 12.761 KN.m$

$M_{04} = 12.761 KN.m$ $M_{05} = 12.761 KN.m$ $M_{06} = 11.347 KN.m$

B) Calcul des moments sur des appuis :

M_A = 0,3 M_{01} = 5[KN.m]

M_B = 0,5 M_{01} = 8.334KN.m

M_C = 0,4 M_{02} = 5.104KN.m

M_D = 0,4 M_{03} = 5.104KN.m

M_E = 0,4 M_{05} = 5.104KN.m

MF = 0.5 M_{05}= 6.380KN.m

M_G = 0.3 M_{06} = 3.404KN.m

C) Calcul des moments en travée :

M_{tAB} =11.917 KN.m M_{tBC} =7.509KN.m M_{tCD}=9.124KN.m

M_{tDE} =9.124 KN.m M_{tEF} =8.485KN.m M_{tFG}=7.759KN.m

D) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

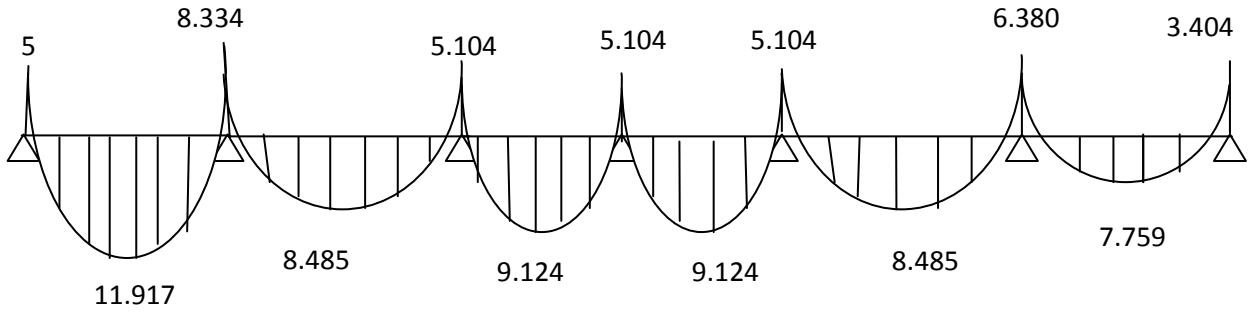


Figure III.2.12 : Diagramme des moments à l'ELU (KN.m)

D) Calcul des efforts tranchants :

Travées	M_i	M_{i+1}	$\frac{qu \times l}{2}$	Vw	V_e
AB	5	8.334	16.668	15.834	-17.501
BC	8.334	5.104	14.584	15.507	-13.661
CD	5.104	5.104	14.584	14.584	-14.584
DE	5.104	5.104	14.584	14.584	-14.584
EF	5.104	6.380	14.584	14.219	-14.949
FG	6.380	3.404	13.751	14.652	-12.849

E) Diagramme des efforts tranchants :

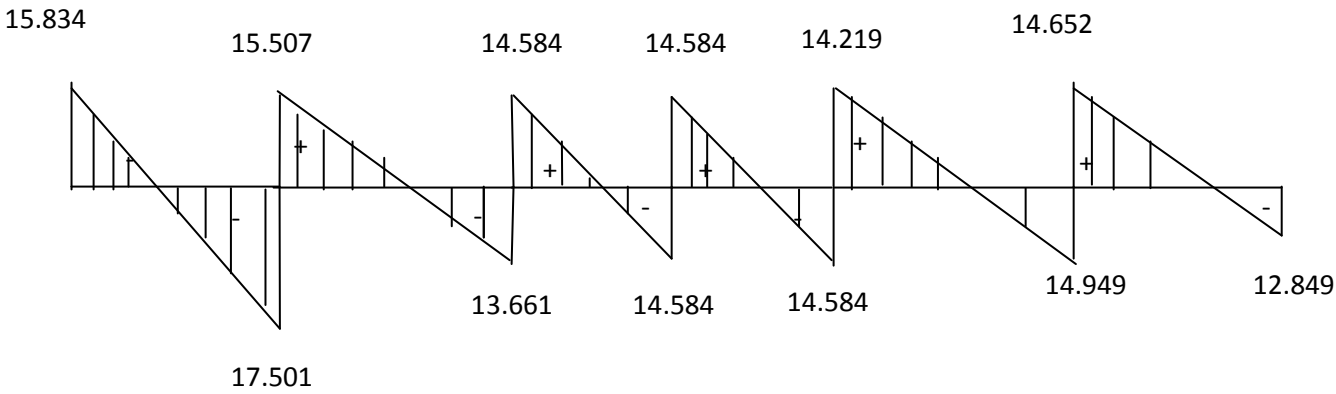


Figure III.2.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [KN]

III.2.5.2) Calcul à L'ELS:

❖ **Combinaison des charges:**

$q_s = G + Q = 3.646+2.275=$**5.921[KN/m]**

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.921}{8.334} = 0.710$$

A) Les moments aux appuis :

$M_A = 5 \times 0.710 =$ **3.55 [KN.m].**
$M_B = 8.334 \times 0.710 =$ **5.917[KN.m].**
$M_C = 5.104 \times 0.710 =$ **3.623[KN.m].**
$M_D = 5.104 \times 0.710 =$ **3.623[KN.m].**
$M_E = 5.104 \times 0.710 =$ **3.623 [KN.m].**
$M_F = 6.380 \times 0.710 =$ **4.529[KN.m].**
$M_G = 3.404 \times 0.710 =$ **2.416[KN.m].**

B) Calcul des moments en travée :

$M_{tAB} = 11.917 \times 0.710 =$ **8.461[KN.m]**
$M_{tBC} = 7.509 \times 0.710 =$ **5.331 [KN.m]**
$M_{tCD} = 9.124 \times 0.710 =$ **6.478 [KN.m]**
$M_{tDE} = 9.124 \times 0.710 =$ **6.478[KN.m]**
$M_{tEF} = 8.485 \times 0.710 =$ **6.024[KN.m]**
$M_{tFG} = 7.759 \times 0.710 =$ **5.508[KN.m]**

C) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :

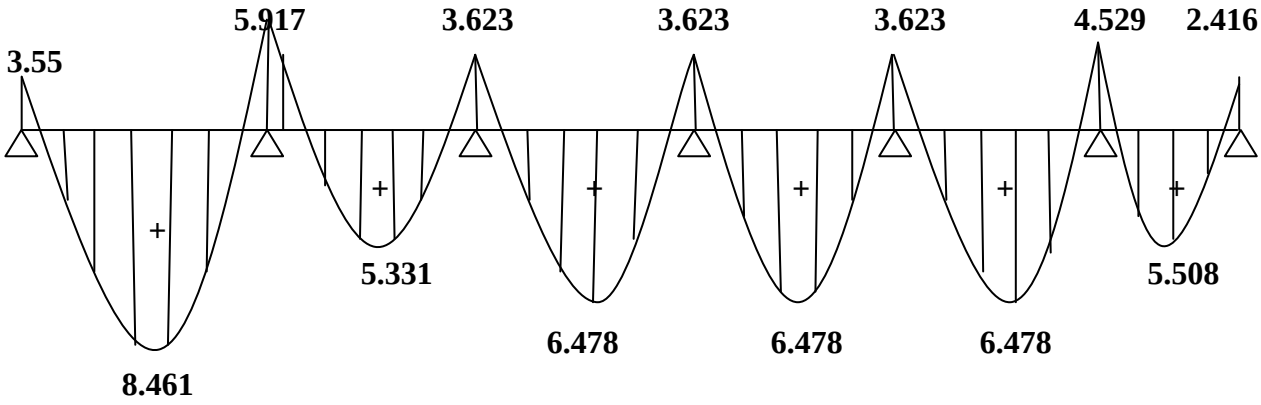


Figure III.2.14 : Diagramme des moments à l'ELS (KN.m)

D) Calcul des efforts tranchants :

•Travée (AB) :

$V_w = 15.834 \times 0.710 = 11.242$ KN
$V_e = -17.501 \times 0.710 = -12.425$ KN

• Travée (BC) :
$V_w = 15.507 \times 0.710 = 11.009$ KN
$V_e = -13.661 \times 0.710 = -9.699$ KN

• **Travée(CD) :**
V_w= 14.584 × 0.710 = 10.354KN
V_D = -14.584 × 0.710 = - 10.354 KN

• **Travée(DE) :**
V_D = 14.167×0.710 = 10.058 KN
V_E = -17.167 × 0.710 = - 12.188KN

• **Travée(EF):**
V_E = 14.219 × 0.710 = 10.095 KN
V_F = - 14.949 × 0.710 = - 10.613 KN

• **Travée(FG):**
V_E = 14.652×0.710 = 10.402 KN
V_F = - 12.849×0.710 = - 9.122 KN

E) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS :

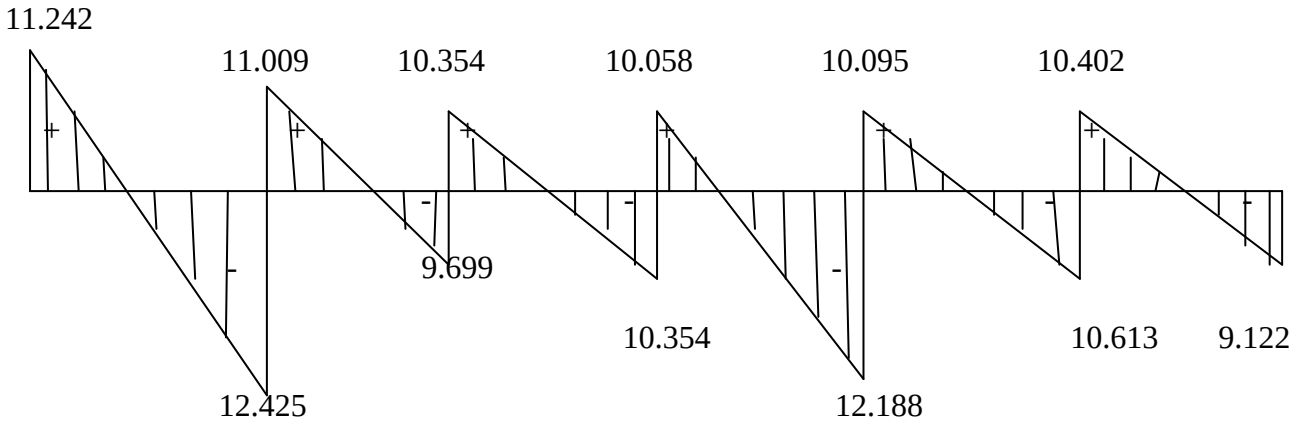


Figure III.2.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [KN]

III.2.6) Ferraillage a l'ELU :

On adoptera le même ferraillage en travée avec le moment maximum $M_{t\ max}$ = 11.917 KN.m et aux appuis avec le moment maximum $M_{a\ max}$= 10 KN.m.

A) Armature longitudinal :

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes : b= 65 *cm*; b0= 12 *cm*; h= 20 *cm*; h0= 4 *cm*; d= 18 *cm*

- **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = bh_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) \times f_{bu} \qquad \text{Avec } f_{bu}=14.2$$

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

$M_{t\ max}$ = 11.917 *KN.m* < M0 = 59.072 KN.m ⟹ L'axe neutre est dans la table de compression

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

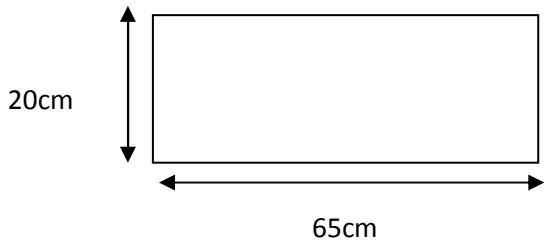


Figure III.2.16 : Section de la poutrelle I

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.917 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = \mathbf{0.040} < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{(SSA).}$$

μ=0.040 $\longrightarrow$ $\beta = 0.980$

$$A_s = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.917 \times 10^5}{0.980 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = \mathbf{1.941cm^2}$$

Soit : A_s=3 HA10= 2.35cm^2

- **En appuis :**

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcule de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b0=12cm** et de hauteur **h=20cm ; M a max= 10 KN.m.**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 . d^2 . f_{bc}} = \frac{10}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = \mathbf{0.181} < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{(SSA).}$$

μ = 0,181 $\longrightarrow$ β = 0,899

$$A_s = \frac{M_a^{max}}{B.d.\sigma_s} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10 \times 10^5}{0.899 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = \mathbf{1,776\ cm^2}$$

Soit : A_s=2HA12= 2.26cm^2

B) Armature transversale :

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

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

ϕ_t: Diamètre des armatures transversales

ϕ_l: Diamètre max des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0.571cm$$

$$\phi_t \leq 0.571cm$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec **A_t =2HA8 = 1cm**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de Φ8

C) L'espacement des cadres : (Art. A.5.1.22/BAEL91)

St ≤ min (0,9d; 40cm) = min (0,9 × 18; 40cm) = 16,2cm

$$St = \frac{A_t . f_e}{b_0 .0,4} = \frac{1\times 235}{12\times 0,4} = 48,96cm$$

On prend **St = 15** cm

Conclusion :

En travée, on adoptera : **3HA10 =2.35 cm2.**
Aux appuis, on adoptera : **2HA12 = 2.26 cm².**
Pour les aciers de continuité, on place : **2HA8 = 1.00cm².**

III.2.7) Vérification à l'ELU :

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

On doit vérifier que :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ = min (0.13 f_{c28}, 5 MPa) ⟶ **Fissuration peu nuisible**

. $\overline{\tau_u}$ = min (3.33 MPa , 5 MPa) = **3.33 MPa**

$$.\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \times d} = \frac{18.412\times 10^3}{120\times 180} = 0.852 \text{ N/mm}^2$$

τ_u= 0.852 MPa < $\overline{\tau_u}$= 3.33 MPa ⟶ **Condition vérifiée**

$$St3 \leq \frac{0.8\times f_e \times At}{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0} = \frac{0.8\times 235\times 1}{(0.81-0.3\times 2.1)12} = 87.037 \text{ cm}$$

St≤min(16.2cm;48.96cm;87.037cm)

St=16cm

B) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left(\frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}\right)$$

✓ **En travée :**

Amin=0.23 b_0 $d\left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$ = 0,23×12×18×2,1/400 =0.26 cm^2

At =2.35 cm^2 > Amin =0.26 cm^2 ⟶ **Condition vérifiée**

✓ **Sur appuis :**

Amin= 0.23 b_0 d $\left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$ = 0,23×12×18×2,1/400 = 0,26 cm2

Aa = 2.26 cm^2> Amin = 0,26 cm^2 ⟶ **Condition vérifiée.**

C) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/ Art 5.1,3):

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq \frac{0,4.a.b0.fc28}{\gamma_b}$ avec a=0,9 d

$V_u^{max} \leq \frac{0,4x0,9x18x12x2,5}{1,5}$ = 129, 6 KN

✓ **Appuis de rive :**

V_u^{max}=15.834 KN < 129.6 KN ⟶ **Condition vérifiée**

✓ **Appuis intermédiaires :**

V_u^{max} = 18.412 KN < 129.6 KN ⟶ **Condition vérifiée**

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

On doit vérifier que :

$$A_{at} \geq A_{min} = \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}\right)$$

✓ **Appuis de rive :**

$A_{at} = 2.25 > \frac{1.15}{400\times10^{-1}} \times (15.834 - \frac{5}{0.9\times0.18})$

$A_{at} = 2.25 > -0.432$ ⟶ **Condition vérifiée**

✓ **Appuis intermédiaires :**

$A_{at} = 2.25 > \frac{1.15}{400\times10^{-1}} \times (18.412 - \frac{10}{0.9\times0.18})$

$A_{at} = 2.25 > -1.245$ ⟶ **Condition vérifiée**

E) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91/ Art 6.1,3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d\sum u_i}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum Ui} = \frac{18.412\times10^3}{0{,}9\times180\times3\times\pi\times10} = 1{,}20MPa$$

τ_{se} =1.20 < $\bar{\tau}_{se}$ =3.15 ⟶ **Condition vérifiée**

F) Longueur de scellement droit (BAEL91/ Art 6.1, 221) :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$l_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau_{Se}}}$, l_s = longueur de scellement droit

Ψ =1.5 (AH)

$\tau_s = 0{,}6\ \Psi^2\ f_{t28}$ =0,6 x$(1{,}5)^2$ x 2,1 = 2,84 MPa

$$l_S = \frac{1\times400}{4\times2{,}84} = 35{,}27\ cm$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Lc = 0,4Ls = 0.4× 35.27= 14.08cm.

III.2.8) Vérification à l'ELS :

A) Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ fc_{28}$ = 15 MPa

a)En travées : At = 2.35 cm² ; M_{max}=7.105 KN.m

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times2.35}{12\times18} = 1.09$$

ρ = 0.095 $\Rightarrow$ β_1 = 0,856, α_1 = 0,432

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} \Rightarrow \text{K=0.05}$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A\ .\beta d} = \frac{7.105\times10^3}{2.35\times0{,}856\times18} = 196.22\ \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\ \text{MPa}$$

σ_s == 196.22 MPa< $\overline{\sigma_s}$= 348 MPa ⟶ **condition vérifiée**

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

$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, fc_{28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0{,}05\text{x } 196.22 = 9.811\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 9.811\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

b) **Aux appuis :** $M_{a\,max} = 8.461\text{KN.m}$

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046$$

$\rho = 1.046 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}859$; $\alpha_1 = 0{,}423$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} \Rightarrow \text{K} = 0{,}048$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_S.\beta d} = \frac{8.461x10^3}{2.26 \times 0.859 \times 18} = 242.13\,\text{MPa}$$

$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$\sigma_s == 242.13$ MPa $< \overline{\sigma_s} = 348$ MPa $\longrightarrow$ **condition vérifiée**

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

$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0{,}05$ x$242.13 = 12.10$MPa

$\sigma_{bc} = 12.10$ MPa $< \overline{\sigma}_{bc} = 15$MPa $\longrightarrow$ **condition vérifiée**

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

Conclusion :

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes

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

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

C) Vérification de la flèche :

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

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_S}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total de la section ;

l : portée libre maximal ;

M_t : maximum de flexion ;

b : largeur de nervure.

$$\begin{cases} \frac{20}{400} = 0.05 > 0.044 & \text{condition vérifié} \\ \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{8.461}{15 \times 11.842} = 0.047 & \text{condition vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 < \frac{4.2}{400} = 0.010 & \text{condition vérifié} \end{cases}$$

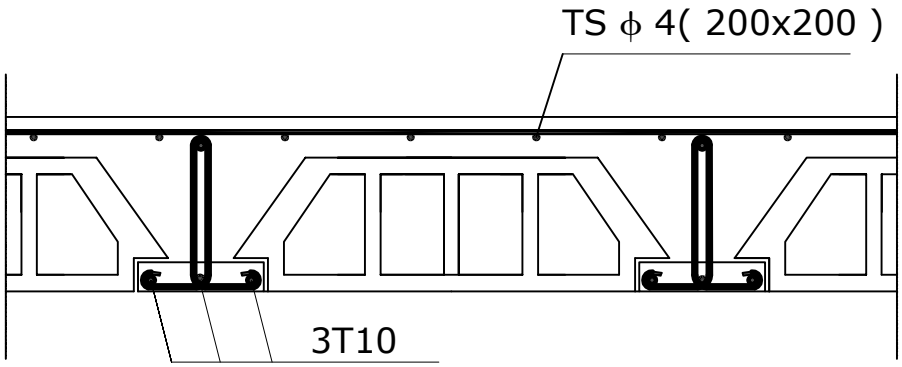
Toutes les conditions sont vérifier alors le calcul de flèche n'est pas nécessaire.
Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferraillage des poutrelles d'où on adopte le même ferraillage sur tous les niveaux .

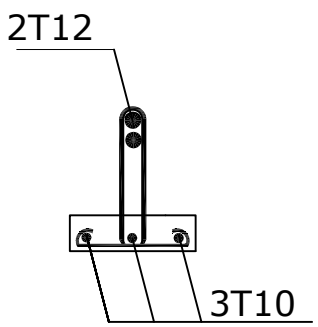
Conclusion :

Apres toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

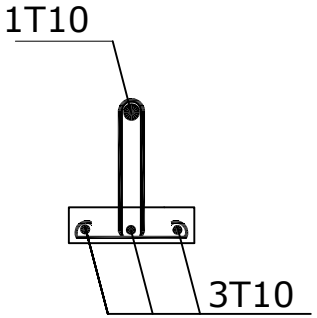
- Armatures en travées : **3 HA10= 2.35 cm2.**
- Armatures en appuis : **2HA 12 = 2.26 cm2.**
- Armatures transversales **: 2HA8=1.00 cm2,** avec un espacement de **15 cm.**

III.2.9) Plan de ferraillage du plancher :





Coupe A-A
Aux appuis



Coupe B-B
En travée

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	Plan de ferraillage du plancher	plan:02
		Echelle:1/50
Dirigé par: Mr GHOUILEM		2018/2019

III.3) Calcul d'escaliers :

III.3.1) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.
Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.
Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

III.3.2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

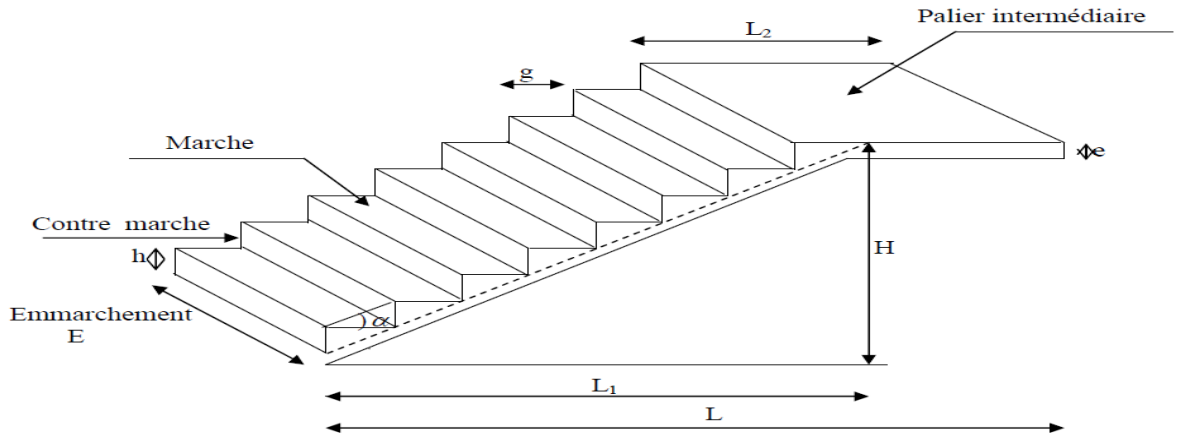


Figure III.3.1 : Schéma des escaliers droits

Notation utilisées :
g : Giron (largeur des marches).
h : Hauteur de la contre marche.
E : Emmarchement.
L_1 : Longueur projeté de la volée.
L_2 : Longueur du palier intermédiaire.
L : Longueur projetée du palier et de la paillasse $L=L_1+L_2$.
e : Épaisseur de la paillasse.
H : Hauteur de la volée.

III.3.3) Caractéristique dimensionnelles :

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 varie de 14 à 17 cm.

Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivé.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et

ou à chaque étage.

L'emmarchement (E) : représente la largeur de la marche.

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

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.3.4) Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à quart tournant ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté);
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure **III.3.2** donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure **III.3.3** donne quelques exemples.

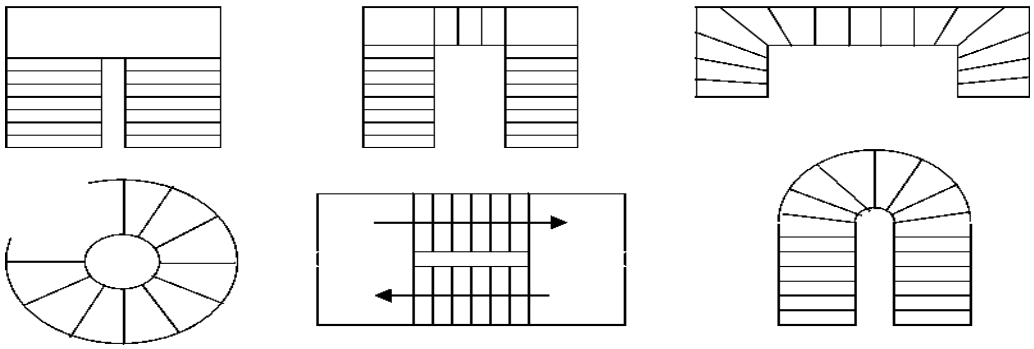


Figure.III.3.2 : Exemple d'escaliers intérieurs

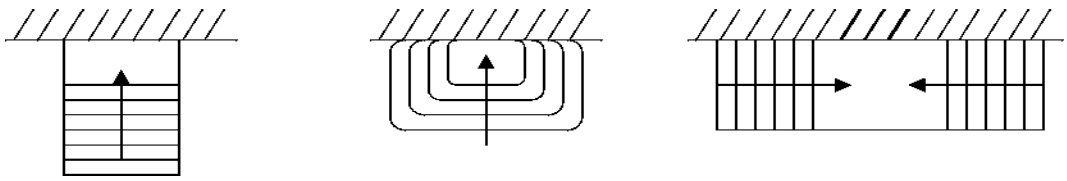


Figure.III.3.3 : Exemple d'escaliers extérieurs

III.3.5) Calcul des escaliers :

III.3.5.1) Pré dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

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

Schéma statique :

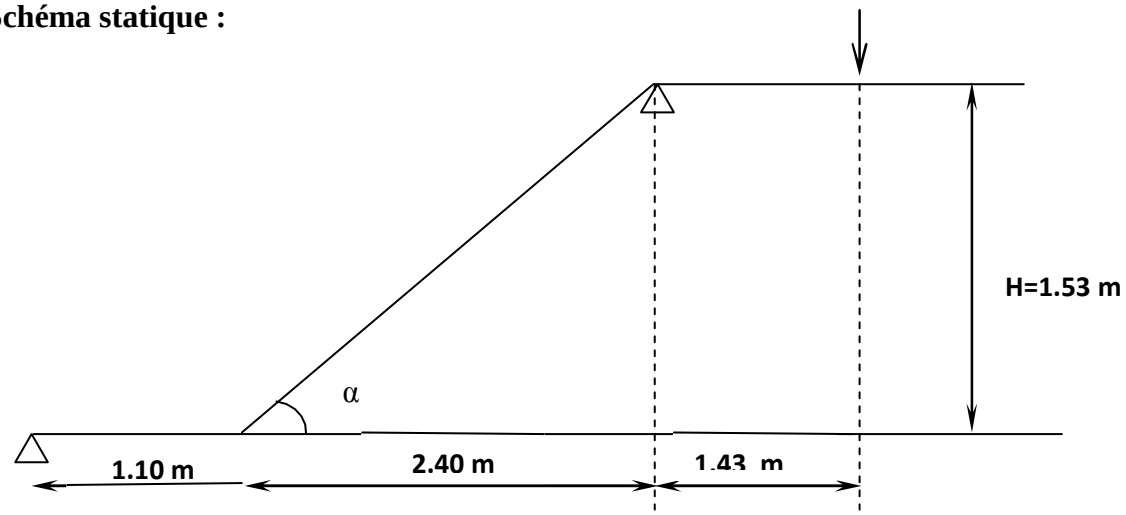


Figure III.3.4: coupe verticale de la volée.

Pour le dimensionnement de l'escalier on utilise la relation de **BLONDEL** qui lie le giron **g** et la hauteur de la contre marche **h** par la relation empirique suivante :
60cm ≤ g+2h ≤ 64cm

A) Hauteur de la contre marche :
14cm ≤ h ≤ 17cm on prend : **h = 17cm**
26cm ≤ g ≤ 30cm on prend :**g = 30cm**

B) Détermination du nombre de contremarches (n) :

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

$\mathbf{n = \frac{153}{17} = 9}$ contre marche.

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

C) Le giron g :

$$\mathbf{g = \frac{L_1}{n-1}} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$$

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

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

  59 cm ≤ 2h+g ≤ 65 cm.

  2h+g = (2 x 17) +30 = 64 cm.

  59 cm ≤ 2h+g = 64 cm ≤ 65 cm ⟹ **Condition vérifiée.**

  La relation est vérifiée donc l'escalier est confort

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier **(ep)** est donnée par la relation

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

Calcul de α :On a**:** $tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.64 \Longrightarrow \alpha = 32.62°$

$$Cos\alpha = \frac{L}{L'} \Longrightarrow L' = \frac{L}{cos\alpha} = \frac{240}{cos32.62} \Longrightarrow L'=284.94cm$$

$L = L_1 + L' = 110 + 284.94 = 394.94$ cm

L = 394.94cm

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Longrightarrow \frac{394.94}{30} \leq e_p \leq \frac{394.94}{20} \Longrightarrow 13.16 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.75 \text{ cm}$$

On adopte pour **e = 15[cm].**

III.3.5.2) Détermination des charges et surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport a la porté de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la palliasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➢ **Charges permanentes :**

- **La paillasse :**

Eléments	Poids propre [KN/m²]	
Poids propre de la paillasse	**0.15×25/cos (32.62°)**	**4.45**
Poids propre de la marche	**25×0.17/2**	**2.125**
Carrelage	**20×0.02**	**0.40**
Mortier de pose	**20×0.03**	**0.60**
Enduit en ciment	**18×0.02**	**0.36**
lit de sable	**18×0.02**	**0.36**
Poids propre du garde-corps	/	**0.2**
		$G_{t_0t_1}$=8.50 KN/m²

$G_{paillasse\ max1} = 8.50\ kN/m_2 \times 1\ m = 8.50\ kN/ml.$

Tableau III.3.1: Evaluation des charges sur la paillasse

- **Le palier :**

Eléments	Poids propre [KN/m^2]	
Poids de la dalle	25×0.15	3.75
Carrelage	20×0.02	0.40
Mortier de pose	20×0.03	0.60
Lit de sable	18×0.02	0.36
Enduit en ciment	18× 0.02	0.36
$G_{palier\ max2}$ = 5.47 KN/ml		$G_{tot2=}$ 5.47 KN/m^2

Tableau III.3.2 : charges revenant au palier.

- **Les charges concentrées (mur):**.

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

Eléments	Poids propre (KN / m^2)
Poids de mur extérieur	**G_3= 2.36 KN/m^2**

P =G_{tot}×H_m= 2.36×(3.06-0.20)×1m= 6.75KN

P = 6.75KN Avec : { G_{tot} : charge totale du mur extérieur. H_m : hauteur du mur.

➢ **Surcharge d'exploitation** :

selon le **(DTR C2-2)** pour une construction a usage de service ou d'habitation ; Q = 2,5 KN/m²
Q = 2.5×1 = 2.5 kN/ml

III.3.5.3) Combinaisons des charges :

ELU : qu=1.35G +1.5 Q

Paillasse : qu_1 = 1.35x8.50+1.5x2.5=15.23 KN/ml
Palier : qu_2= 1.35x5.47+1.5x2.5=11.13KN/ml
Mur extérieur : qu_3=1.35x P =1.35x6.75 = 9.11 KN

E L S : $qs_=$G + Q

Paillasse : qs_1 = 8.50 +2.5=11KN/ml
Palier : qs_2 = 5.47+2.5=7.97 KN/ml
Mur extérieur : qs_3=P=6.75 KN.

III.3.6) Calcul à l'état limite ultime :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM :

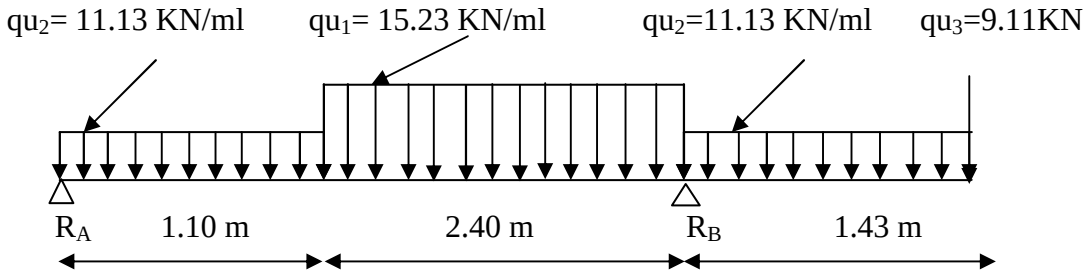


Figure III.3.5: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

a) Calcul des réactions :

$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.10q_{u2}+2.40q_{u1}+1.43q_{u2}+ q_{u3}$

$R_A + R_B = 1.10\times11.13 +2.40\times15.23+1.43\times11.13+9.11$

$R_A + R_B = 73.82KN/ml.$

$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = 1.10\times q_{u2}\times \frac{1.10}{2}+2.40\times q_{u1}\times (1.10+\frac{2.4}{2})+1.43\times q_{u2} \times(1.10+2.40+\frac{1.43}{2})+9.11\times4.93$

$R_B \times 3.5 = 1.10\times 11.13 \times \frac{1.10}{2}+2.40\times 15.23 \times (1.10+\frac{2.4}{2})+1.43\times 11.13 \times(1.10+2.40+\frac{1.43}{2})+9.11\times4.93$

$R_B \times 3.5 = 11.13 \times 0.605 +15.23 \times 5.52+11.13 \times 6.027 +9.11\times4.93$

$R_B = \frac{202.80}{3.5} = 57.94KN$

$R_A = 73.82 - 57.94 = 15.623KN$

$\Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{R_A = 15.88KN} \\ \boldsymbol{R_B = 57.94KN} \end{cases}$

b) Calcul des efforts internes :

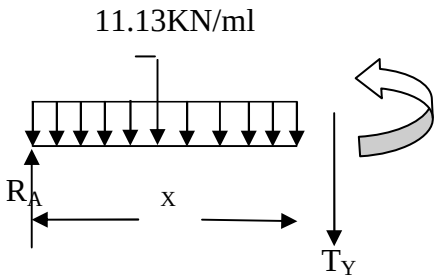
- **1ere tronçons** : $0 \le x \le 1.10$ m

✓ **Effort tranchant:**

$T(x) = R_A - q_{u2}.x$

$T(x) = 15.88 - 11.13\,x$

$\begin{cases} T_Y(x=0) = \mathbf{15.88KN} \\ T_Y(x=1.10) = 15.88-11.13\times1.10 = \mathbf{3.64KN} \end{cases}$



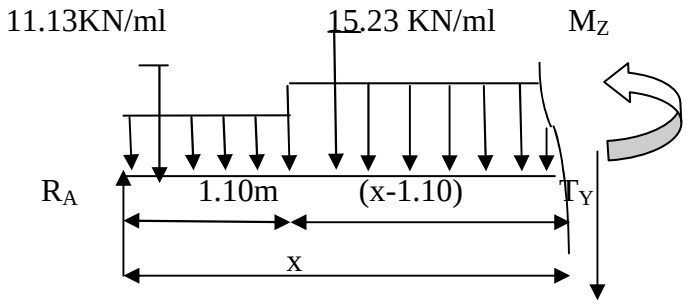
✓ **Le moment fléchissant :**

$M(x)=R_A .x- q_{u2}\times\frac{x^2}{2} = 15.88x- \frac{11.13}{2}x^2$

$M(x) = 15.88x- 5.565x^2$

x=0; M(x=0) =**0 KN.m**

x=1.10; M(x=1.10) =**10.73 KN.m**



- **2iéme tronçons** : 1.10m ≤ x ≤ 3.5 m

✓ **Effort tranchant:**

$T(x) = R_A – q_{u2} (1.10) - q_{u1} (x-1.10)$

$T_Y(x=1.10) =15.88-11.13\times1.10=$**3.64KN**

$T_Y(x=3.5) =15.88-11.13\times1.10-15.23(3.5-1.10) =$ **-32.92 KN**

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et Mz =max

$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - q_{u2} (1.10) - q_{u1} (x-1.10) =0$

$T(x) = 0 \Rightarrow x=\frac{R_A - q_{u2} (1.10)+ q_{u1} (1.10)}{q_{u1}}$

$T(x) = 0 \Rightarrow x= \frac{15.88- 11.13 (1.10)+ 15.23(1.10)}{15.23}$

$T(x) = 0 \Rightarrow x= 1.34m$

x = 1.34 ; x ∈ [1. 10; 3. 5]

✓ **Le moment fléchissant :**

$M(x) =R_A .x- q_{u2} \times1.10\times(x- \frac{1.10}{2})-q_{u1}\left[\frac{(x-1.10)^2}{2}\right]$

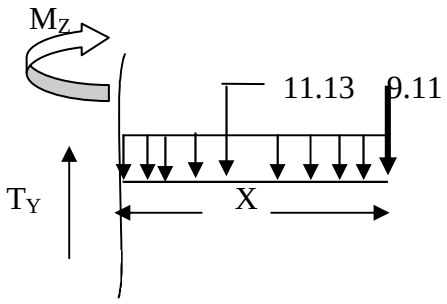
$M(x) =15.88x- 11.13 \times1.10\times(x- 0.55)-15. 23 \left[\frac{(x-1.10)^2}{2}\right]$

$M(x=1.10) =15.88\times1.10 – 11.13 \times1.10 \times (1.10- 0.55)-15.23\left[\frac{(1.10-1.10)^2}{2}\right]$

$M(x=3.5) =15.88\times3.5- 11.13 \times1.10\times(3.5- 0.55)-15.23\left[\frac{(3.5-1.10)^2}{2}\right]$

M(x=1.10) = **10.73 KN.m**

M(x=3.5) = **-24.40 KN.m**



- **3^{iéme} tronçons** : $0 \leq x \leq 1.43$ m

✓ **Effort tranchant:**

$T(x) = +q_{u3} + q_{u2}.x.$

$T(x) = 9.11 + 11.13\ x.$

$T_Y(x=0) =$ **9.11 KN**

$T_Y(x=1.43) = 9.11 + 11.13 \times 1.43 =$ **25.03KN**

✓ **Le moment fléchissant :**

$M(x) = -q_{u3}\ x - q_{u2}\ \frac{x^2}{2}$

$M(x) = -9.11\ x - \frac{11.13}{2}\ x^2$

$M(x=0) =$ **0KN.m**

$M(x=1.43) = -9.11 \times 1.43 - \frac{11.13}{2} \times 1.43^2 =$ **-24.40 KN.m**

c) Calcul du moment max :

On a: pour x = 1.34 m; **Ty = 0 KN**.

$M(x=1.34) = 15.88 \times 1.34 - 11.13 \times 1.10 \times (1.34 - 0.55) - 15.23\left[\frac{(1.34-1.10)^2}{2}\right]$

$M(x=1.34) =$ **11.17 KN.m**

Remarque :

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u\ max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M_{max} = -0.3(11.17) = \mathbf{-3.351KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0.85M_{max} = 0.85(11.17) = \mathbf{9.50KN.m}$

d) Diagramme des efforts internes :

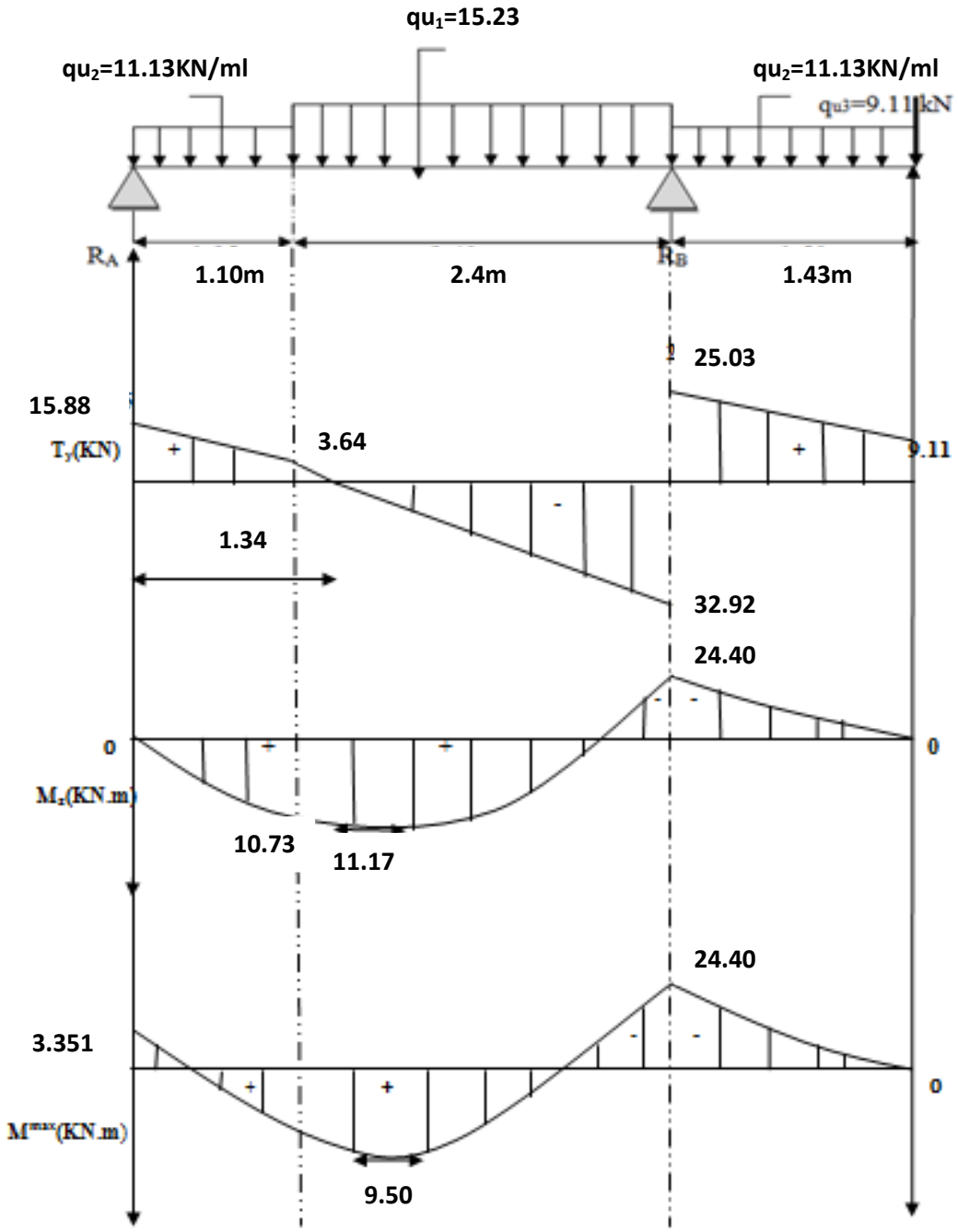


Figure III.3.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.3.7) Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferraillage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant, dont les caractéristiques sont :

b = 100 cm ; c = 2 cm ; d =13 cm

❖ ***Aux appuis :***

$M_u^a = 3.351KN.m$

➢ **Armatures principales :**

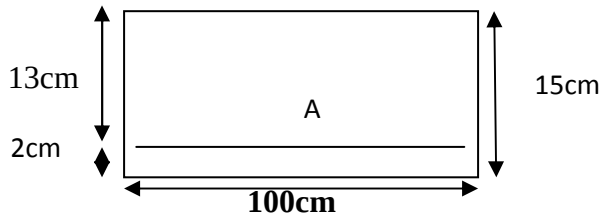


Figure III.3.7 :une section rectangulaire d'une bande de 1m

$f_{bu}=\frac{0.85\ fc28}{b} = \frac{0.85x25}{1x1.5} = 14.2Mpa$

$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.351 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$

$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad SAA \Rightarrow Tableau \quad \beta = 0.993$

$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.351 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.75$

Soit $\mathbf{A_a}$**= 4HA10 = 3.13 cm²** Avec un espacement $\mathbf{S_t}$**= 25cm.**

➢ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.13}{4} = 0.78cm^2$

Soit $\mathbf{A_r}$**=4HA8 = 2.01 cm²** Avec un espacement de $\mathbf{S_t}$**= 25cm.**

❖ **En travée :** $M_u^t = 9.50\ KN.m$

➢ **Armatures principales :**

$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.50 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.040$

$\mu_u < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad SAA \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.980$

$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.50 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.14cm^2$

Soit $\mathbf{A_t}$**= 4HA12=4.52cm²** ; avec un espacement **St =25 cm.**

➢ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$

Soit **A_r= 4HA8 = 2.01cm^2**. Avec un espacement **S_t= 25cm.**

III.3.8) Vérification à l'ELU :

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

Le ferraillage de l'escalier doit satisfaire la CNF : **As** ≥ **Amin**

$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.569 cm^2$

- **Aux appuis :**

A_A= 4HA10 = 3.14 cm^2> A_{min}=1.569cm^2 ⇒ **condition vérifiée**

- **En travée :**

At = 4HA12 = 4.52 cm² > A_{min} = 1.569cm² ⇒ **Condition vérifiée**

b) Espacement des barres : :(BAEL91 Art A 8.2.4.2)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➢ **Armatures principales :**

$S_t \leq$ Min (3h; 33 cm) = 33cm

- **Aux appuis** : $S_{t\,max}$= 25 cm < min (3h ; 33cm) = 33cm. ⇒ **Condition vérifiée**
- **En travée** : S_t = 25cm < min (3h ; 33cm) = 33cm. ⇒ **Condition vérifiée**

➢ **Armatures de répartitions :**

$S_t \leq$ Min (4h; 45cm) = 45cm

- **Aux appuis** : $S_{t\,max}$ = 25cm < min (4h ; 45cm) = 45cm. ⇒ **Condition vérifiée**
- **En travée** : S_t = 25cm < min (4h ; 45cm) = 45cm. ⇒ **Condition vérifiée**

c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

(BAEL91, Art A 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$ (ψ_s = 1.5 et f_{t28} = 2.1 MPa)

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

Avec :

τ_{se}: Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

Vu : effort tranchant =32.92KN

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

Avec: $\sum U_i$ = n.π.Ø = 4x3.14x1.2=15.07 cm

d : hauteur utile est égale à 13 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{32.92 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.7} = 1.88\text{Mpa}$$

$\tau_{se} = 1.88\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) Vérification de l'effort tranchant : Vérification au cisaillement (BAEL99 Art 5.1.1, 211)

$V_{max} = 32.39\text{KN}$; $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{32.92 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.25\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}$

$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} > \tau_u = 0.25\text{MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

e) Ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la porté mesuré hors crochet est au moins égale 0.4 ls pour les ACIERS HA.

$L_r = 0.4\ Ls = 0.4 \times 42.33 = 16.932$ cm Soit L_r=18cm.

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (BAEL 91 Art A.5.1, 313)

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{max}}{ba} < 0.8\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{max} < 0.267baf_{c28}$$

Avec :

a: désigne la section d'appuis égale à 0.9d (a = 0.9 ×130 = 117 mm et b=1000mm)

$$V_u^{max} < 0.267 \times 1000 \times 117 \times 25 = 780.975\text{ KN}$$

$V_u^{max} = 32.92$ KN ≤ 780.975 KN $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9d}\right)$$

Avec :

Vu : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.
M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400}\left(32.92 \times 10^3 - \frac{24.40\times10^3\times10^3}{0.9\times130} \right)$$

$$A_a \geq -5.04cm^2$$

$A_a = 3.14\ cm^2 \succ -5.04cm^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

III.3.9) Calcul à l'état limite de service :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

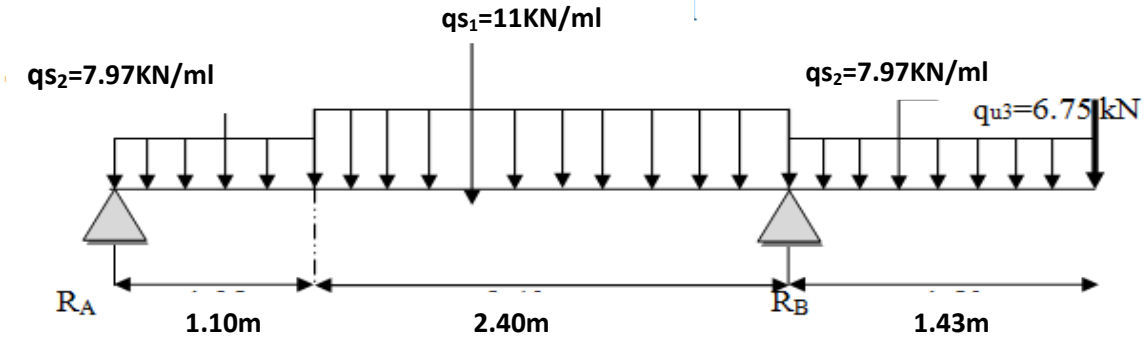


Figure III.3.8 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.10q_{S2}+2.40q_{S1}+1.43q_{S2}+ q_{S3}$$

$$R_A + R_B = 1.10\times7.97 +2.40\times11+1.43\times7.97+6.75$$

$$R_A + R_B = 53.31 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = 1.10\times q_{S2}\times \frac{1.10}{2}+2.40\times q_{S1}\times \left(1.10+\frac{2.4}{2}\right)+1.43\times q_{S2} \times\left(1.10+2.40+\frac{1.43}{2}\right) +6.75\times4.93$$

$$R_B \times 3.5 = 1.10\times 7.97 \times \frac{1.10}{2}+2.40\times 11 \times \left(1.10+\frac{2.4}{2}\right)+1.43\times 7.97 \times\left(1.10+2.40+\frac{1.43}{2}\right) + 6.75\times4.93$$

$$R_B \times 3.5 = 7.97 \times 0.605 +11 \times 5.52+7.97 \times 6.027 +6.75\times4.93$$

$$R_B = \frac{146.854}{3.5} = 41.96KN$$

$$R_A = 53.31 - 41.96 = 11.35KN$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mathbf{R_A = 11.35KN} \\ \mathbf{R_B = 41.96KN} \end{cases}$$

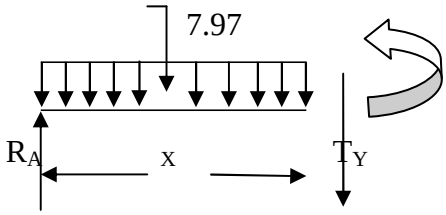
b) Calcul des efforts internes :

- **1ere tronçons : 0 ≤ x ≤1.10 m**

✓ **Effort tranchant :**

$T(x) = R_A - q_{S2}.x$

$T(x) = 11.35 - 7.97x$



$T_Y(x=0) = \mathbf{11.35\ KN}$

$T_Y(x=1.10) = 11.35-7.97\times1.10 = \mathbf{2.583KN}$

✓ **Le moment fléchissant :**

$M(x) = R_A.x - q_{S2}\times\frac{x^2}{2} = 11.35x - \frac{7.97}{2}x^2$

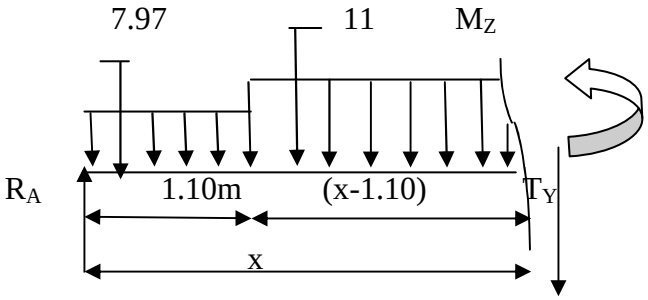
$M(x) = 11.35x - 3.985x^2$

$x=0;\ M(x=0) = \mathbf{0\ KN.m}$

$x=1.10;\ M(x=1.10) = \mathbf{7.66\ KN.m}$

- **2iéme tronçons : 1.10m ≤ x ≤ 3.5 m**

✓ **Effort tranchant :**



$T(x) = R_A - q_{S2}(1.10) - q_{S1}(x-1.10)$

$T_Y(x=1.10) = 11.35-7.97\times1.10 = \mathbf{2.583KN}$

$T_Y(x=3.5) = 11.35-7.97\times1.10-11(3.5-1.10) = \mathbf{-23.817\ KN}$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et Mz =max

$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - q_{S2}(1.10) - q_{S1}(x-1.10) = 0$

$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{S2}(1.10) + q_{S1}(1.10)}{q_{S1}}$

$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{11.35 - 7.97(1.10) + 11(1.10)}{11}$

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.33m$

$\mathbf{x = 1.33\ ;\ x \in [1.10; 3.5]}$

✓ **Le moment fléchissant :**

$M(x) = R_A .x - q_{S2} \times 1.10 \times (x - \frac{1.10}{2}) - q_{S1}\left[\frac{(x-1.10)^2}{2}\right]$

$M(x) = 11.35x - 7.97 \times 1.10 \times (x - 0.55) - 11\left[\frac{(x-1.10)^2}{2}\right]$

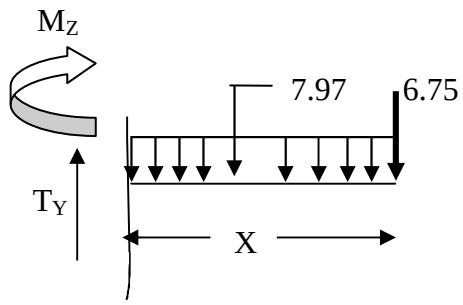
$M(x=1.10) = 11.35 \times 1.10 - 7.97 \times 1.10 \times (1.10 - 0.55) - 11\left[\frac{(1.10-1.10)^2}{2}\right]$

$M(x=3.5) = 11.35 \times 3.5 - 7.97 \times 1.10 \times (3.5 - 0.55) - 11\left[\frac{(3.5-1.10)^2}{2}\right]$

$M(x=1.10) =$ **7.66 KN.m**

$M(x=3.5) =$ **-17.81 KN.m**

- **3iéme tronçons** : $0 \leq x \leq 1.43$ m



✓ **Effort tranchant :**

$T(x) = +q_{S3} + q_{S2}.x.$

$T(x) = 6.75 + 7.97\ x.$

$T_Y(x=0) =$ **6.75 KN**

$T_Y(x=1.43) = 6.75 + 7.97 \times 1.43 =$ **18.15KN**

✓ **Le moment fléchissant :**

$M(x) = - q_{S3}\ x - q_{S2}\ \frac{x^2}{2}$

$M(x) = -6.75\ x - \frac{7.97}{2}\ x^2$

$M(x=0) =$ **0KN.m**

$M(x=1.43) = -6.75 \times 1.43 - \frac{7.97}{2} \times 1.43^2 =$ **-17.81 KN.**

c) Calcul du moment max :

On a: pour x = 1.33 m; **Ty = 0 KN**.

$M(x=1.33) = 11.35 \times 1.33 - 7.97 \times 1.10 \times (1.33 - 0.55) - 11\left[\frac{(1.33-1.10)^2}{2}\right]$

$M(x=1.33) =$ **7.97 KN.m**

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M_{max} = -0.3(7.97) = \mathbf{-2.391KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0.85M_{max} = 0.85(7.97) = \mathbf{6.775KN.m}$

d) Diagramme des efforts internes :

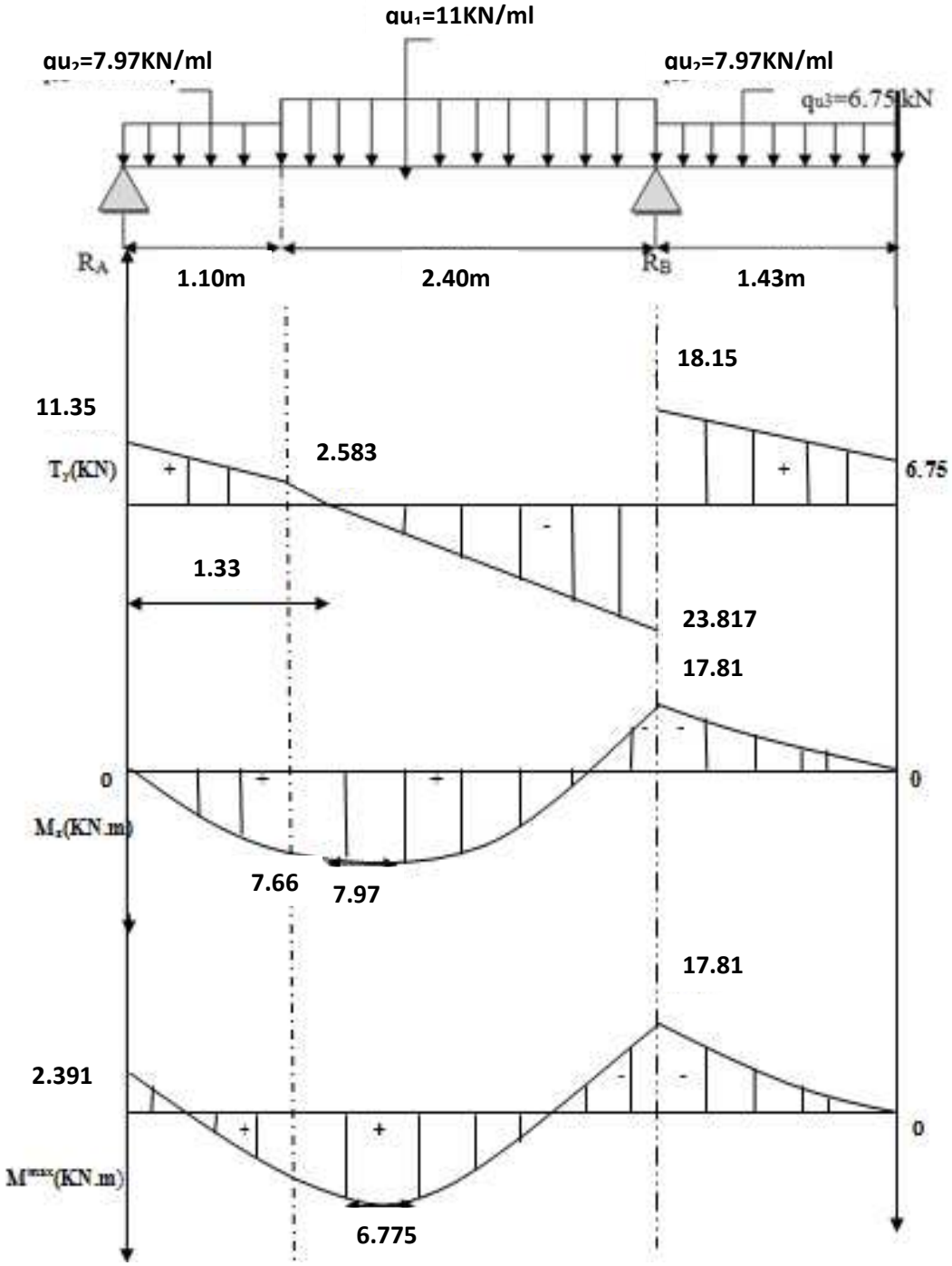


Figure III.3.8 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.3.10) Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante :$\sigma_{bc} = k.\sigma_s \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ**,** qui égale à : $\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d}}$

❖ **Aux appuis :**

✓ **Appuis A :** M_a = 2.391 kN.m ; A_a = 3.14 cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times3.14}{100\times13} = 0.174$$

$$\rho = 0.174 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$\sigma_S = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{2.391\times10^3}{0.932\times13\times3.14} = 62.85MP$$

$K=\frac{1}{K1}=0.017$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_s = 0.017 \times 62.85 = 1.068MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ **En travée :** Mt =6.775 kN.m ; At =4.52 cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times4.52}{100\times13} = 0.348$$

$$\rho = 0.908 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.908 \\ K_1 = 39.55 \end{cases}$$

$$\sigma_S = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{6.775\times10^3}{0.908\times13\times4.52} = 126.98MP$$

$K=\frac{1}{K1}=0.0082$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_s = 0.0082 \times 126.98 = 1.04MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Les règles **(Art. B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99),** précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'**ELS** l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :
h : hauteur totale (15 cm)
L : portée entre nus d'appuis (L = 3.5 m) ;
M_t : moment max en travée (M_t = 6.639KN.m) ;
M_0: moment max de la travée isostatique ;
A : section des armatures ;
b : largeur de la section ;
d : hauteur utile de la section droite.

$M_0 = \frac{qs.l2}{8} = \frac{11x3.5\ 2}{8} = 16.84KN.m$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0.043 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0.043 \geq \frac{6.775}{10x16.84} = 0.040 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} = \frac{4.52}{100x13} = 0.00347 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche

$$\mathbf{f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s.L^4}{E_v.I_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}}$$

Avec :
$\mathbf{q_s}$ = max (q_{s1} ; q_{s2})= max (11; 7.97)=11KN/ml
$\mathbf{E_v}$: Module de déformation différé

$$\mathbf{E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa}$$; $\mathbf{f_{c28}}$**= 25MPa**

$\mathbf{I_0}$: Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravite

$$\mathbf{I_0 = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15A_t(V_2 - C)^2}$$

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

$\mathbf{S_{xx'}}$: Moment statique de la section homogéne

$$\mathbf{S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}$$

$S_{xx'} = \frac{100.15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 = 12131.4cm^3$

$\mathbf{B_0}$: surface de la section homogéne

$$\mathbf{B_0 = b.h + 15.A_t} = (100 \times 15) + (15 \times 4.52) = 1567.8cm^2$$

$V_1 = \frac{12131.4}{1567.8} = 7.74cm$; $V_2 = h - V_1 = 15 - 7.74 = 7.26cm$

Donc le moment d'inertie de la section est homogène

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{100}{3}(7.74^3 + 7.26^3) + 15 \times 4.52(7.26 - 2)^2$$

$I_0 = 30087.26\ cm^4$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11 \times 10^3 \times (3.5)^4}{10818{,}86 \times 10^6 \times 30087.26 \times 10^{-8}} = 0.0066 cm$$

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.75}{500} = 0.0075$

$f = 0.0066\ m < \bar{f} = 0.0075\ m \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

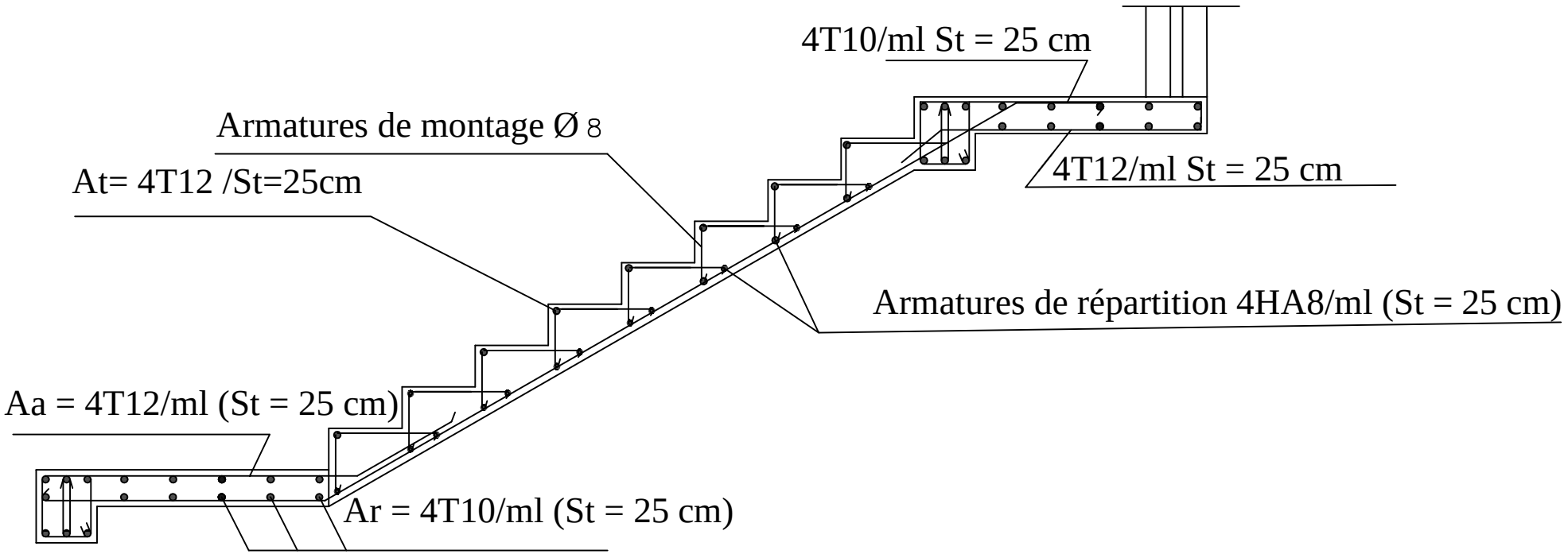
Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferraillage de l'escalier

- **Armatures principales :**
- **Aux appuis :** $A_a = 4HA10 = 3.14cm^2$ (S_t =25cm)
- **En travées** : $A_t = 4HA12 = 4.52cm^2$(S_t =25cm)
- **Armatures de répartitions :**
- **Aux appuis :** $A_{ra} = 4HA8 = 2.01cm^2$ (S_t =25cm)

En travées : $A_{rt} = 4HA8 = 2.01cm^2$(S_t =25cm)

III.3.11) Plan de ferraillage de l'escalier :



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	Plan de Ferraillage de L'escalier	plan: 03
		Echelle:1/50
Dirigé par: Mr GHOUILEM		2018/ 2019

III.4) Calcul de la poutre palière :

III.4.1) Définition:

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire **(bxh)**, considérée comme semi encastrée dans les poteaux .Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier.

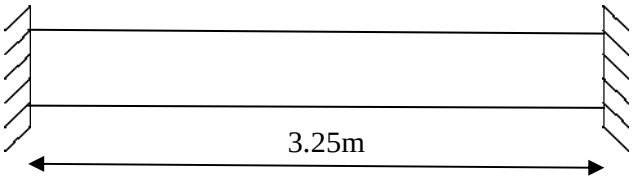


Figure III.4.1: Schéma de la poutre palière

III.4.2) Pré dimensionnement : RPA99 modifié 2003(Art 7.5.1)

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{max} = 3.25m \Longrightarrow \frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \quad \text{Donc : } 21.66\ cm \leq h_t \leq 32.5cm$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour **h_t = 35 cm.**

- **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Longrightarrow 0.4 \times 35cm \leq b \leq 0.7 \times 35cm \Longrightarrow 14cm \leq b \leq 24.5cm$$

Avec :

b : La largeur de la poutre

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1),** on opte pour **b = 30 cm .**

- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :**

$$\begin{cases} h_t \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} h_t = 35\ cm \geq 30\ cm \\ b = 30\ cm \geq 20\ cm \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(\mathbf{b \times h}) = (\mathbf{30 \times 35})\mathbf{cm^2}$

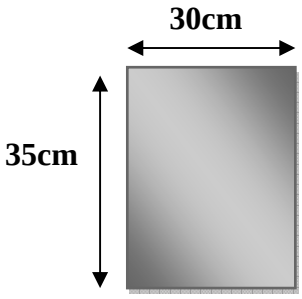


Figure III.4.2 : Section de la poutre palière

III.4.3) Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**
  - ✓ Poids propre de la poutre **:** 25x1x0.3x0.35=2.625KN/ml
  - ✓ Réaction de palier à L'ELU : Tu=25.03KN.
  - ✓ Réaction de palier à L'ELS : Ts=18.15 KN.

- **La surcharge d'exploitation :**
  - ✓ Q=2,5 x 1 m=2,5 KN/ml.

III.4.4) Combinaisons des charges et surcharges :

- **ELU:** $q_u = 1.35G + 2T_u/L = (1.35 \times 2.625) + 2X\frac{25.03}{3.25}$

  $q_u = 18.95KN/ml$
- **ELS:** $q_s = G + 2T_s/L = 2.625 + 2X\frac{18.15}{3.25}$

  $q_s = 13.79KN/ml$

III.4.5) Calcul des efforts internes à l'ELU :

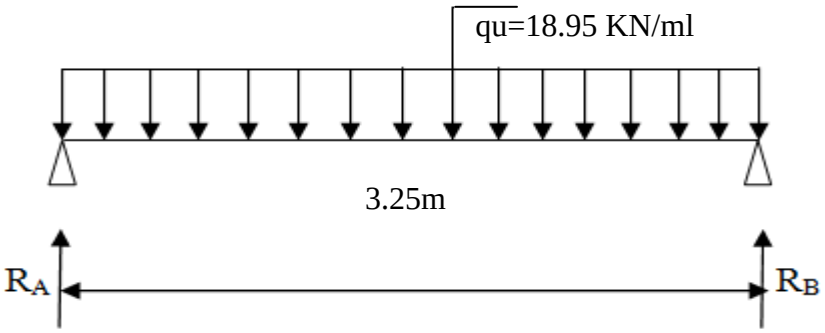


Figure III.4.3 : Schéma statique de la poutre palière (ELU)

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{18.95 \times 3.25}{2} = 30.79KN$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u . L^2}{8} = \frac{18.95 \times 3.25^2}{8} = 25.02KN.m$$

- **Correction des moments :**

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

Aux appuis :

Ma = - 0.3 Mo = - 0.3 × 25.02= -7.506 KN.m.

En travée :

Mt = 0.85 Mo = 0.85 × 25.02= 21.27 KN.m.

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

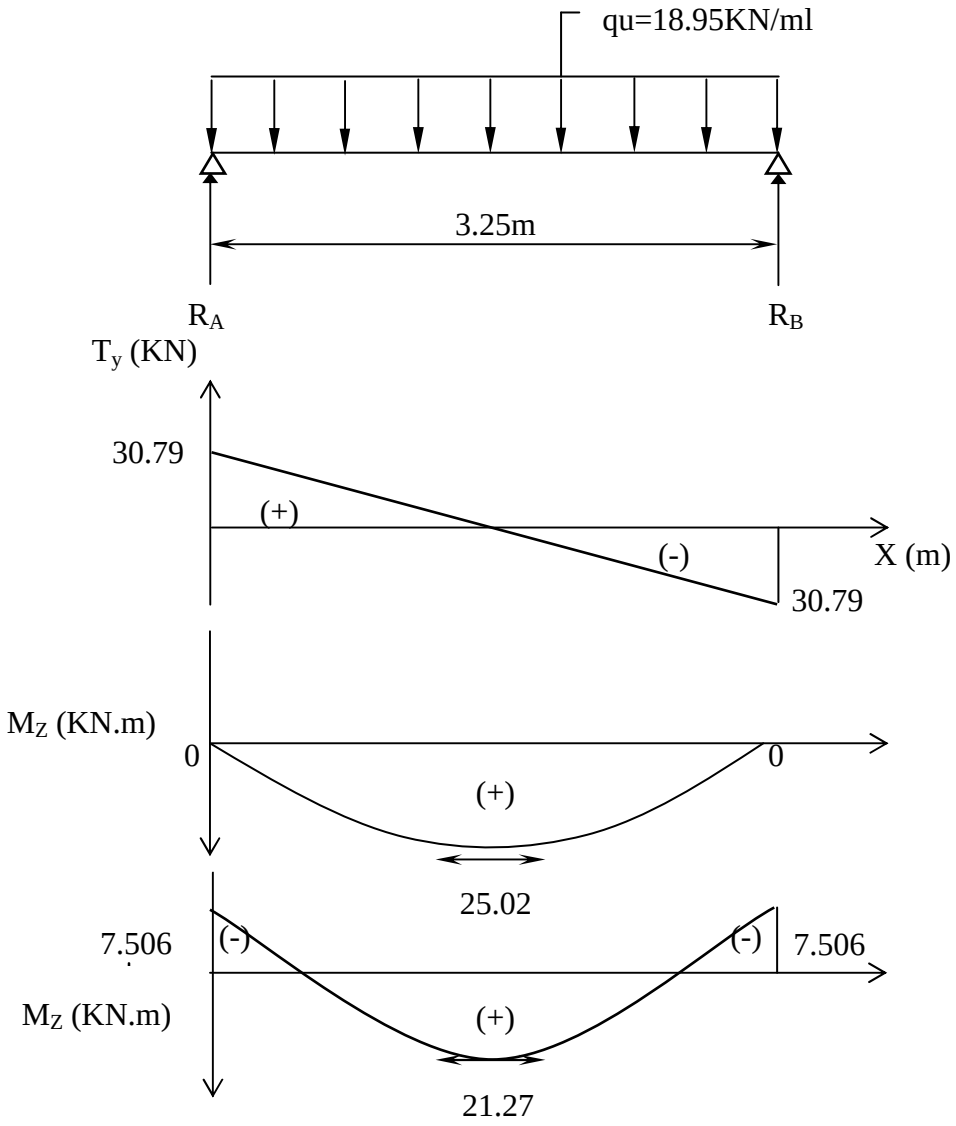


Figure III.4.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.4.6) Calcul des armatures :

- **Armatures principales : (longitudinal)**

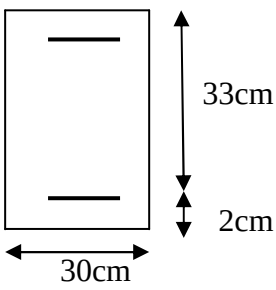
Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire (b× h) tel que :

- **Aux appuis :** $M_u^a = -7.506 KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.506 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad SAA \Rightarrow \text{Tableau} \quad \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.506 \times 10^3}{0.992 \times 33 \times 348} = 0.66 cm^2$$



Soit $\mathbf{A_a}$**= 3HA10=2.35 cm²**

- **En travée :** $M_u^t = 21.27KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.27 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SAA} \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.27 \times 10^3}{0.976 \times 33 \times 348} = 1.90cm^2$$

Soit $\mathbf{A_t}$**= 3HA12=3.39 cm²**

- **Armatures Transversales :**
- ✓ **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99):**

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset\right) \quad \emptyset t \leq \left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 = 10m\right)$$

$\emptyset t \leq 10mm \Rightarrow$ On prend un cadre et étrier en **HA**

III.4.7) Vérifications à l'ELU :

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

Le ferraillage de la poutre palière doit satisfaire la CNF : **As** ≥ **Amin**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.195cm^2$$

- **Aux appuis :**

A_a= 3HA10 = 2.35 cm^2> A_{min}=1.195cm^2 ⇒ **Condition vérifiée**

- **En travée :**

At = 3HA12 = 3.39cm² > A_{min} = 1.195cm² ⇒ **Condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99 Art 5.1.1, 211)

$$V_{max} = 30.49KN ; \quad \tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{30.79 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.311MPa$$

Fissuration peu nuisible ⇒ $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right\} = 3.33MPa$

$\bar{\tau}_u = 3.33MPa > \tau_u = 0.311MPa$ ⇒ **Condition vérifiée**

c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91, Art A 6.1.3)

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$ (ψ_s = 1.5 et f_{t28} = 2.1 MPa)

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

Avec :

$\boldsymbol{\tau_{se}}$: Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\mathbf{V_u^{max}}$: Effort tranchant = 30.79KN
$\sum \mathbf{U_i}$: Somme des périmètres des barres = n.π.Ø= 3×3.14× 10=94.2m
d : hauteur utile est égale à 33 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{30.79 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.2} = 1.10\text{Mpa}$$

τ_{se} =1.10Mpa $\leq$ $\overline{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$ $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des armatures :

$$\overline{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{Ø \times f_e}{4\overline{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que **Ls** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 Ls (Art A.6, 253/BAEL91).**

L_r= 0.4 Ls = 0.4 x 42.23 = 16.89 cm $\Rightarrow$ Soit L_r=17cm.

e) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (BAEL 91 Art A.5.1, 313)

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{max}}{ba} < 0.8\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{max} < 0.267baf_{c28}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d (a = 0.9 ×330 = 297 mm et b=300mm)

$$V_u^{max} < 0.267 \times 300 \times 297 \times 25 = 594.742 \text{ KN}$$

V_u^{max} = 30.79 KN ≤594.742 KN $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

Vu : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.
Mu : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$A_a \geq \frac{1.15}{400}(30.79 \times 10^3 - \frac{7.506\times10^3\times10^3}{0.9\times330})$

$A_a \geq 0.16cm^2$

$A_a = 2.35cm^2 \succ 0.16cm^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

f) Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\left\{\frac{350}{35}; 12; \frac{300}{10}\right\}$

Avec :

$\mathbf{h_t}$: étant la hauteur totale de la poutre

$\boldsymbol{\phi_l}$: diamétre des barres longitudinale

$\phi_t \leq \min\{10; 12; 30\}$

$\phi_t = 8 < 10mm$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

Donc : **At = 2ϕ8 = 1,0 cm^2**

$S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\} = \min\{0.9 \times 33; 40cm\}$

$S_t \leq \min\{29.7; 40cm\}$ $\quad \mathbf{S_t = 20cm}$

g) Espacement des armatures transversales : (selon le RPA version 2003 Art7.5-2.2)

- **Dans la zone nodale :**

$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\}$

$S_t \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}$

$S_t \leq \min\{8.75 ; 14.2\}$

Soit : $\mathbf{S_t = 8cm}$

- **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm$

Soit : $\mathbf{S_t = 15cm}$

III.4.8) Calcul des efforts internes à l'ELS :

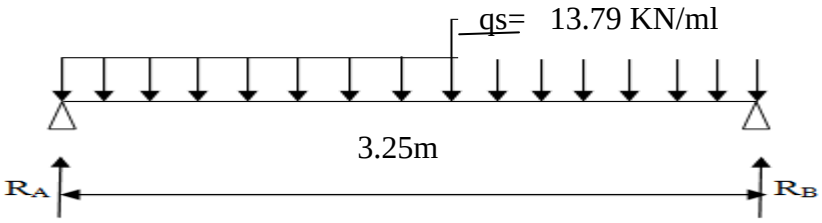


Figure III.4.5 : Schéma statique de la poutre palière (ELS)

❖ Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_S L}{2} = \frac{13.79 \times 3.25}{2} = 22.41KN$$

❖ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_S . L^2}{8} = \frac{13.79 \times 3.25^2}{8} = 18.21KN.m$$

❖ Correction des moments :

Aux appuis :
Ma = - 0.3 Mo = - 0.3 × 18.21 = -5.463KN.m.
En travée :
Mt = 0.85 Mo = 0.85 × 18.21 = 15.48 KN.m.

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

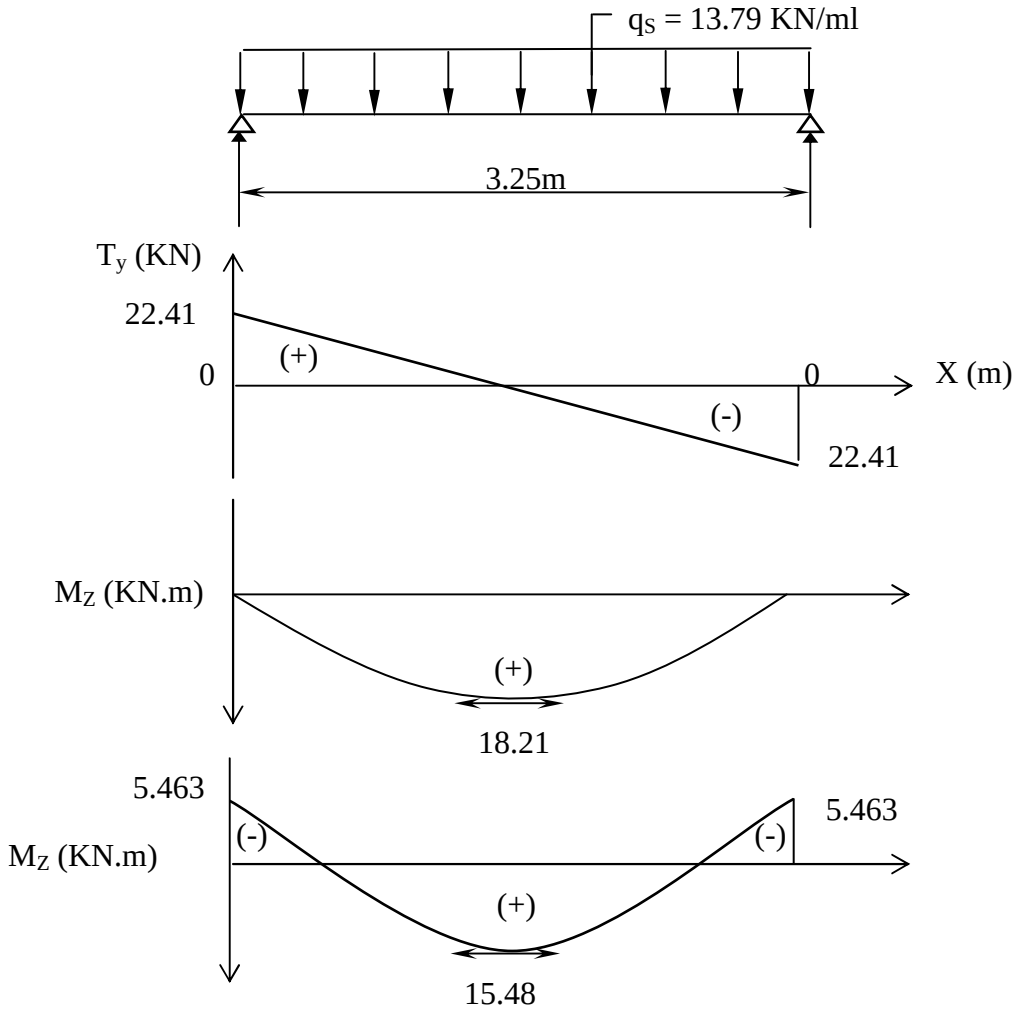


Figure III.4.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.4.9) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante :$\sigma_{bc} = k.\sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

- **Aux appuis :**

M_{as} = -5.463 kN.m ; A_a = 2.35 cm²

Acier:

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times2.35}{30\times33} = 0.238 \quad ; \quad \beta_1 = 0.922 \quad ; \quad \alpha_1 = 0.234$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.234}{15(1-0.234)} = 0.020$$

$$\sigma_S = \frac{M_{as}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{5.463\times10^3}{0.922\times33\times2.35} = 76.40\text{MPa} < \sigma_S = 348\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Béton :

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_s = 0.020 \times 76.40 = 1.53\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travée :**

Mts =15.48 kN.m ; At =3.39 cm²

Acier:

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times3.39}{30\times33} = 0.342 \quad ; \quad \beta_1 = 0.909 \quad ; \quad \alpha_1 = 0.273$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.273}{15(1-0.273)} = 0.025$$

$$\sigma_S = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{15.48\times10^3}{0.909\times33\times3.39} = 152.23\text{MPa} < \sigma_S = 348\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Béton :

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_s = 0.025 \times 152.23 = 3.81\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification à la flèche :

Selon les règles de **BAEL 91(Art B-6-5.1)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \; ; \; \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \; ; \; \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$\frac{h}{L} = \frac{350}{325} = 1.07 > \frac{1}{16} = 0.062$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = 1.07 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.48}{10\times18.21} = 0.085$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{30\times33} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

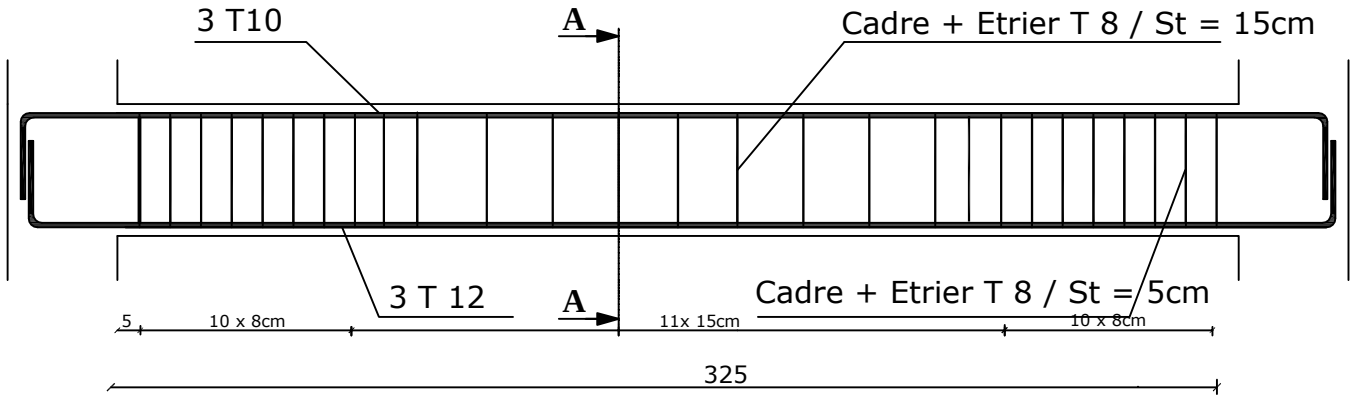
Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

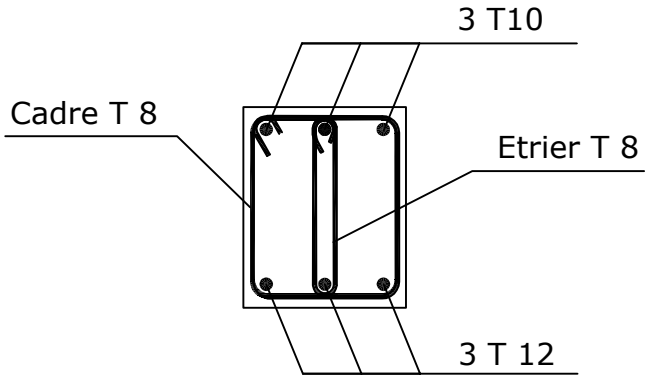
Conclusion :

Le ferraillage de la poutre palière est comme suit :

- **Appuis : 3HA10 = $2.35\ cm^2$**
- **Travées : 3HA12 = $3.39\ cm^2$**

III.4.10) Plan de ferraillage de la poutre palière :





Coupe AA

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	Plan de Ferraillage de la poutre paliére	plan: 04
		Echelle: 1/50
Dirigé par: Mr GHOUILEM		2018/2019

Les balcons et les portes-à faux :

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon et porte-à-faux , en corps creux (16+4) coulés sur place qui sont munis de poutres de chainage.

Notre cas de calcul se basera sur le ferraillage de la poutre de chainage semi-encastrée à ses extrémités.

III.5) Etude de la poutre de chainage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

Et pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.5.1) Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur :**

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

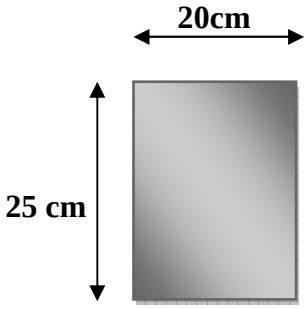
Avec :

Lmax : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

ht : Hauteur de la poutre

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \Longrightarrow \quad \text{Donc : } 21.66\text{cm} \leq h_t \leq 37.5\text{cm}$$

On adopte une hauteur h =25 cm



- **La largeur :**

$.0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

$.0.4 \times 25\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 25\text{cm}$

$.12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$

On adoptera une largeur b = 20 cm

- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :**

$$\begin{cases} h_t \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} h_t = 25\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ b = 20\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{25}{20} = 1.25 \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(\mathbf{b \times h}) = (\mathbf{20 \times 25})\mathbf{cm^2}$

III.5.2) Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre : : G_1= 0,25 x 0,30x 25 =**1,875 KN/ml**

Poids du mur (double cloison) : G_2= (3,06-0,20) x 2,36=**6,749 KN/ml**
Poids du plancher : G_3= (5,61 x0, 65/2) = **1,823 KN/ml**
on aura: G_T =10.448 KN/ml.

- **La surcharge d'exploitation :**

Q=2.5 x (0,65/2) =**0,812KN/ml.**

III.5.3) Combinaisons de charges :

- **ELU : q_u** =1,35G+ 1,5 Q = 1,35x10, 448+1,5x0, 812 =**15,32KN/ml**.
- **ELS: q_s** =G+ Q= 10.448+0,812 =**11, 26 KN/ml.**

II.5.4) Etude de la poutre :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.

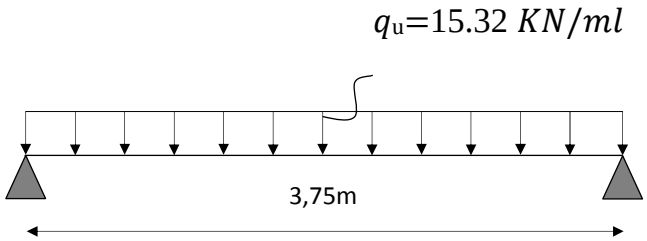


Figure III.5.1: Schéma statique de la poutre de chainage (ELU)

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{15.32\times3.75^2}{8} = \mathbf{26.93KN.m}$$

- **Correction des moments :** Afin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera les moments par des Coefficients tel que :
  - **Aux appuis :**

Ma = ─ 0.3 Mo= ─ 0.3×26.93 =**8.08 KN.m**

  - **En travée :**

Mt = 0.85 Mo = 0.85 × 26.93 = **22.89 KN.m.**

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{15.32\times3.75}{2} = \mathbf{28.72KN}$$

T_Y (0) = R_A =**28.72 KN**

T_Y (3.46) = - R_B =**─ 28.72 KN**

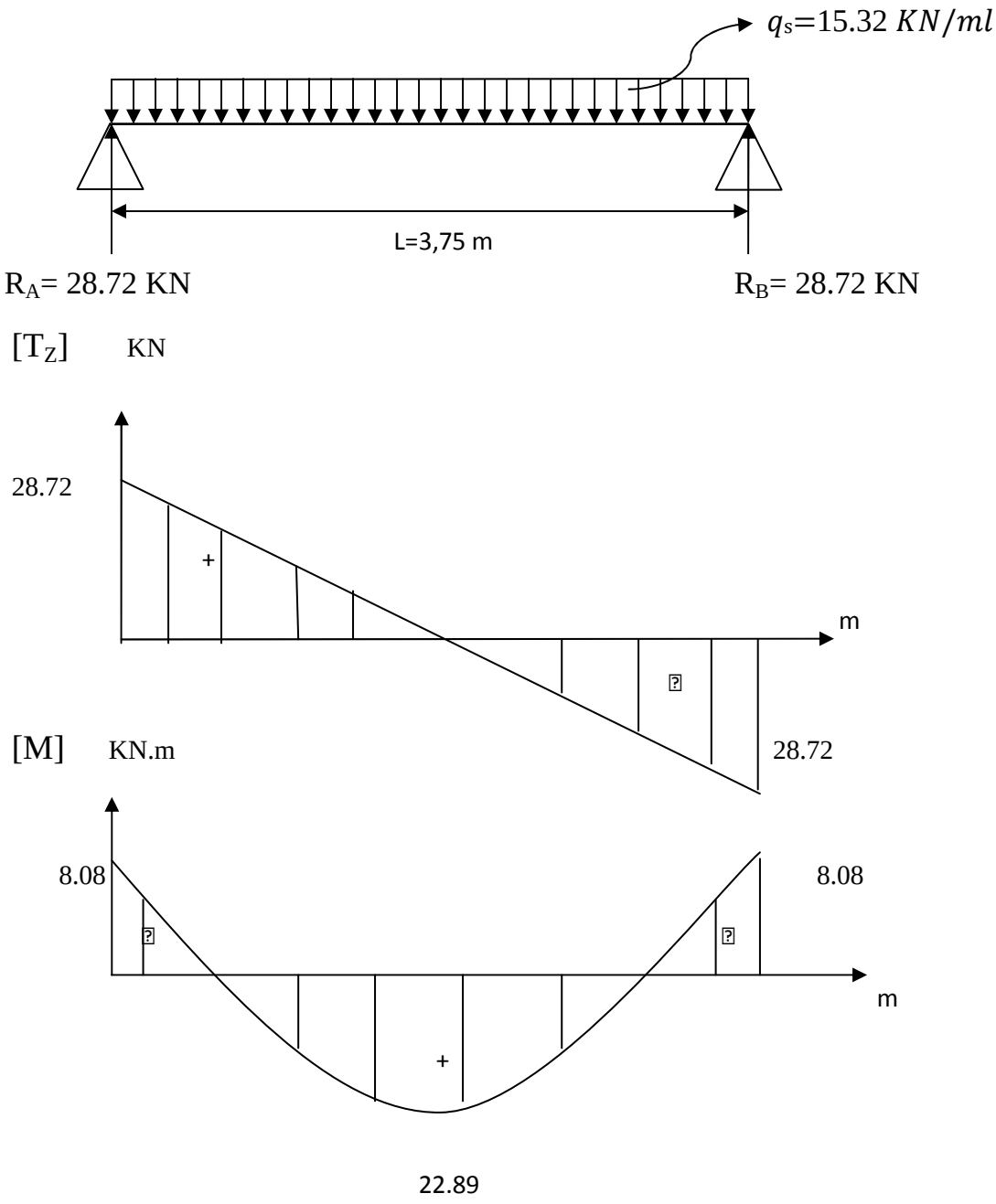


Figure III.5.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.5.5) Calcul des armatures a l'ELU:

- **Armatures longitudinales:**

L'enrobage : c = 2 cm

La hauteur utile : d = 23cm

- **En travée:** $M_u^t = 22.89\ KN.m$

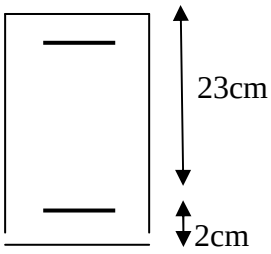
$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22.89 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.152$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SAA $\Rightarrow \beta = 0.917$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22.89 \times 10^3}{0.917 \times 23 \times 348} = 3.11cm^2$$

Soit **A_t= 3HA12=3.39cm²**

- **Aux appuis :** $M_u^a = -8.08KN.m$



$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.08 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.054$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SAA $\Rightarrow \beta = 0.972$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.08 \times 10^3}{0.972 \times 23 \times 348} = 1.03cm^2$$

Soit **A_t= 3HA12=3.39cm²**

- **Armatures transversales :**
  - **En travée :**

$$At = \frac{At}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84$$

Soit **A_t= 4 HA8 =2.01cm²**

- **Aux appuis :**

$$At = \frac{Aa}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84$$

Soit **A_t= 4 HA8 =2.01cm²**

III.5.6) Vérifications à l'ELU :

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

Le ferraillage de la poutre de chainage doit satisfaire la CNF : **As** ≥ **Amin**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 23 \times 2.1}{400} = 0.55cm^2$$

Aux appuis :

A_a= 3HA12 = 3.39cm²> A_{min}=0.55cm² $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée :

At = 3HA12 = 3.39cm² > A_{min} = 0.55cm² $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99 Art 5.1.1, 211)

$V_{max} = 28.72KN$; $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{28.72\times10^3}{200\times230} = 0.62MPa$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3.33MPa$

$\bar{\tau}_u = 3.33MPa > \tau_u = 0.62MPa$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

(BAEL91, Art A 6.1.3)

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$ (ψ_s = 1.5 et f_{t28} = 2.1 MPa)

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

Avec :

$\boldsymbol{\tau_{se}}$: Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\boldsymbol{V_u^{max}}$: Effort tranchant = 28.72KN

$\boldsymbol{\sum U_i}$: Somme des périmètres des barres = n.π.Ø=3×3.14× 12=113.04mm

d : hauteur utile est égale à 23 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9\times d\times \sum U_i} = \frac{28.72\times10^3}{0.9\times230\times113.04} = 1.227Mpa$$

τ_{se} =1.227Mpa $\leq \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa$ $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des armatures :

$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{Ø_{travée}\times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2\times400}{4\times2.835} = 42.33cm$$

On remarque que **Ls** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 Ls (Art A.6, 253/BAEL91).**

L_r= 0.4 Ls = 0.4 x 42.33 = 16.932 cm $\Rightarrow$ Soit L_r=18cm.

e) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (BAEL91Art A.5.1, 313)

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{max}}{ba} < 0.8\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{max} < 0.267baf_{c28}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d (a = 0.9 ×230 = 207 mm et b=200mm)

$$V_u^{max} < 0.267 \times 200 \times 207 \times 25 \times 10^{-3} = 276.345 \text{ KN}$$

V_u^{max} = 28.72 KN < 279.345 KN $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

Vu : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400}\left(28.72 \times 10^3 + \frac{8.08 \times 10^6}{0.9 \times 230} \right)$$

$A_a \geq 1.94 cm^2$

A_a = 3.39 cm² ≻ 1.94 cm² $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

f) Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\left\{\frac{250}{35}; 12; \frac{200}{10}\right\}$$

Avec :

h_t: étant la hauteur totale de la poutre

ϕ_l: diamétre des barres longitudinale

$\phi_t \leq \min\{7.14; 12; 20\}$

$\phi_t = 8 < 7.14 mm$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;
Donc : **At = 4ϕ 8 = 2.01cm2**
$S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\} = \min\{0.9 \times 23; 40cm\}$
$S_t \leq \min\{20.7; 40cm\} \Rightarrow \mathbf{S_t = 20cm}$

g) Espacement des armatures transversales : (selon le RPA version 2003 Art7.5-2.2)

- **Dans la zone nodale :**

$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\}$
$S_t \leq \min\left\{\frac{25}{4}; 12 \times 1.2\right\}$
$S_t \leq \min\{6.25 ; 14.4\}$

Soit : $\mathbf{S_t = 6cm}$

- **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5cm$
Soit : $\mathbf{S_t = 12cm}$

III.5.7) Calcul des efforts internes à l'ELS :

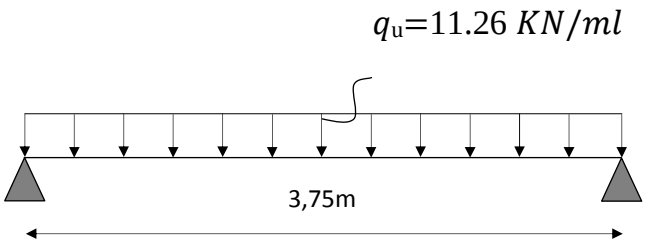


Figure III-5-3: Schéma statique de la poutre de chainage (ELS)

❖ **Calcul des moments isostatique :**

$M_0 = M_{max} = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{11.26 \times 3.75^2}{8} = \mathbf{19.79\ KN.m}$

❖ **Correction des moments :**

- **Aux appuis :**

Ma = ─ 0.3 Mo= ─ 0.3×19.79 =**5.94KN.m**

- **En travée :**

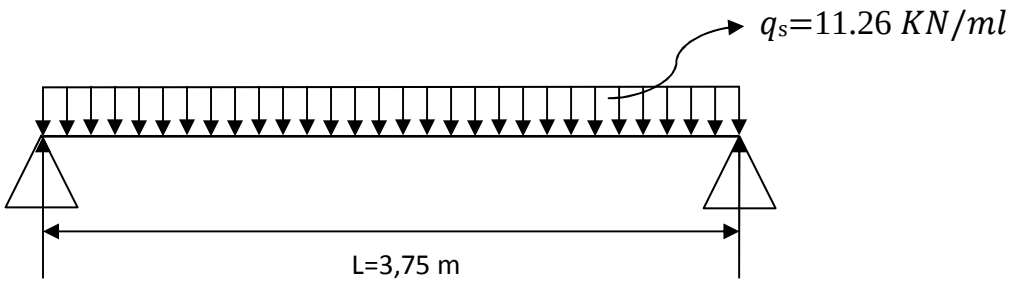
Mt = 0.85 Mo = 0.85 × 19.79 = **16.82KN.m.**

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{11.26 \times 3.75}{2} = \mathbf{21.11KN}$$

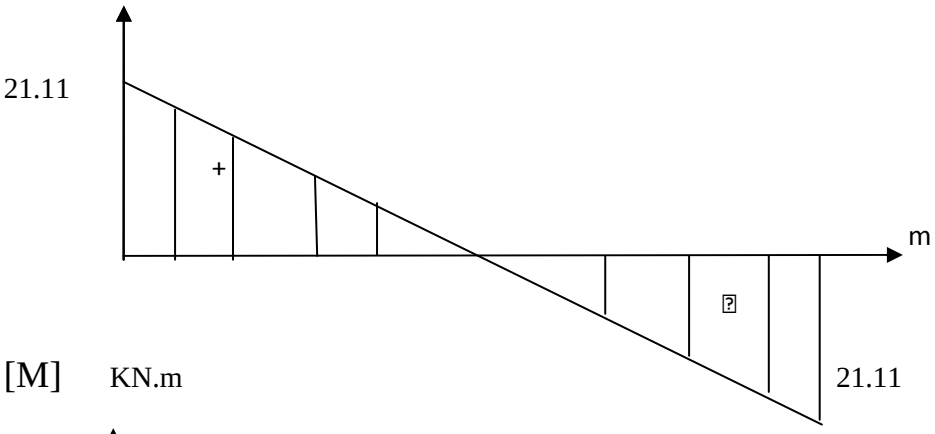
$T_Y(0) = R_A = 21.11$ KN

$T_Y(3.46) = -R_B = -21.11$ KN

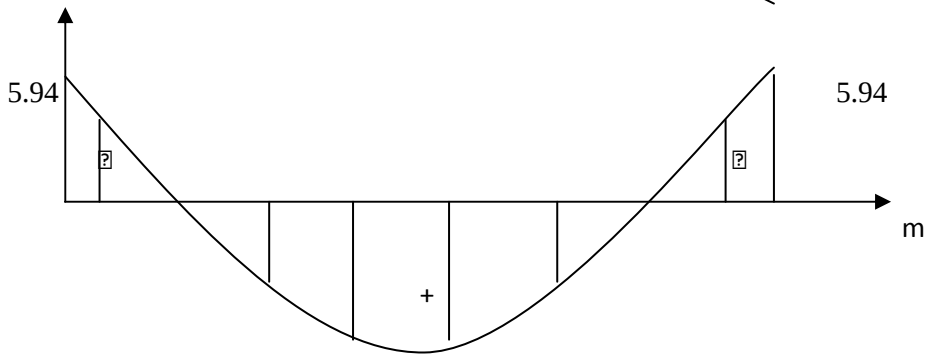


R_A= 21.11 KN R_B= 21.11 KN

[T_Z] KN



[M] KN.m



16.82

Figure III.5.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.5.8) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\sigma_{bc} = k.\sigma_s \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

- **Aux appuis :**

M_{as} = -5.94 kN.m ; A_a = 3.39 cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times3.39}{20\times23} = 0.736 \quad ; \quad \beta_1 = 0.876; \quad \alpha_1 = 0.372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.372}{15(1-0.372)} = 0039$$

$$\sigma_S = \frac{M_{as}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{5.94\times10^3}{0.876\times23\times3.39} = 86.96MPa$$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_s = 0.039 \times 86.96 = 3.39MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travée :** Mts =16.82 KN.m ; At =3.39 cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times3.39}{20\times23} = 0.736 \quad ; \quad \beta_1 = 0.876 \; ; \quad \alpha_1 = 0.372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.372}{15(1-0.372)} = 0.039$$

$$\sigma_S = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{16.82\times10^3}{0.876\times23\times3.39} = 246.26MPa$$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_s = 0.039 \times 246.26 = 9.60MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification à la flèche :

Selon les règles de **BAEL 91(Art B-6-5.1)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$\frac{h}{L} = \frac{250}{375} = 0.66 > \frac{1}{16} = 0.0625$ ⇒ **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} => \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16.82}{10\times19.79} = 0.085$ ⇒ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{20\times23} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ⇒ **Condition vérifiée.**

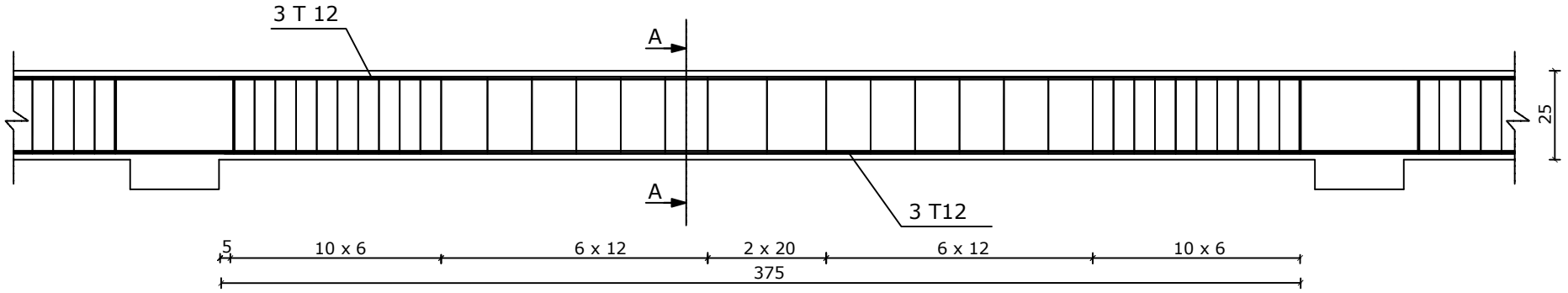
Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

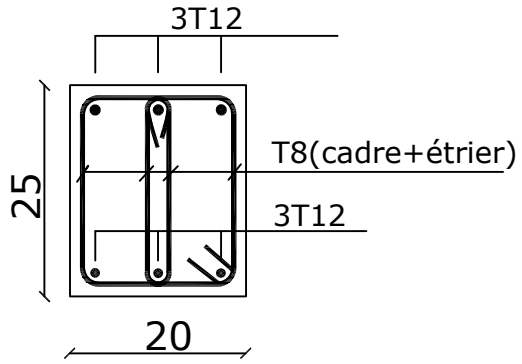
Conclusion :

Le ferraillage de la poutre de chainage est comme suit :

- **Appuis : 3HA12 = 3.39cm²**
- **Travées : 3HA12 = 3.39cm²**

III.5.9) Plan de ferraillage de la poutre de chainage :





Coupe AA

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	Plan de Ferraillage de la poutre chainage	plan: 05
		Echelle: 1/50
Dirigé par: Mr GHOUILEM		2018/2019

III.6) Calcul de la salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité

- **Caractéristique de l'ascenseur :**

Lx=1.70 [m] ; Ly=1.60 [m]. S=2.72[m^2]
-Charge nominale : 630[kg] →8 personnes
-Poids total: P=9tonne et V=1[m/s]]

III.6 .1) Calcul de la dalle pleine :

❖ Pré-dimensionnement:

✓ Epaisseur de la dalle :

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

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12$cm.

On adopte : h_t = 15cm.

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, dans une seconde phase, on tient compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{170} = 0.94$$

$$0{,}4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.94 < 1 \Rightarrow$$ Le panneau travail dans les 02 sens.

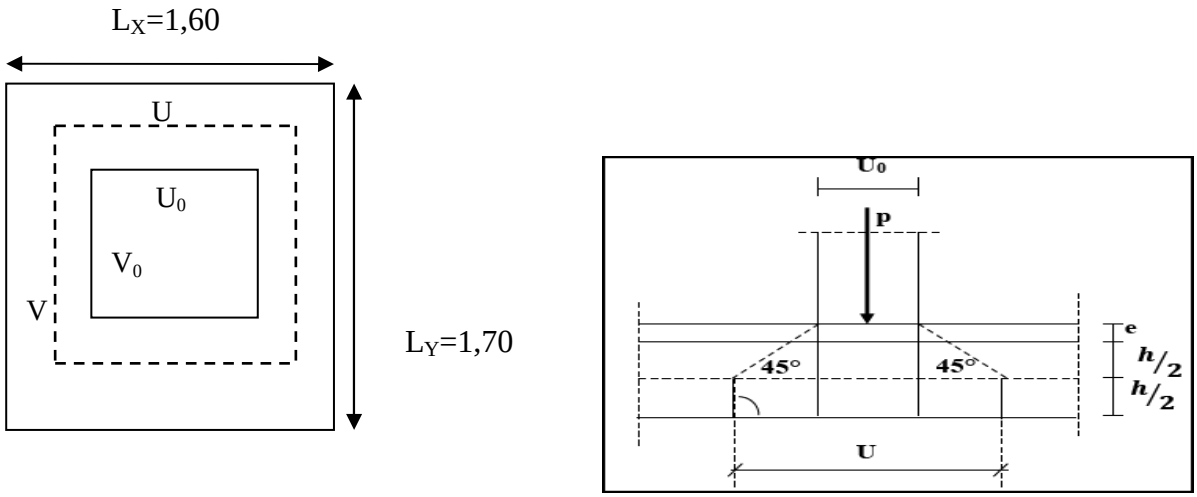
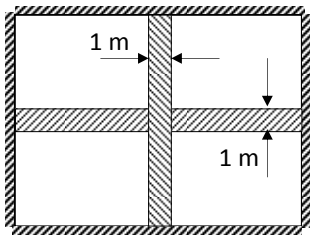


Figure III.6.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle **(U×V),** (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle.
Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.
Les moments au centre du panneau ils sont donnés par la formule :



$$\begin{cases} M_{X1} = P\times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{Y1} = P\times (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec:

M_{x1} et **M_{y1}** : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.
ν: coefficient de poisson (***ν*=0 à l'ELU et *ν*=0,2 à l'ELS)**

M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{U}{L_y}$

P: charge totale appliquée sur un rectangle centré.

U ; V : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\ K.e + h_0 \\ V = V_0 + 2\ K.e + h_0 \end{cases}$$

Avec :
ht : épaisseur de la dalle (ht = 15 cm).
e: épaisseur du revêtement(e=5cm).
Uo,Vo : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée (Uo=Vo= 80cm).
D'où:
U= 80+2x5+15= 105cm.
V= 80+2x5+15= 105cm.

III.6.2) Détermination des sollicitations :

- **A l'ELU :**

$$\begin{cases} P_u = 1.35\ P = 1.35 \times 90 = 121.5\ KN / ml \text{ (charge concentrée du système de levage).} \\ q_u = 1.35\ G + 1.5\ Q = 1.35\ (25 \times 0.15) + 1.5 \times 1 = 6.56\ KN / ml \text{ (charge uniformément répartie)} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} P_s = P = 90\ KN. \\ q_u = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75\ KN. \end{cases}$$

III.6.3)Calcul des moments à L'ELU :

$\upsilon = 0$ $P_u = 121.5\ KN.m$

1) Les moments M_X et M_y dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_{y1} = p \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

$\rho = \mathbf{0.9}$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0.6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{170} = 0.6 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \text{ x } M_1 = 121.5 \text{ x } 0.085 = 10.327\ KN.m \\ M_{y1} = P_u \text{ x } M_2 = 121.5 \text{ x } 0.067 = 8.140\ KN.m \end{cases}$$

2) Les moments au poids propre de la dalle pleine :

$\rho = \mathbf{0.94} \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$

On aura les valeurs suivantes : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x\, q_u\, (l_x)^2 = 0.0419 \text{ x } 6.56 \text{ x } (1.60)^2 = 0.704\ KN.m \\ M_{y2} = \mu_y\, M_x = 0.864 \text{ x } 0.704 = 0.608\ KN.m \end{cases}$

3) Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{x\,total} = M_{x1} + M_{x2} = 10.327 + 0.704 = 11.041\ KN.m \\ M_{ytotal} = M_{y1} + M_{y2} = 8.140 + 0.608 = 8.748\ KN.m \end{cases}$$

4) Correction des moments:

- **En travée:**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.041 = 9.385\ KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.748 = 7.436\ KN.m \end{cases}$$

- **En appuis:**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 11.041 = -3.312 \ KN.m \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 8.748 = -2.624 \ KN.m \end{cases}$$

III.6.4) Calcul des moments à L' ELS :

$\upsilon = 0.2$ $P_s = 90$ KN.m

1) Les moments M_X et M_y dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = 90 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 8.856 \ KN.m, \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = 90 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 7.56 \ KN. \end{cases}$$

2) Les moments au poids propre de la dalle pleine :

$$\rho = \mathbf{0.94} \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

On aura les valeurs suivantes : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_S (l_x)^2 = 0.0491 \text{ x } 4.75 \text{ x } (1.60)^2 = 0.597 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_x = 0.906 \text{ x } 0.597 = 0.54 \text{ KN.m} \end{cases}$

3) Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{x\,total} = M_{x1} + M_{x2} = 8.856 + 0.597 = 9.453 \ KN.m \\ M_{ytotal} = M_{y1} + M_{y2} = 7.56 + 0.54 = 8.10 KN.m \end{cases}$$

4) Correction des moments:

- **En travée:**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.453 = 8.035 \ KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.10 = 6.885 \ KN.m \end{cases}$$

- **En appuis:**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 9.453 = -2.836 \ KN.m \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 8.10 = -2.43 KN.m \end{cases}$$

III.6 .5) Calcul du ferraillage à l'ELU :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : **b=100 cm**. **d = h-c =15 – 2 = 13 cm**.

A) Dans le sens de la petite portée : x-x

- **En travée :**

M_x^t = 9.385 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.385 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0{,}040 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0.040 \longrightarrow \beta = 0.980$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.385 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Soit **A_t= 4 HA10 = 3.14cm²** avec un espacement **St = 25cm.**

- **Aux appuis :**

M_x^a =3.312 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.312 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0{,}014 \longrightarrow \beta = 0.993$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.312 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Soit **A_a= 4 HA10 = 3.14cm²** avec un espacement **St = 25cm.**

B) Dans le sens de la grande portée : y-y

- **En travée :**

M_y^t =7.436 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.436 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0.030 \longrightarrow \beta = 0{,}985$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.436 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Soit **A_a= 4 HA10 = 3.14cm²** avec un espacement **St = 25cm.**

- **Aux appuis :**

M_y^a =2.624KN.m

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.624 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_b = 0{,}010 \longrightarrow \beta = 0.995$

$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.624 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0{,}58\ cm^2$

Soit **A_a= 4 HA10 = 3.14cm²** avec un espacement **St = 25cm.**

III.6.6) Vérification à L'ELU :

A) Condition de non fragilité :

- **Sens x-x :** $A_{s\,min} = \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2}\left(3 - \frac{L_x}{Ly}\right)$

$$A_{s\,min} = 0{,}0008 \times 100 \times \frac{15}{2}\left(3 - \frac{1{,}60}{1{,}70}\right) = 1{,}12 cm^2$$

$A_{adopter} = 3.14\ cm^2 \geq A_{s\,min} = 1.2\ cm^2 \quad \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- **Sens y-y :** $A_{s\,min} = \rho_0 \times b \times h_t = 0{,}0008 \times 100 \times 15 = 1{,}2 cm^2$

Avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction.

$\rho_0 = 0.8‰$, pour les HA, FeE400 et FeE500

$A_{adopter} = 3.14\ cm^2 \geq A_{s\,min} = 1.2\ cm^2 \quad \Rightarrow$ **condition vérifiée**

la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

B) Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL99)

- L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2het 25cm.

$S_t = 25cm \leq \max(2h = 30cm ; 25cm) \quad \Rightarrow$ **condition vérifier**

- De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm.

$S_t = 25cm \leq \max(3h = 45cm ; 33cm) \quad \Rightarrow$ **condition vérifier**

C) Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42)

$$q_u \leq 0{,}045 \times U_C \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u: charge de calcul à L'ELU

ht : épaisseur totale de la dalle

Uc : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$U_c = 2(U+V) = 2(1{,}60+1{,}70) = 6{,}6m$

$$121.5 \leq 0{,}045 \times 6{,}6 \times 0{,}15 \times \frac{25 \times 10^3}{1{,}5} = 742.5$$

$Q_u = 121{,}5KN < Q = 742{,}5KN \quad \Rightarrow$ **condition vérifier**

D) Vérification au cisaillement :

a) Effort tranchant (Article A. 52, 2)

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge **P**.

- **Au milieu de lx :**

$$V_u = \frac{P}{2\times ly + lx}\times 1ml = \frac{121.5}{2\times 1.70 + 1.60} = 0.74\ KN.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad M_x^t = 4{,}704$ KN.m

Condition vérifié

- **Au milieu de ly :**

$$V_u = \frac{P}{3\times ly}\times 1ml = \frac{121.5}{3\times 1.70} = 23.82\,KN.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow$ **Condition vérifié**

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b\times d} \le 0.07\times\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

.

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{19.28\times 10^3}{1000\times 130} = 0.148\ MPa \\ 0.07\times\dfrac{25}{1.5} = 1.17\ MPa \end{array}\right\} \rightarrow \tau_u = 0.148\ MPa < 1.17\ MPa \rightarrow \textit{vérifiée}\ .$$

III.6.7) Vérifications à l'ELS :

A) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a)Dans le sens de la petite portée : x-x

- **En travée :**

$M_x^t = 8.035$ KN.m ; At= 3,14 cm²

On doit vérifier la condition suivante :

$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa

$\rho_1 = \frac{100\times A_t}{b\times d} = \frac{100\times 3{,}14}{100\times 13} = 0{,}24 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}921 \longrightarrow k1 = 48.29$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{8.035 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3{,}14 \times 10^2}$ = **213.724 MPa**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{213.724}{48.29}$ = **4.42 MPa**

σ_{bc}= 4.42 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = = 15 MPa ⇒ **condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

M_x^a = 2.836 KN.m At= 3,14 cm²

On doit vérifier la condition suivante :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28}$ = 15 MPa

$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3{,}14}{100 \times 13}$ = 0,24 ⟶ β_1 = 0,921 ⟶ k1 = 48.29

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{2.836 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3{,}14 \times 10^2}$ = 75.435MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{75.435}{48.29}$ = 1,56 MPa

σ_{bc}= 1,56 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = = 15 MPa ⇒ **condition vérifiée**

b)Dans le sens de la petite portée : y-y

- **En travée :**

M_y^t = 6.885 KN.m ; At= 3,14cm²

On doit vérifier la condition suivante :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28}$ = 15 MPa

$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13}$ = 0,24 ⟶ β_1 = 0.921 ⟶ k1 = 48.29

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{6.885 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3{,}14 \times 10^2}$ = **183.13MPa**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{183.13}{48.29}$ = **3.79MPa**

σ_{bc}= 3.79 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = = 15 MPa ⇒ **condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

M_y^a= 2.43 KN.m ; At= 3,14cm²

On doit vérifier la condition suivante :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa

$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow k1 = 48.29$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{2.43 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3{,}14 \times 10^2} = 64.635$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{64.635}{48.29} = 1.33$ MPa

$\sigma_{bc} = 1.33$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = = 15$ MPa $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

B) Etat limite d'ouverture des fissures (Artc4.5,32/BAEL91)

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

C) État limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{tx}}{Mx} \\ \frac{A_x}{b.d} < \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- **h** : hauteur de dalle.
- **M_{tx}** : Moment entravé de la dalle continue dans la direction L_x
- **M_x** : Moment isostatique dans la direction de (x –x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- **A_x** : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]
- **d** : La hauteur utile de la bande.
- **b** : La largeur de bande égale à 1[m]

$\frac{h}{L} = \frac{0{,}15}{1{,}60} = 0{,}1 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = \mathbf{0{,}094} \geq \frac{M_{xt}}{20M_x} = \frac{9.385}{20 \times 11.041} = \mathbf{0{,}042} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$\frac{A_x}{bd} = \frac{3{,}14}{100 \times 13} = \mathbf{0{,}002} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = \mathbf{0{,}005} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Les conditions sont vérifié donc y a pas de nécessite de vérifier la flèche.

Conclusion :

Le ferraillage de la dalle de la salle machine est :

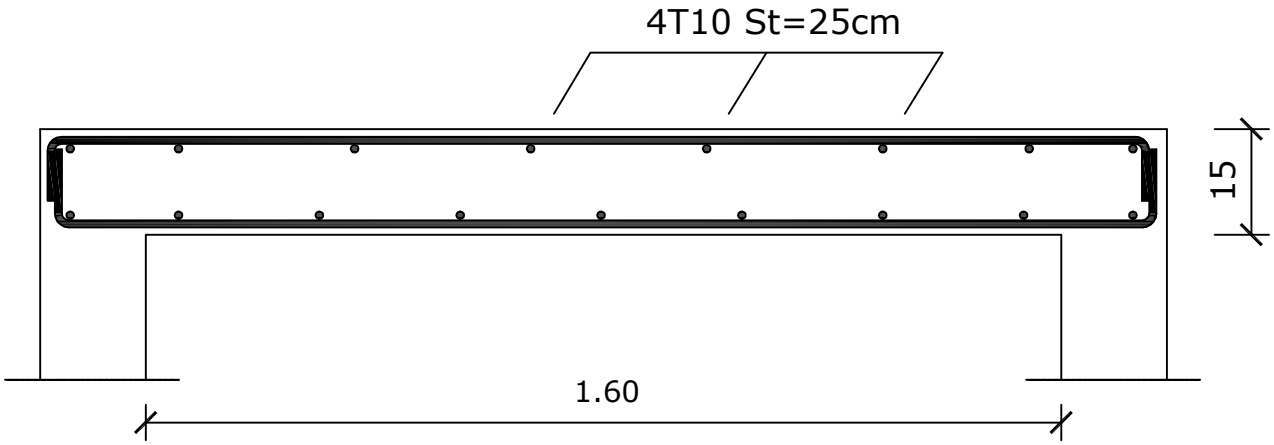
- **En travée**

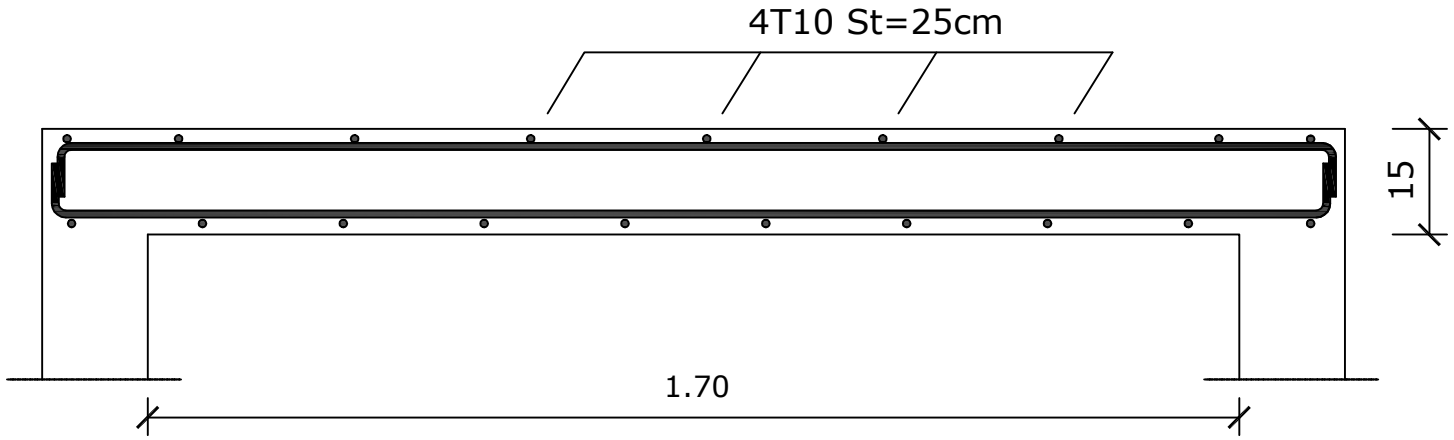
Sens x – x : 4HA10 St = 25cm.
Sens y – y : 4HA10 St = 25cm.

- **Sur appuis**

Sens x – x : 4HA10 St = 25cm.
Sens y – y : 4HA10 St = 25cm.

III.6 .8) Plan de ferraillage de la salle machine :





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	plan de ferraillage de la dalle pleine de la salle de machine	plan: 06
Dirigé par: Mr GHOUILEM		Echelle:1/50
		2018/2019

Chapitre IV :

IV.1) Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.
D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.
Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est ce la nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cella en doit passé par plusieurs étapes.

IV.2) Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1) Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation,
- 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,
- Rigidités linéaires des poteaux : $\mathrm{Kp} = \frac{I_P}{H_C}$
- Rigidités linéaires des poutres : $\mathrm{Kpr} = \frac{I_{pr}}{L_C}$

Avec :

I: moment d'inertie de l'élément,
l_c : longueur calculée de la poutre :
$l_c = \min\left(\bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}, l_0\right)$
h_c: hauteur calculée du poteau :
$h_c = \min\left(\bar{h} + \frac{e_p}{2}, h_0\right)$
$\bar{l}$: longueur entre nus des appuis,
l_0 : longueur entre axes des poteaux,
e_{pr} : épaisseur de la poutre,
$\bar{h}$: hauteur entre nus des appuis,
h_0 : hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,
e_p : épaisseur du poteau.

La figure (IV.1) illustre les différents éléments pré définis :

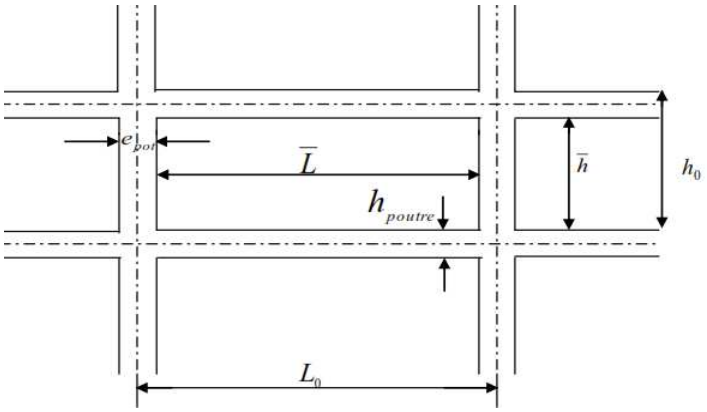
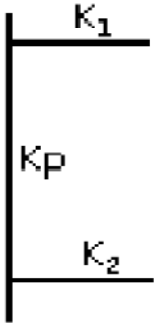


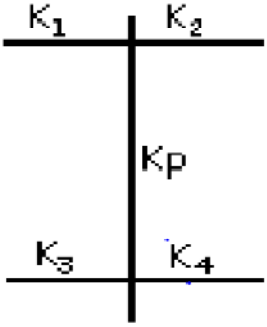
Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

IV.2.2) Calcul des coefficients relatifs aux portiques :

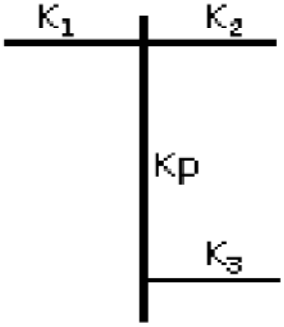
- **Cas d'étage courant :**



$$Kj = \frac{K_1 + K_2}{2Kp}$$

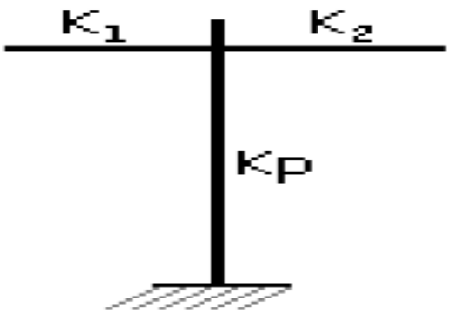


$$Kj = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2Kp}$$

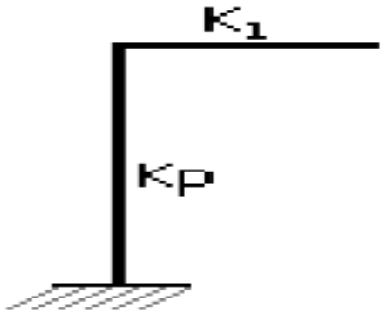


$$Kj = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2Kp}$$

- **Cas de RDC:**



$$Kj = \frac{K_1 + K_2}{Kp}$$



$$Kj = \frac{K_1}{Kp}$$

IV.2.3) Calcul des coefficients correcteurs a_{ij} :

- **coefficient des rigidités des poteaux (aij) :**
- ✓ **Niveau courant :**

$$a_{ij} = \frac{Kj}{2+Kj}$$

- ✓ **Niveau RDC:**
  - poteau encastré: $a_{ij} = \frac{0.5+k_j}{2+Kj}$
  - poteau articulé: $a_{ij} = \frac{0.5+k_j}{1+2Kj}$

IV.2.4) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

- ✓ **Niveau courant :**

Rj = a_{ij} **× kp ×** $\frac{12\times E}{Hc^2}$ **avec: E=3.2x10^{5}daN/cm^2**

- ✓ **Niveau RDC :**
  - Poteau encastré à sa base :**Rj =** a_{ij} **× kp ×** $\frac{12\times E}{Hc^2}$
  - Poteau articulé à sa base :**Rj =** a_{ij} **× kp ×** $\frac{3\times E}{Hc^2}$

Avec :
H_c: hauteur du poteau calculé,
E_i: module de déformation du béton=**32164.2 MPa**.

IV.2.5) Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y) :

Rjx = $\frac{12\times E}{Hc^2} \times \sum a_{ij}$ **× kp** => calcul suivant le sens longitudinal.

Rjy = $\frac{12\times E}{Hc^2} \times \sum a_{ij}$ **× kp** => calcul suivant le sens transversal.

- **Calcul suivant le sens transversal (y-y) :**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

❖ **Poteaux:**

Niveau	poteaux	h(cm)	e pot(cm)	Hc(cm)	I pot(cm4)	K pot(cm3)
6 à 9 (40x40)	1	266	40	286	213333.333	745.920746
	2	266	40	286	213333.333	745.920746
	3	266	40	286	213333.333	745.920746
	4	266	40	286	213333.333	745.920746
3 à 5 (45x45)	1	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
	2	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
	3	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
	4	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
1 à 2 (50x50)	1	266	50	291	520833.333	1789.80529
	2	266	50	291	520833.333	1789.80529
	3	266	50	291	520833.333	1789.80529
	4	266	50	291	520833.333	1789.80529
RDC (50x50)	1	368	50	393	520833.333	135.27566
	2	368	50	393	520833.333	135.27566
	3	368	50	393	520833.333	135.27566
	4	368	50	393	520833.333	135.27566

Tableau IV.1 : Rigidité des poteaux selon le sens transversal

❖ **Poutres :**

Niveau	travées	L (cm)	h pout(cm)	Lc (cm)	Ipout(cm4)	Kpout(cm3)
6 à 9 (30x40)	1_2	425	40	445	160000	359.550562
	2_3	270	40	290	160000	551.724138
	3_4	350	40	370	160000	432.432432
3 à 5 (30x40)	1_2	420	40	440	160000	363.636364
	2_3	265	40	285	160000	561.403509
	3_4	345	40	365	160000	438.356164
1 à 2 (30x40)	1_2	415	40	435	160000	367.816092
	2_3	260	40	280	160000	571.428571
	3_4	340	40	360	160000	444.444444
RDC (30x40)	1_2	415	40	435	160000	367.816092
	2_3	260	40	280	160000	571.428571
	3_4	340	40	360	160000	444.444444

Tableau IV.2 : Rigidité des poutres selon le sens transversal

- **Calcul suivant le sens longitudinal (x-x):**

❖ **Poteaux :**

Niveaux	poteaux	h(cm)	e pot	Hc	I pot(cm4)	Kpot(cm3)
6 à 9 (40x40)	A	271	40	291	213333.333	733.104238
	B	271	40	291	213333.333	733.104238
	C	271	40	291	213333.333	733.104238
	D	271	40	291	213333.333	733.104238
	E	271	40	291	213333.333	733.104238
	F	271	40	291	213333.333	733.104238
	G	271	40	291	213333.333	733.104238
3 à 5 (45x45)	A	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	B	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	C	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	D	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	E	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	F	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	G	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
1 à 2 (50x50)	A	271	50	296	520833.333	1759.57207
	B	271	50	296	520833.333	1759.57207
	C	271	50	296	520833.333	1759.57207
	D	271	50	296	520833.333	1759.57207
	E	271	50	296	520833.333	1759.57207
	F	271	50	296	520833.333	1759.57207
	G	271	50	296	520833.333	1759.57207
RDC (50x50)	A	373	50	398	520833.333	1308.62647
	B	373	50	398	520833.333	1308.62647
	C	373	50	398	520833.333	1308.62647
	D	373	50	398	520833.333	1308.62647
	E	373	50	398	520833.333	1308.62647
	F	373	50	398	520833.333	1308.62647
	G	373	50	398	520833.333	1308.62647

Tableau IV.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.

❖ **Poutres :**

Niveau	travées	L (cm)	h pout(cm)	Lc (cm)	Ipout(cm4)	Kpout(cm3)
6 à9 (30x35)	AB	365	35	382.5	107187.5	280.228758
	BC	315	35	332.5	107187.5	322.368421
	CD	315	35	332.5	107187.5	322.368421
	DE	315	35	332.5	107187.5	322.368421
	EF	315	35	332.5	107187.5	322.368421
	FG	295	35	312.5	107187.5	343
3 à5 (30x35)	AB	360	35	377.5	107187.5	283.940397
	BC	310	35	327.5	107187.5	327.290076
	CD	310	35	327.5	107187.5	327.290076
	DE	310	35	327.5	107187.5	327.290076
	EF	310	35	327.5	107187.5	327.290076
	FG	290	35	307.5	107187.5	348.577236
1 à2 (30x35)	AB	355	35	372.5	107187.5	287.751678
	BC	305	35	322.5	107187.5	332.364341
	CD	305	35	322.5	107187.5	332.364341
	DE	305	35	322.5	107187.5	332.364341
	EF	305	35	322.5	107187.5	332.364341
	FG	285	35	302.5	107187.5	354.338843
RDC (30x35)	AB	355	35	372.5	107187.5	287.751678
	BC	305	35	322.5	107187.5	332.364341
	CD	305	35	322.5	107187.5	332.364341
	DE	305	35	322.5	107187.5	332.364341
	EF	305	35	322.5	107187.5	332.364341
	FG	285	35	302.5	107187.5	354.338843

Tableau IV.4 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal

- **Rigidité des portiques transversaux (Y-Y):**

Niveaux	poteaux	H_c(cm)	I_{pot}(cm^4)	K_{pot}(cm^3)	K_{poutre} (cm^3)	K	a_j	R_{jy} (kN/m^2)	R_{jy} (kN/m^2)
6 à 9	1	286	213333.33	745.92074	359.5505	0.6108	0.2339	83.808	445.834498
	2	286	213333.33	745.92074	551.7241	1.2216	0.3792	135.838	
	3	286	213333.33	745.92074	432.4324	1.3198	0.3974	142.381	
	4	286	213333.33	745.92074	/	0.6108	0.2339	83.808	
3 à 5	1	288.5	341718.75	1184.4670	363.6363	0.3904	0.1633	91.298	436.945173
	2	288.5	341718.75	1184.4670	561.4035	0.7809	0.2808	156.958	
	3	288.5	341718.75	1184.4670	438.3561	0.4220	0.1742	97.388	
	4	288.5	341718.75	1184.4670	/	0.3904	0.1633	91.298	
1 à 2	1	291	520833.33	1789.8052	367.8160	0.5366	0.2115	85.851	404.704043
	2	291	520833.33	1789.8052	571.4285	1.0732	0.3492	141.720	

	3	291	520833.33	1789.8052	444.4444	0.5804	0.2249	91.280	
	4	291	520833.33	1789.8052	/	0.5366	0.2115	85.851	
RDC	**1**	393	520833.33	135.27566	367.8160	0.4203	0.1736	38.465	235.63159
	2	393	520833.33	135.27566	571.4285	1.0733	0.3492	77.353	
	3	393	520833.33	135.27566	444.4444	1.1608	0.3672	81.347	
	4	393	520833.33	135.27566	/	0.4203	0.1736	38.465	

Tableau IV.5 : Rigidité des portiques transversaux

- **Rigidité des portiques longitudinaux (X-X) :**

Niveaux	poteaux	Hc(cm)	I pot(cm)	Kpot(cm3)	k poutre(cm3)	k	aj	Rjy(KN/cm²)	Rjy(KN/cm²)
6 à 9	A	291	125052.083	733.104238	280.228758	0.4109	0.1704	57.9514	632.5414
	B	291	125052.083	733.104238	322.368421	0.2198	0.2912	99.0228	
	C	291	125052.083	733.104238	322.368421	0.8789	0.3054	103.8325	
	D	291	125052.083	733.104238	322.368421	0.8789	0.3054	103.8325	
	E	291	125052.083	733.104238	322.368421	0.8789	0.3054	103.8325	
	F	291	125052.083	733.104238	343	0.9076	0.3121	106.1180	
	G	291	125052.083	733.104238	/	0.4109	0.1704	57.9514	
3 à 5	A	293.5	213333.333	1164.28876	283.940397	0.2624	0.1160	61.5681	702.1807
	B	293.5	213333.333	1164.28876	327.290076	0.5249	0.2079	110.3353	
	C	293.5	213333.333	1164.28876	327.290076	0.5622	0.2194	116.4435	
	D	293.5	213333.333	1164.28876	327.290076	0.5622	0.2194	116.4435	
	E	293.5	213333.333	1164.28876	327.290076	0.5622	0.2194	116.4435	
	F	293.5	213333.333	1164.28876	348.577236	0.5804	0.2249	119.3784	
	G	293.5	213333.333	1164.28876	/	0.2624	0.1160	61.5681	
1 à 2	A	296	341718.75	1759.57207	287.751678	0.3588	0.1521	58.8951	652.7657
	B	296	341718.75	1759.57207	332.364341	0.7177	0.2640	102.2367	
	C	296	341718.75	1759.57207	332.364341	0.7693	0.2778	107.6486	
	D	296	341718.75	1759.57207	332.364341	0.7693	0.2778	107.6486	
	E	296	341718.75	1759.57207	332.364341	0.7693	0.2778	107.6486	
	F	296	341718.75	1759.57207	354.338843	0.7947	0.2843	110.0928	
	G	296	341718.75	1759.57207	/	0.3588	0.1521	58.8951	
RDC	A	398	341718.75	1308.62647	287.751678	0.3330	0.1427	30.4338	355.4842
	B	398	341718.75	1308.62647	332.364341	0.7177	0.2640	56.3028	
	C	398	341718.75	1308.62647	332.364341	0.7693	0.2778	59.2281	
	D	398	341718.75	1308.62647	332.364341	0.7693	0.2778	59.2281	
	E	398	341718.75	1308.62647	332.364341	0.7693	0.2778	59.2281	
	F	398	341718.75	1308.62647	354.338843	0.7947	0.2843	60.6292	
	G	398	341718.75	1308.62647	/	0.3330	0.1427	30.4338	

Tableau IV.6 : Rigidité des portiques longitudinaux.

IV.3) Caractéristiques géométrique des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.
Donc l'emplacement des voile doit être le plus adéquat possible de manière à résister a l'effort sismique d'une part et limiter la torsion de bâtiment due aux charges d'autre part

IV.3.1) Etudes des refends :

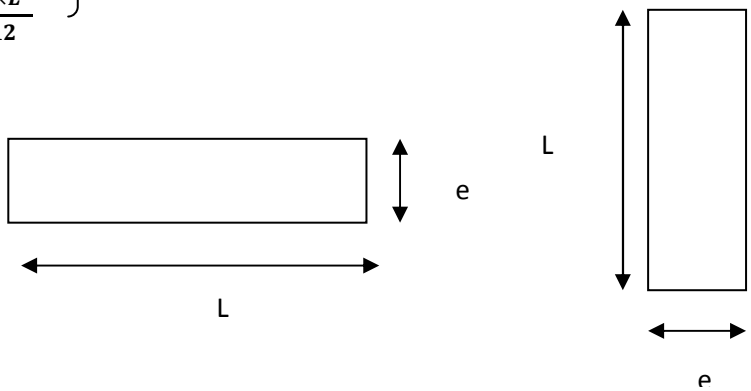
- **Calcul des inerties:**

a) Refends longitudinaux:

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport a (X-X') donc on prend $\mathbf{I_Y}$



FigureVII.2 : Vue en plan en coupe des refends

- **Refends longitudinaux:**

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	Iy
RDC à 2	VL1	4.6	0.2	1.62226667
	VL1	4.6	0.2	1.62226667
	VL2	3.85	0.2	0.95111042
	VL2	3.85	0.2	0.95111042
	VL3	1.6	0.2	0.06826667
	VL3	1.6	0.2	0.06826667
	VL3	1.6	0.2	0.06826667
3à5	VL1	4.6	0.2	1.62226667
	VL1	4.6	0.2	1.62226667
	VL2	3.85	0.2	0.95111042
	VL2	3.85	0.2	0.95111042
	VL3	1.6	0.2	0.06826667
	VL3	1.6	0.2	0.06826667

	VL3	1.6	0.2	0.06826667
6à9	VL1	4.6	0.2	1.62226667
	VL1	4.6	0.2	1.62226667
	VL2	3.85	0.2	0.95111042
	VL2	3.85	0.2	0.95111042
	VL3	1.6	0.2	0.06826667
	VL3	1.6	0.2	0.06826667
	VL3	1.6	0.2	0.06826667

Tableau IV.7 : Inertie des refends longitudinaux.

b) Refends transversaux:

$I_y = \frac{L \times e^3}{12}$
$I_x = \frac{e \times L^3}{12}$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport a (Y-Y') donc on prend $\mathbf{I_x}$

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	Ix
RDC à 2	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT2	1.7	0.2	0.08188333
	VT2	1.7	0.2	0.08188333
3 à 5	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT2	1.5	0.2	0.05625
	VT2	1.5	0.2	0.05625
	VT3	1.7	0.2	0.08188333
	VT3	1.7	0.2	0.08188333
6 à 9	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625

	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT1	1.5	0.2	0.05625
	VT2	1.7	0.2	0.08188333
	VT2	1.7	0.2	0.08188333
				1.8413

Tableau IV.8 : Inertie des refends transversaux.

c) Rigidités des voiles :

Dans le sens (y-y) : $\boldsymbol{R_{vy} = \frac{12 \times E \times I_X}{H_c{}^3}}$

Dans le sens (x-x) : $\boldsymbol{R_{vx} = \frac{12 \times E \times I_y}{H_c{}^3}}$

Avec :

H_e : hauteur de l'étage,

I_X, I_Y : inerties des voiles longitudinaux et transversaux.

Les résultats relatifs au calcul des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux ci-après :

- **Rigidités des voiles dans le sens transversal :**

Niveaux	Voiles	H(m)	Ix	E(KN/m²)	Rvy(KN/m)	Srvy(KN/m)
RDC	VT1	4.08	0.05625	32164200	319665.699	3488002.67
	VT1	4.08	0.05625	32164200	319665.699	
	VT1	4.08	0.05625	32164200	319665.699	
	VT1	4.08	0.05625	32164200	319665.699	
	VT1	4.08	0.05625	32164200	319665.699	
	VT1	4.08	0.05625	32164200	319665.699	
	VT1	4.08	0.05625	32164200	319665.699	
	VT1	4.08	0.05625	32164200	319665.699	
	VT2	4.08	0.081883333	32164200	465338.542	
	VT2	4.08	0.081883333	32164200	465338.542	
1 à 2	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	8267858.19
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT2	3.06	0.081883333	32164200	1103024.69	
	VT2	3.06	0.081883333	32164200	1103024.69	
3 à5	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	8267858.19

	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT2	3.06	0.081883333	32164200	1103024.69	
	VT2	3.06	0.081883333	32164200	1103024.69	
6 à 9	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	8267858.19
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT1	3.06	0.05625	32164200	757726.101	
	VT2	3.06	0.081883333	32164200	1103024.69	
	VT2	3.06	0.081883333	32164200	1103024.69	

Tableau IV.9 : Rigidité des voiles dans le sens transversal.

- **Rigidités des voiles dans le sens longitudinal :**

Niveaux	Voiles	H(cm)	Iy	E(KN/m²)	Rvy(KN/m)	Srvy(KN/m)
RDC	VL1	4.08	1.62226667	32164200	9219253.47	30412592
	VL1	4.08	1.62226667	32164200	9219253.47	
	VL2	4.08	0.95111042	32164200	5405108.91	
	VL2	4.08	0.95111042	32164200	5405108.91	
	VL3	4.08	0.06826667	32164200	387955.764	
	VL3	4.08	0.06826667	32164200	387955.764	
	VL3	4.08	0.06826667	32164200	387955.764	
1à2	VL1	3.06	1.62226667	32164200	21853045.3	72089107.1
	VL1	3.06	1.62226667	32164200	21853045.3	
	VL2	3.06	0.95111042	32164200	12812110	
	VL2	3.06	0.95111042	32164200	12812110	
	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	
	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	
	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	
3à5	VL1	3.06	1.62226667	32164200	21853045.3	72089107.1
	VL1	3.06	1.62226667	32164200	21853045.3	
	VL2	3.06	0.95111042	32164200	12812110	
	VL2	3.06	0.95111042	32164200	12812110	

	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	
	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	
	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	
6à9	VL1	3.06	1.62226667	32164200	21853045.3	72089107.1
	VL1	3.06	1.62226667	32164200	21853045.3	
	VL2	3.06	0.95111042	32164200	12812110	
	VL2	3.06	0.95111042	32164200	12812110	
	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	
	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	
	VL3	3.06	0.06826667	32164200	919598.847	

Tableau IV.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal.

IV.4) Calcul des inerties fictives des portiques :

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES **(approximation successive)**.

IV.4.1) Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).
En fixant l'inertie du refend à 1 m4, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour Chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers,
Nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV.4.2) Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires) :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I = 1m**^{4}, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

$\mathbf{f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I}}$; **I =1m^4**

Avec :
f_i : flèche au niveau (i).
S_i: élément de surface du niveau (i)
d_i: distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote (b +1)
E : module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :

$$\mathbf{s_i} = \frac{\mathbf{b_{i+1}} + \mathbf{b_i}}{\mathbf{2}} \times \mathbf{h_i}$$

Le centre de gravité d'un trapèze à sa petite base est :

$$\mathbf{d_i} = \frac{(\mathbf{2} \times \mathbf{b_i} + \mathbf{b_{i+1}})}{\mathbf{3} \times (\mathbf{b_i} + \mathbf{b_{i+1}})} \times \mathbf{h_i}$$

Diagrammes des moments des aires est représenté dans la figure (IV.3)

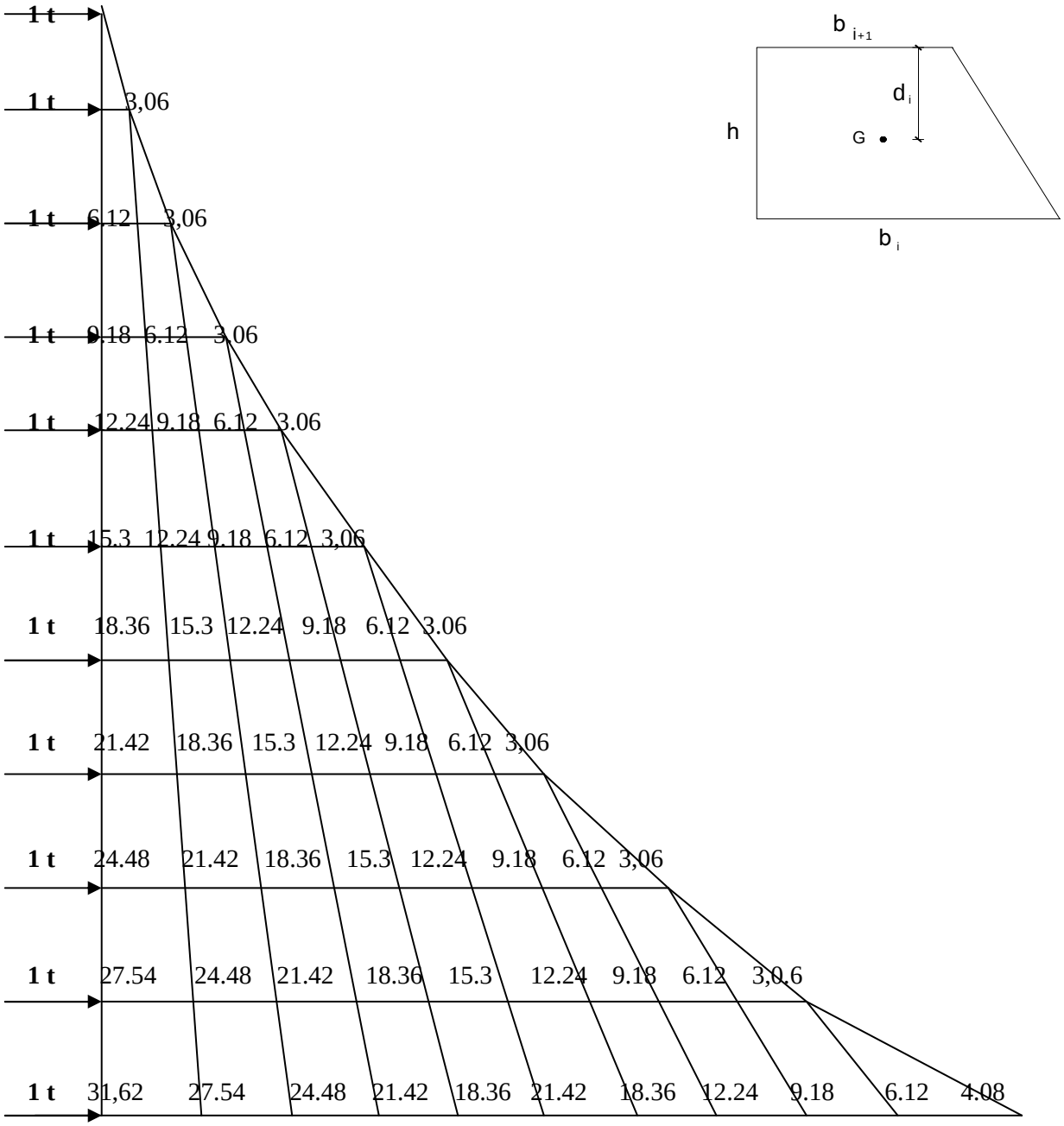


Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires

IV.4.2.1) Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :

Niveaux	He	Bi	Bi+1	Si	di	Sixdi
9	3.06	3.06	0	4.6818	2.04	9.550872
8	3.06	9.18	3.06	18.7272	1.785	33.428052
7	3.06	18.36	9.18	42.1362	1.7	71.63154
6	3.06	30.6	18.36	74.9088	1.6575	124.161336
5	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.01744
4	3.06	64.26	45.9	168.5448	1.615	272.199852
3	3.06	85.68	64.26	229.4082	1.60285714	367.708572
2	3.06	110.16	85.68	299.6352	1.59375	477.5436
1	3.06	137.7	110.16	379.2258	1.58666667	601.704936
RDC	4.08	141.78	137.7	570.1392	2.04992701	1168.74374
						3317.68994

Tableau IV.11 : Résultat de $S_i \times d_i$ pour chaque niveau

IV.4.2.2) Calcul des flèches par niveau :

$$\frac{\sum S_i \times f_{i=} d_i}{E_j \times I}$$

Niveaux	SIDI	FIEI	f
9	9.550872	3317.68994	2.96941E-07
8	33.428052	3308.13907	1.03929E-06
7	71.63154	3274.71102	2.22706E-06
6	124.161336	3203.07948	3.86023E-06
5	191.01744	3078.91814	5.93882E-06
4	272.199852	2887.9007	8.46282E-06
3	367.708572	2615.70085	1.14322E-05
2	477.5436	2247.99228	1.48471E-05
1	601.704936	1770.44868	1.87073E-05
RDC	1168.74374	1168.74374	3.63368E-05

Tableau IV.12 : Résultat de la flèche pour chaque niveau

IV.4.3) Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher :

Etapes de calcul :

- **Calcule de la rotation d'étage Eθ:**
  - **Pour les niveaux supérieurs :**

$$E\boldsymbol{\theta_n} = \frac{M_n + M_{N+1}}{24 \times \sum K_m}$$

Avec :

M_n : h × T_n
M_{n+1} : T_{n+1} × h_{n+1}

- **Pour les premiers niveaux :**

- Poteaux encastrés :

$$E\theta_n = \frac{M_1+M_2}{24\times\sum K_{tn}+2.\sum K_{pn}}$$

- Poteaux articulés :

$$E\theta_n = \frac{2M_1+M_2}{24\times\sum K_{pn}}$$

- Calcul des déplacements :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12.\sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

- Calcul du déplacement au niveau i :

$$\Delta_i = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$$

- Calcule de l'inertie fictive :

$$I_{ei} = f_i / \sum_{i=1}^{n} \Delta_i$$

Avec :
$\sum K_{pn}$**:** somme des raideurs des poutres du $n^{éme}$ niveau,
$\sum K_{tn}$: somme des raideurs des poteaux du $n^{éme}$ niveau,
h : hauteur libre d'étage,
E : module d'élasticité
Δ_n : déplacements du portique au $n^{éme}$ niveau
f_n : flèche du $n^{éme}$ niveau
Δ_i : déplacement du portique au niveau « i ».
Les résultats son résumés dans les tableaux qui suivent :

- **Inertie fictive des portiques transversaux :**

Tableau IV.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversaux :

Niveaux	Portiques	M_{n+1}	M_n	$\sum$ Kpot	$\sum$ Kpoutre	θ_n	ΨEn	$\mathcal{D}_n$	$\sum E\Delta$ i	Eifi	LeiY	$\sum$ LeiY
9	A	0	3.06	0.0029	0.00134371	94.886748	379.546688	1161.41287	8129.89006	3317.68994	0.40808546	4.22826674
	B	0	3.06	0.0029	0.00134371	94.8865455	379.546688	1161.41287		3317.68994	0.63669688	
	C	0	3.06	0.0029	0.00134371	94.8865455	379.546688	1161.41287		3317.68994	0.63669688	
	D	0	3.06	0.0029	0.00134371	94.8865455	379.546688	1161.41287		3317.68994	0.63669688	
	E	0	3.06	0.0029	0.00134371	94.8865455	379.546688	1161.41287		3317.68994	0.63669688	
	F	0	3.06	0.0029	0.00134371	94.8865455	379.546688	1161.41287		3317.68994	0.63669688	
	G	0	3.06	0.0029	0.00134371	94.8865455	379.546688	1161.41287		3317.68994	0.63669688	
8	A	3.06	6.12	0.0029	0.00134371	284.659636	759.092364	4645.64527	32519.5169	3308.13907	0.10172781	1.05402381
	B	3.06	6.12	0.0029	0.00134371	284.659636	759.092364	4645.64527		3308.13907	0.158716	
	C	3.06	6.12	0.0029	0.00134371	284.659636	759.092364	4645.64527		3308.13907	0.158716	
	D	3.06	6.12	0.0029	0.00134371	284.659636	759.092364	4645.64527		3308.13907	0.158716	
	E	3.06	6.12	0.0029	0.00134371	284.659636	759.092364	4645.64527		3308.13907	0.158716	
	F	3.06	6.12	0.0029	0.00134371	284.659636	759.092364	4645.64527		3308.13907	0.158716	
	G	3.06	6.12	0.0029	0.00134371	284.659636	759.092364	4645.64527		3308.13907	0.158716	
7	A	6.12	9.18	0.0029	0.00134371	474.432727	1133.84332	10408.6817	72860.7718	3274.71102	0.04494478	0.46284886
	B	6.12	9.18	0.0029	0.00134371	474.432727	1133.84332	10408.6817		3274.71102	0.06965068	
	C	6.12	9.18	0.0029	0.00134371	474.432727	1133.84332	10408.6817		3274.71102	0.06965068	
	D	6.12	9.18	0.0029	0.00134371	474.432727	1133.84332	10408.6817		3274.71102	0.06965068	
	E	6.12	9.18	0.0029	0.00134371	474.432727	1133.84332	10408.6817		3274.71102	0.06965068	
	F	6.12	9.18	0.0029	0.00134371	474.432727	1133.84332	10408.6817		3274.71102	0.06965068	
	G	6.12	9.18	0.0029	0.00134371	474.432727	1133.84332	10408.6817		3274.71102	0.06965068	

6	A	9.18	12.24	0.0029	0.0013634	654.615369	1496.26248	18314.2527	128199.769	3203.07948	0.02498506	0.262024
	B	9.18	12.24	0.0029	0.0013634	654.613466	1496.26248	18314.2527		3203.07948	0.03950649	
	C	9.18	12.24	0.0029	0.0013634	654.613466	1496.26248	18314.2527		3203.07948	0.03950649	
	D	9.18	12.24	0.0029	0.0013634	654.613466	1496.26248	18314.2527		3203.07948	0.03950649	
	E	9.18	12.24	0.0029	0.0013634	654.613466	1496.26248	18314.2527		3203.07948	0.03950649	
	F	9.18	12.24	0.0029	0.0013634	654.613466	1496.26248	18314.2527		3203.07948	0.03950649	
	G	9.18	12.24	0.0029	0.0013634	654.613466	1496.26248	18314.2527		3203.07948	0.03950649	
5	A	12.24	15.3	0.0473	0.0013634	841.645885	1870.32419	28615.9601	200311.721	3078.91814	0.01537063	0.16119505
	B	12.24	15.3	0.0473	0.0013634	841.645885	1870.32419	28615.9601		3078.91814	0.02430407	
	C	12.24	15.3	0.0473	0.0013634	841.645885	1870.32419	28615.9601		3078.91814	0.02430407	
	D	12.24	15.3	0.0473	0.0013634	841.645885	1870.32419	28615.9601		3078.91814	0.02430407	
	E	12.24	15.3	0.0473	0.0013634	841.645885	1870.32419	28615.9601		3078.91814	0.02430407	
	F	12.24	15.3	0.0473	0.0013634	841.645885	1870.32419	28615.9601		3078.91814	0.02430407	
	G	12.24	15.3	0.0473	0.0013634	841.645885	1870.32419	28615.9601		3078.91814	0.02430407	
4	A	15.3	18.36	0.0473	0.0013634	1028.6783	2244.38903	41206.9825	288448.878	2887.9007	0.01001183	0.10499615
	B	15.3	18.36	0.0473	0.0013634	1028.6783	2244.38903	41206.9825		2887.9007	0.01583072	
	C	15.3	18.36	0.0473	0.0013634	1028.6783	2244.38903	41206.9825		2887.9007	0.01583072	
	D	15.3	18.36	0.0473	0.0013634	1028.6783	2244.38903	41206.9825		2887.9007	0.01583072	
	E	15.3	18.36	0.0473	0.0013634	1028.6783	2244.38903	41206.9825		2887.9007	0.01583072	
	F	15.3	18.36	0.0473	0.0013634	1028.6783	2244.38903	41206.9825		2887.9007	0.01583072	
	G	15.3	18.36	0.0473	0.0013634	1028.6783	2244.38903	41206.9825		2887.9007	0.01583072	
3	A	18.36	21.42	0.0473	0.0013634	1215.71072	2608.16962	55866.9932	391068.952	2615.70085	0.00668859	0.04682015
	B	18.36	21.42	0.0473	0.0013634	1215.71072	2608.16962	55866.9932		2615.70085	0.00668859	
	C	18.36	21.42	0.0473	0.0013634	1215.71072	2608.16962	55866.9932		2615.70085	0.00668859	
	D	18.36	21.42	0.0473	0.0013634	1215.71072	2608.16962	55866.9932		2615.70085	0.00668859	
	E	18.36	21.42	0.0473	0.0013634	1215.71072	2608.16962	55866.9932		2615.70085	0.00668859	
	F	18.36	21.42	0.0473	0.0013634	1215.71072	2608.16962	55866.9932		2615.70085	0.00668859	
	G	18.36	21.42	0.0473	0.0013634	1215.71072	2608.16962	55866.9932		2615.70085	0.00668859	

2	A	21.42	24.48	0.0071	0.00138369	1382.17464	2948.63874	72182.6762	505278.734	2247.99228	0.00444901	0.0311431
	B	21.42	24.48	0.0071	0.00138369	1382.17375	2948.63874	72182.6762		2247.99228	0.00444901	
	C	21.42	24.48	0.0071	0.00138369	1382.17375	2948.63874	72182.6762		2247.99228	0.00444901	
	D	21.42	24.48	0.0071	0.00138369	1382.17375	2948.63874	72182.6762		2247.99228	0.00444901	
	E	21.42	24.48	0.0071	0.00138369	1382.17375	2948.63874	72182.6762		2247.99228	0.00444901	
	F	21.42	24.48	0.0071	0.00138369	1382.17375	2948.63874	72182.6762		2247.99228	0.00444901	
	G	21.42	24.48	0.0071	0.00138369	1382.17375	2948.63874	72182.6762		2247.99228	0.00444901	
1	A	24.48	27.54	0.0071	0.00138369	1566.46359	3347.93198	92202.0467	645414.327	1770.44868	0.00274312	0.01920184
	B	24.48	27.54	0.0071	0.00138369	1566.46359	3347.93198	92202.0467		1770.44868	0.00274312	
	C	24.48	27.54	0.0071	0.00138369	1566.46359	3347.93198	92202.0467		1770.44868	0.00274312	
	D	24.48	27.54	0.0071	0.00138369	1566.46359	3347.93198	92202.0467		1770.44868	0.00274312	
	E	24.48	27.54	0.0071	0.00138369	1566.46359	3347.93198	92202.0467		1770.44868	0.00274312	
	F	24.48	27.54	0.0071	0.00138369	1566.46359	3347.93198	92202.0467		1770.44868	0.00274312	
	G	24.48	27.54	0.0071	0.00138369	1566.46359	3347.93198	92202.0467		1770.44868	0.00274312	
RDC	A	28.56	31.62	0.0053	0.00138369	1812.18336	2810.41996	88865.4793	622058.355	1168.74374	0.00187883	0.011273
	B	28.56	31.62	0.0053	0.00138369	1812.18336	2810.41996	88865.4793		1168.74374	0.00187883	
	C	28.56	31.62	0.0053	0.00138369	1812.18336	2810.41996	88865.4793		1168.74374	0.00187883	
	D	28.56	31.62	0.0053	0.00138369	1812.18336	2810.41996	88865.4793		1168.74374	0.00187883	
	E	28.56	31.62	0.0053	0.00138369	1812.18336	2810.41996	88865.4793		1168.74374	0.00187883	
	F	28.56	31.62	0.0053	0.00138369	1812.18336	2810.41996	88865.4793		1168.74374	0.00187883	
	G	28.56	31.62	0.0053	0.00138369	1812.18336	2810.41996	88865.4793		1168.74374	0.00187883	
												6.38179269

- **Inertie fictive des portiques longitudinaux:**

Tableau IV.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal

Niveaux	portiques	M_{n+1}	M_n	$\sum$ Kpot	$\sum$ Kpoutre	θ_n	ψEn	E_n	$\sum E\Delta$ i	Eifi	LeiX	$\sum$ LeiX
9	1	0	3.06	0.0051	0.0019127	66.6596106	266.63857	815.914024	3263.65805	3317.68994	1.01655562	4.06622249
	2	0	3.06	0.0051	0.0019127	66.6596957	266.638783	815.914676		3317.68994	1.01655562	
	3	0	3.06	0.0051	0.0019127	66.6596957	266.638783	815.914676		3317.68994	1.01655562	
	4	0	3.06	0.0051	0.0019127	66.6596957	266.638783	815.914676		3317.68994	1.01655562	
8	1	3.06	6.12	0.0051	0.0019127	199.979087	533.277566	3263.6587	13054.6348	3308.13907	0.25340725	1.01362899
	2	3.06	6.12	0.0051	0.0019127	199.979087	533.277566	3263.6587		3308.13907	0.25340725	
	3	3.06	6.12	0.0051	0.0019127	199.979087	533.277566	3263.6587		3308.13907	0.25340725	
	4	3.06	6.12	0.0051	0.0019127	199.979087	533.277566	3263.6587		3308.13907	0.25340725	
7	1	6.12	9.18	0.0051	0.0019127	333.298479	663.115014	6087.39583	24349.5833	3274.71102	0.13448735	0.53794941
	2	6.12	9.18	0.0051	0.0019127	333.298479	663.115014	6087.39583		3274.71102	0.13448735	
	3	6.12	9.18	0.0051	0.0019127	333.298479	663.115014	6087.39583		3274.71102	0.13448735	
	4	6.12	9.18	0.0051	0.0019127	333.298479	663.115014	6087.39583		3274.71102	0.13448735	
6	1	9.18	12.24	0.0051	0.00194168	459.653984	1050.63736	12859.8013	51439.2053	3203.07948	0.06226923	0.2490769
	2	9.18	12.24	0.0051	0.00194168	459.653496	1050.63736	12859.8013		3203.07948	0.06226923	
	3	9.18	12.24	0.0051	0.00194168	459.653496	1050.63736	12859.8013		3203.07948	0.06226923	
	4	9.18	12.24	0.0051	0.00194168	459.653496	1050.63736	12859.8013		3203.07948	0.06226923	
5	1	12.24	15.3	0.0081	0.00194168	590.983066	1313.2957	20093.4243	80373.697	3078.91814	0.03830753	0.15323014
	2	12.24	15.3	0.0081	0.00194168	590.983066	1313.2957	20093.4243		3078.91814	0.03830753	
	3	12.24	15.3	0.0081	0.00194168	590.983066	1313.2957	20093.4243		3078.91814	0.03830753	
	4	12.24	15.3	0.0081	0.00194168	590.983066	1313.2957	20093.4243		3078.91814	0.03830753	

4	1	15.3	18.36	0.0081	0.00194168	722.312636	1575.95484	28934.5309	115738.124	2887.9007	0.02495203	0.09980811
	2	15.3	18.36	0.0081	0.00194168	722.312636	1575.95484	28934.5309		2887.9007	0.02495203	
	3	15.3	18.36	0.0081	0.00194168	722.312636	1575.95484	28934.5309		2887.9007	0.02495203	
	4	15.3	18.36	0.0081	0.00194168	722.312636	1575.95484	28934.5309		2887.9007	0.02495203	
3	1	18.36	21.42	0.0123	0.00194168	853.642207	1831.15309	39223.2992	156893.197	2615.70085	0.01667186	0.06668743
	2	18.36	21.42	0.0123	0.00194168	853.642207	1831.15309	39223.2992		2615.70085	0.01667186	
	3	18.36	21.42	0.0123	0.00194168	853.642207	1831.15309	39223.2992		2615.70085	0.01667186	
	4	18.36	21.42	0.0123	0.00194168	853.642207	1831.15309	39223.2992		2615.70085	0.01667186	
2	1	21.42	24.48	0.0123	0.00197155	970.049987	2069.43997	50659.8905	202639.562	2247.99228	0.01109355	0.0443742
	2	21.42	24.48	0.0123	0.00197155	970.049987	2069.43997	50659.8905		2247.99228	0.01109355	
	3	21.42	24.48	0.0123	0.00197155	970.049987	2069.43997	50659.8905		2247.99228	0.01109355	
	4	21.42	24.48	0.0123	0.00197155	970.049987	2069.43997	50659.8905		2247.99228	0.01109355	
1	1	24.48	27.54	0.0123	0.00197155	1099.38999	2349.67663	64710.0945	258840.378	1770.44868	0.00683992	0.0273597
	2	24.48	27.54	0.0123	0.00197155	1099.38999	2349.67663	64710.0945		1770.44868	0.00683992	
	3	24.48	27.54	0.0123	0.00197155	1099.38999	2349.67663	64710.0945		1770.44868	0.00683992	
	4	24.48	27.54	0.0123	0.00197155	1099.38999	2349.67663	64710.0945		1770.44868	0.00683992	
RDC	1	28.56	31.62	0.0091	0.00197155	1271.84332	1972.43497	62368.3939	249473.575	1168.74374	0.00468484	0.01873936
	2	28.56	31.62	0.0091	0.00197155	1271.84332	1972.43497	62368.3939		1168.74374	0.00468484	
	3	28.56	31.62	0.0091	0.00197155	1271.84332	1972.43497	62368.3939		1168.74374	0.00468484	
	4	28.56	31.62	0.0091	0.00197155	1271.84332	1972.43497	62368.3939		1168.74374	0.00468484	
												6.27707673

IV.4.4) Interprétation des résultats :

a) Sens longitudinal:

	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	6.27707673	28.10832002
Voiles	16.0546625	71.89167998
Portiques+Voiles	22.3317392	100

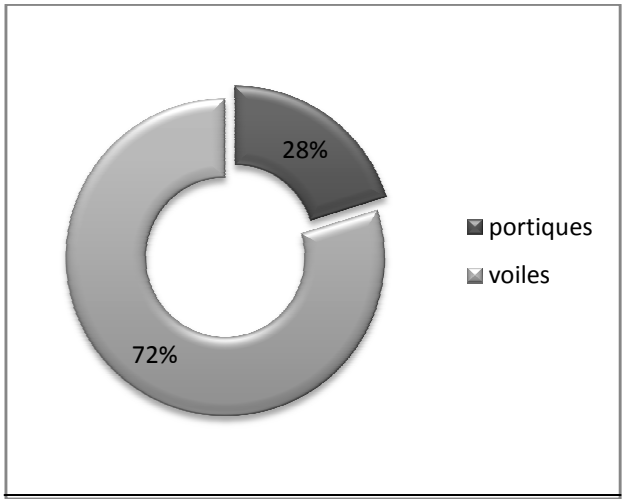


Figure IV.4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal

b) Sens transversal:

	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	6.27707673	77.31935753
Voiles	1.8413	22.68064247
Portiques+Voiles	8.11837673	100

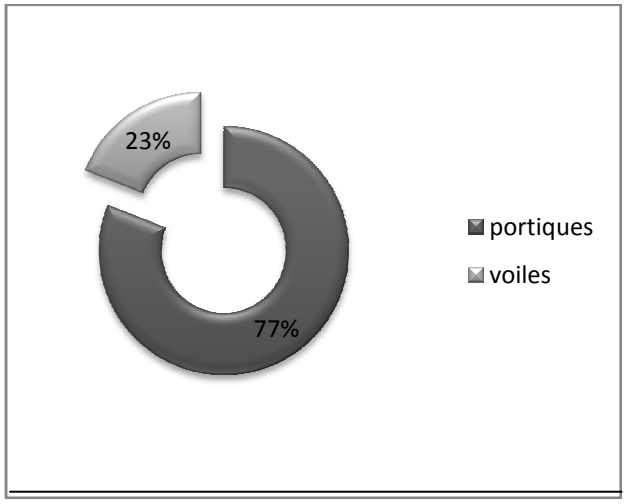


Figure IV.5 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversaux

c) **Le pourcentage de l'effort revenant au voiles et portique**

Pour cela il nous suffit de calculer la surface totale reprise par les voiles et les portiques.
Les résultats obtenue son résumés dans le tableau ci-dessous :

	Total	voiles	portiques
Surface	660.477	94.29	566.182
Pourcentage	100%	14%	86%

Tableau IV.15 : Descente des charges revenant aux voiles et portiques.

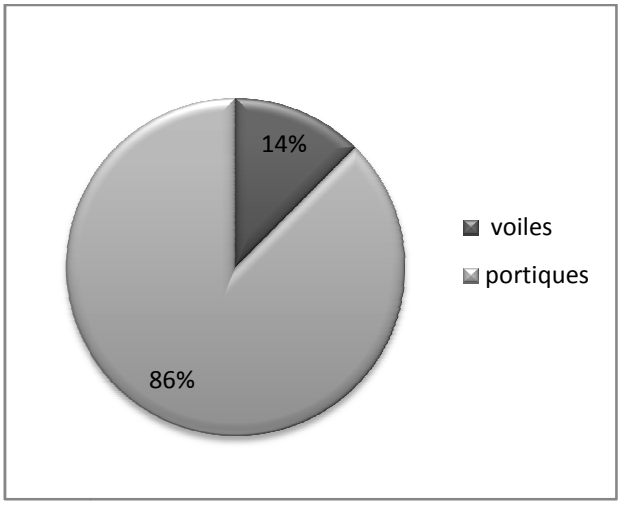


Figure IV.6 : Pourcentage de l'effort vertical revenant aux portiques et aux voiles.

Conclusion :

En se basant sur les résultats de cette étude, le système de contreventement est de type mixte avec interaction voiles portiques. (**R=5**)
Le RPA99 prescrit pour ce système de contreventement **«mixte»** assuré par les voiles et les portiques les recommandations suivantes :
-Dans le système de contreventement mixte, les voiles reprennent au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.
-Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales.
Au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

CHAPITRE V
MODILISATION DE LA STRUCTURE SOUS ETABS

V.1) Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on site : ETABS, ROBOT, SAP…etc.
Pour notre étude nous avons opté pour **ETABS** Version **9.6.**

V.2) Principe de la méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Elle peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste alors à déterminer ces déformations, puis les forces et les contraintes, en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3) Description du logiciel ETABS :

ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systèmes)est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc…). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 etc…).

V.4) Modélisation de la structure sous ETABS :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres, poteaux) sont modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud,
2. Les voiles sont modélisés par des éléments coques « shell » à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,

4. Les dalles sont modélisées par des éléments qui négligent les efforts membranaires.

V.4.1) Terminologie utilisée :

Grid line : Ligne de grille,
Joints : nœuds,
Frame : portique (cadre),
Shell : voile,
Restraints : degrés de liberté (DDL),
Loads: charges,
Uniformed loads: charges uniformes,
Materials : matériaux,
Concret : béton,
Steel : acier,
Frame section : coffrage,
Colum : poteau,
Beam : poutre.

V.4.2) Choix de la Méthode de calcul :

- **Méthodes utilisables :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- méthode statique équivalente,
- méthode d'analyse modale spectrale,
- méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivants les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).
Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le (RPA99/version 2003). Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.4.3) Présentation de la méthode modale spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Hypothèses de calcul :**

- les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers,
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
-les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V.5) Etapes de modélisation :

Dans notre étude, nous avons utilisés la version ETABS 9.6.

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- ✓ introduction de la géométrie du modèle,
- ✓ spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier…etc),
- ✓ spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc.),
- ✓ définition des charges statiques (G, Q),
- ✓ introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- ✓ définition de la charge sismique E,
- ✓ chargement des éléments,
- ✓ introduction des combinaisons d'actions,
- ✓ déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.5.1) Introduction de la géométrie du modèle :

a. Choix des unités :

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran.L'unité utilisée dans notre est (KN.m)

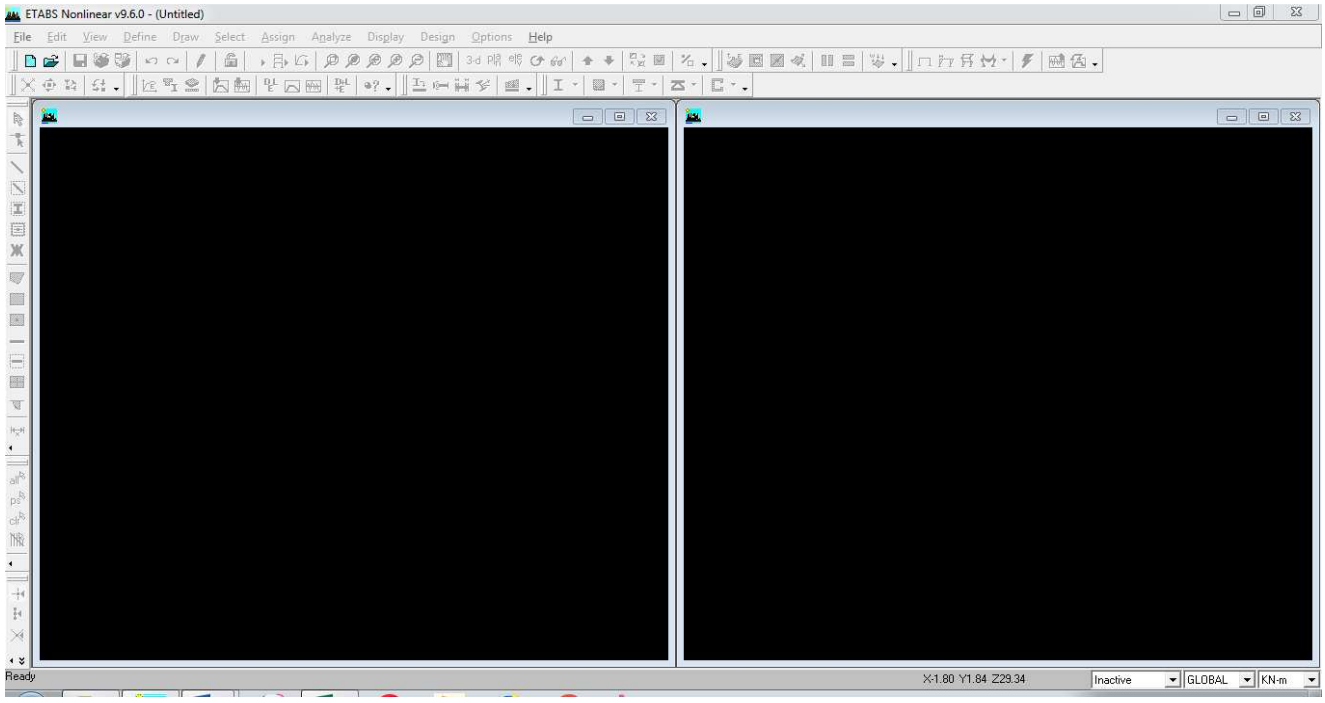


Figure V.1 : Choix de l'unité de base.

b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File** ⟹ **New model**.

Dans la fenêtre qui apparait nous cliquons sur: **No.**

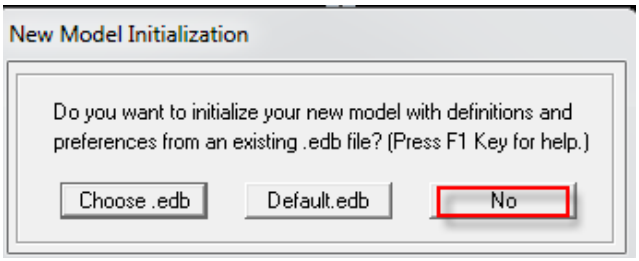


Figure V.2 : Choix d'une surface de travail

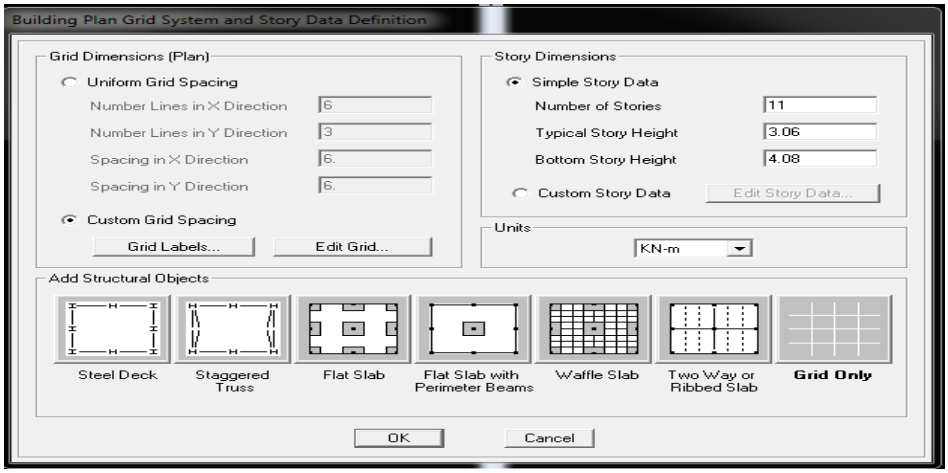


Figure V.3 : Introduction des données de base de la structure.

Les fonctions qui s'affichent dans la figure (V.3) permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y,
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y,
- les hauteurs des différents étages,
- le nombre d'étages,
- les longueurs des travées.

c. Modification de la géométrie de base :

➢ **Lignes et travées**

Nous cliquons sur **Custom Grid** ⇨ **Edit Grid**

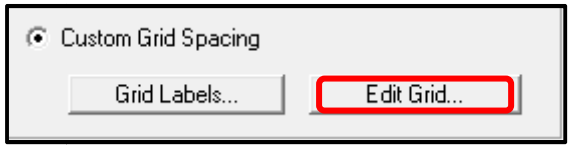


Figure V.4 : Modification de la géométrie de base.

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

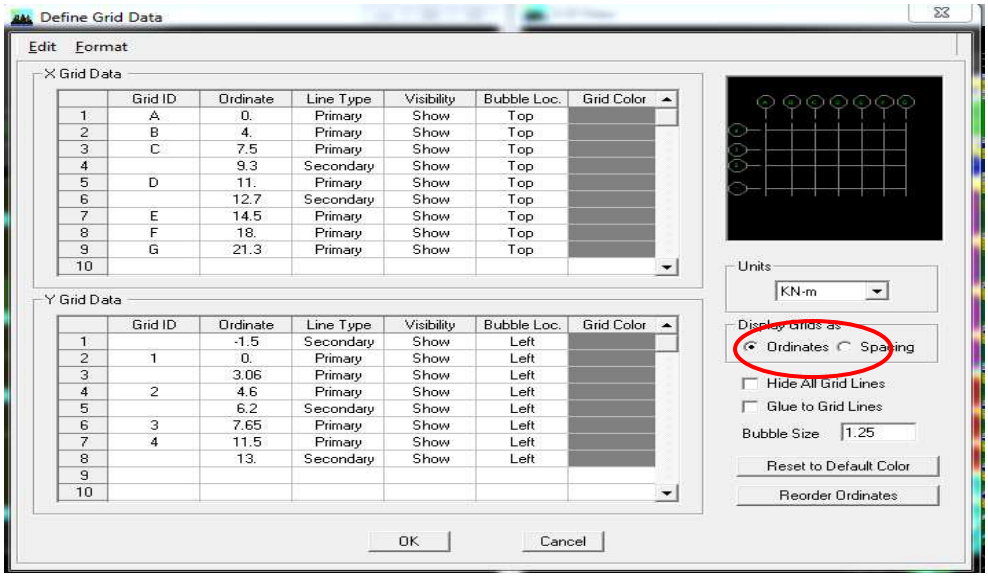


Figure V.5 : Introduction des données de la structure.

- **Etages :**

Nous introduisons sur **story dimensions ,**le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** ⟹ **Edit Story Data.**

Nous introduisons les hauteurs des différents étages .

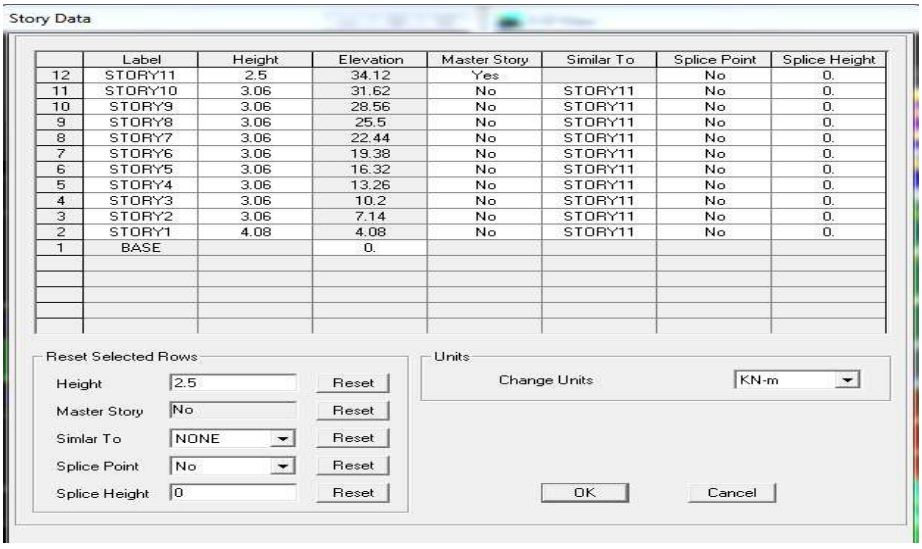


Figure V.6 : Introduction des hauteurs de la structure.

N.B : Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure .Après introductions des données précédentes comme indiqué sur la (figure V.6) nous validons les étapes et nous obtenons deux fenêtres représentants la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure (V.7).

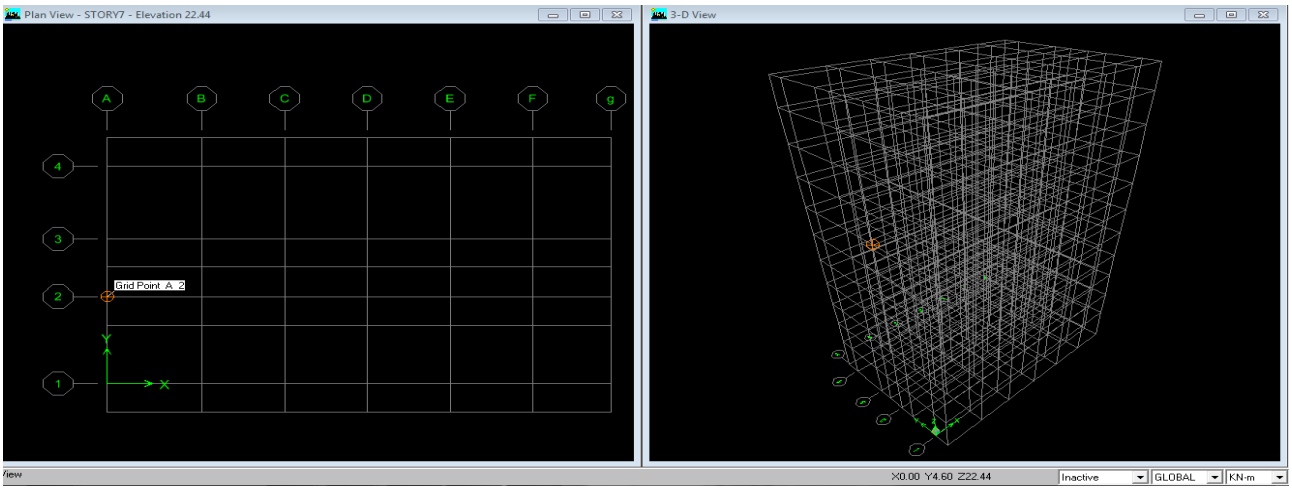


Figure V.7 : Esquisse de la structure en système d'axes.

V.5.2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela, nous procédons comme suit :

Define ⇒ Material properties ⇒Conc⇒ Modify/show Material.

Dans la boite de dialogue, qui apparait, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas, nous définissons le béton et ses propriétés comme dans la figure **(figure V.8)**

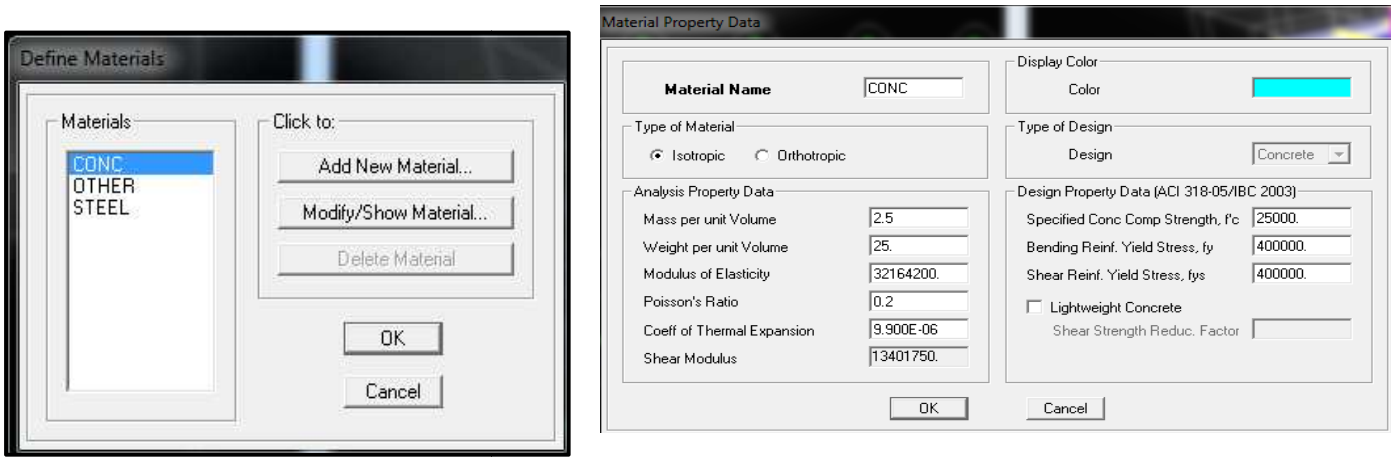


Figure V.8: Définition du matériau « Béton ».

V.5.3) Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leurs affecter leurs propriétés géométriques.

- **Poutres, Poteaux :**

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suit :**Define** ⟹ **Frame sections**

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property.**

Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange** ⟹ **Add rectangular.**

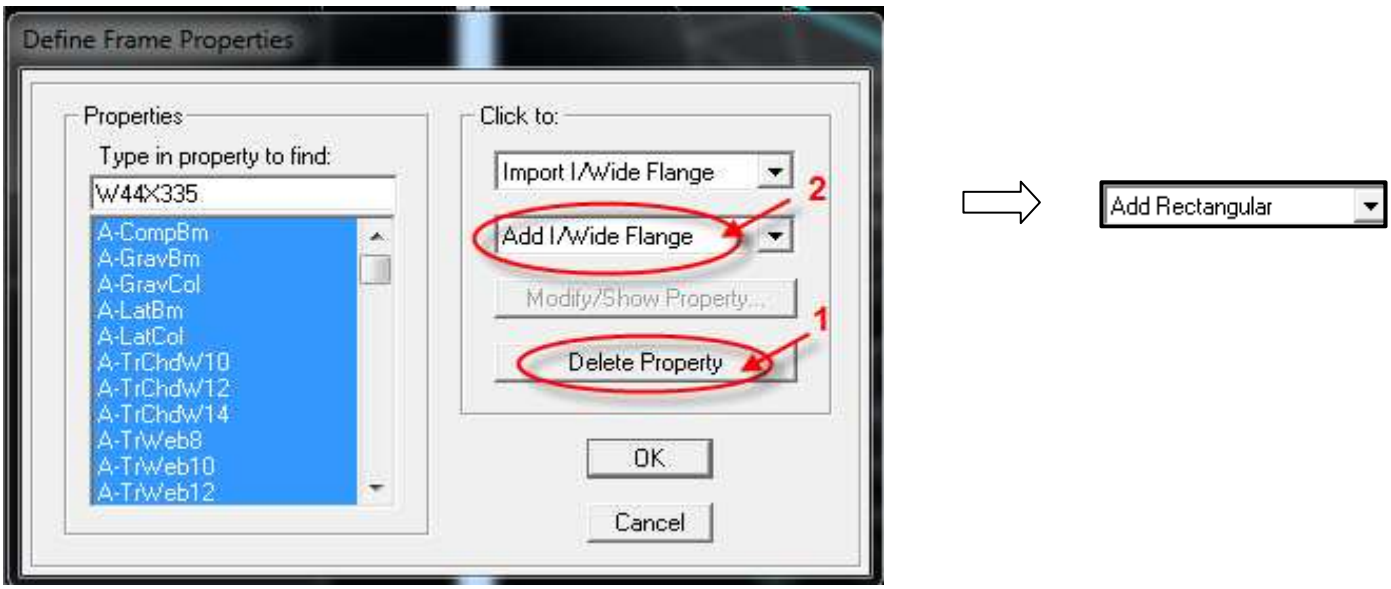


Figure V.9 : Introduction des propriétés des éléments.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément ,

Puis sur : **Reinforcement** ⟹ **Beam.**

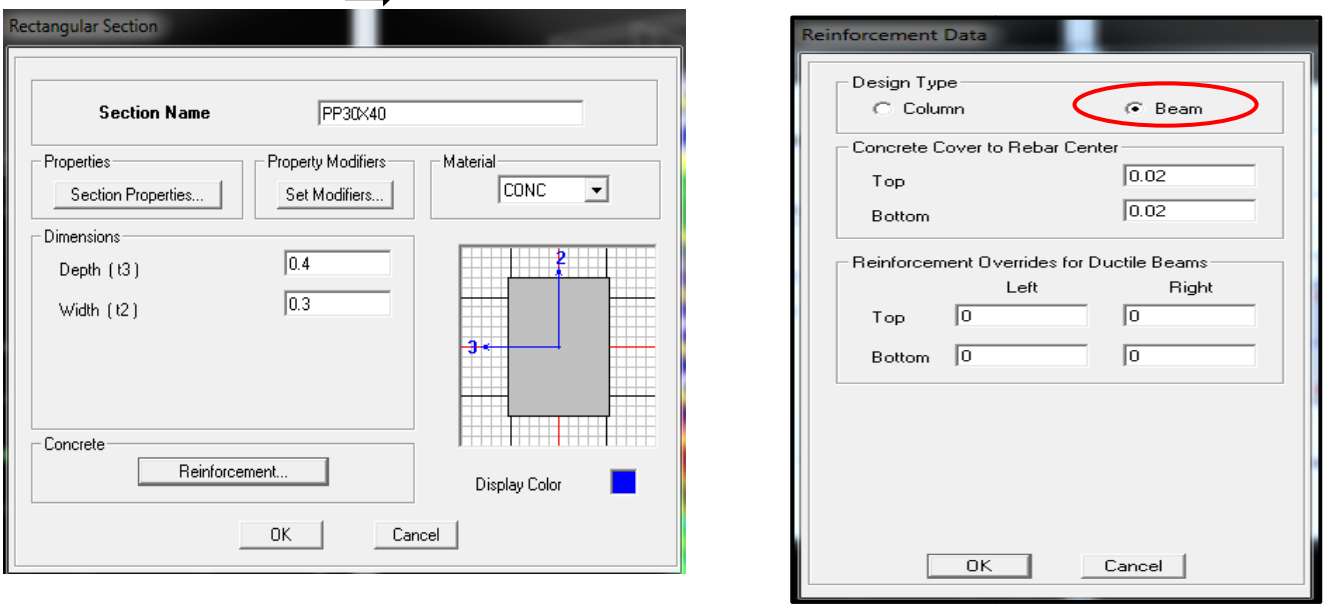


Figure V.10 : Définition de l'élément « Poutre ».

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.

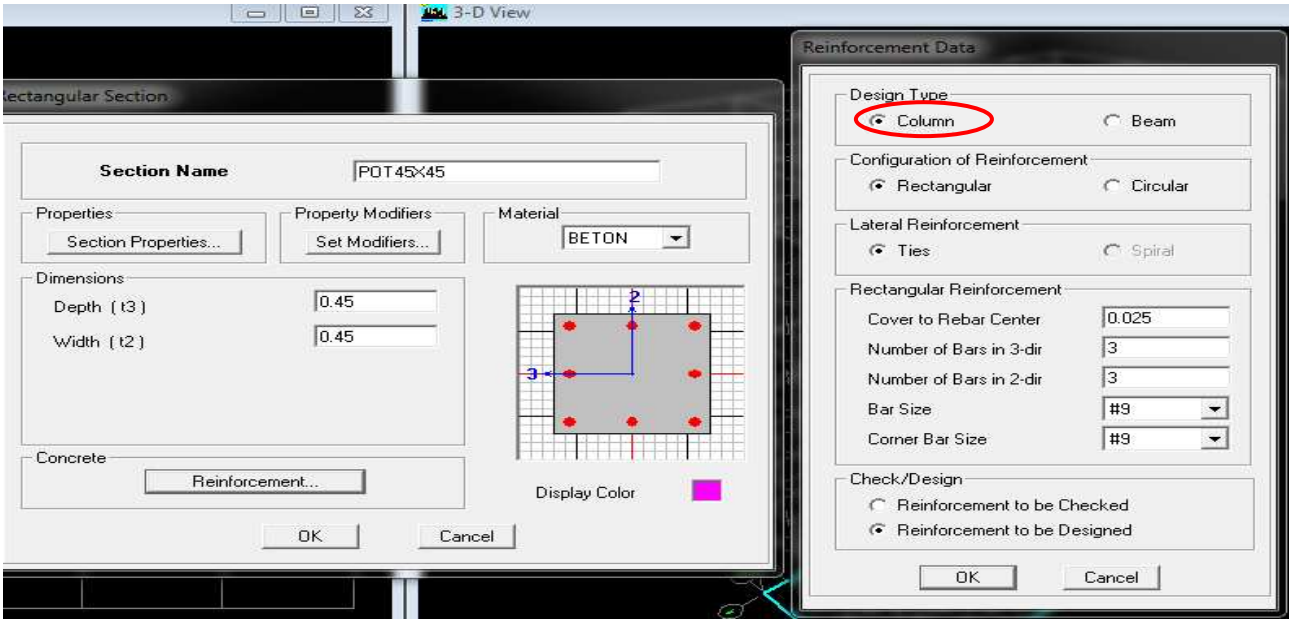


Figure V.11 : Définition de l'élément « Poteau ».

Apres avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments plaques, planchers, dalles pleines (DP) et voiles.

- **Voiles :**

Define ⟹ wall/slab/deck sections ⟹ Add new wall (Voile)

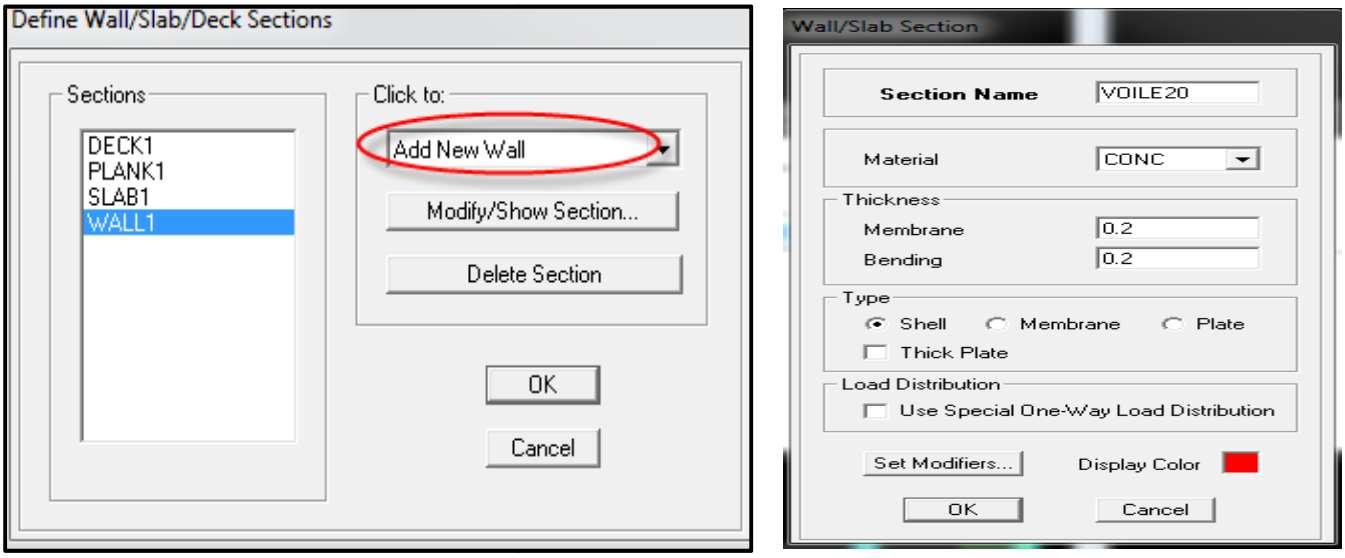


Figure V.12 : Introduction et définition de l'élément « Voile ».

- **Dalle pleine :**

Define ⟹ wall/slab/deck sections ⟹ Add new slab (Dalle pleine)

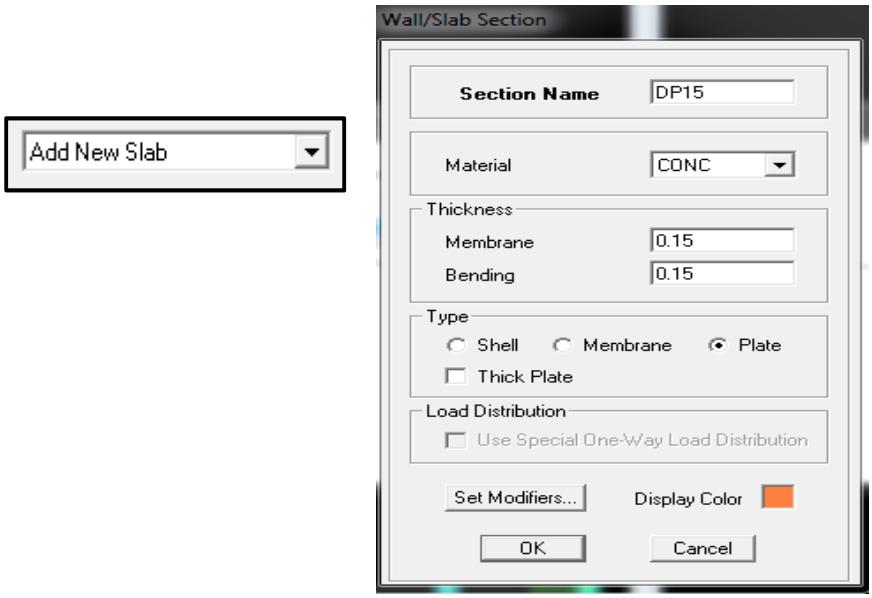


Figure V.13 : Introduction et définition de l'élément « Dalle pleine ».

V.5.4) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure, nous introduirons un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme. Pour la création du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99

Données à introduire dans le logiciel :
Zone IIa : sismicité moyenne (Tizi-Ouzou).
Groupe 2 : Ouvrages d'importance moyenne.
Catégorie S_3 (classification des sites d'implantation): site meuble.
Pourcentage d'amortissement 8.5% [(10+7)/2]
Coefficient de Comportement R (classifications des systèmes de contreventement) :
Dans notre structure, nous avons un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles donc R=5

Tableau V. 1 : Définition du système de contreventement du bâtiment

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A **4a**	Mixte portique/voiles avec interaction	5

- **Facteur de Qualité Q (art 4.4/.RPA 99 modifié 2003) :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} p_q = 1 + (p_{1+}\, p_{2+} p_{3+} p_{4+} p_{5+} p_6$$

Tableau V.2 : Evaluation du facteur de qualité Q

	P_q	
Critère q »	**Observé**	**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q " est satisfait ou non".
Finalement :

Q= 1.15

On introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées dans le spectre :

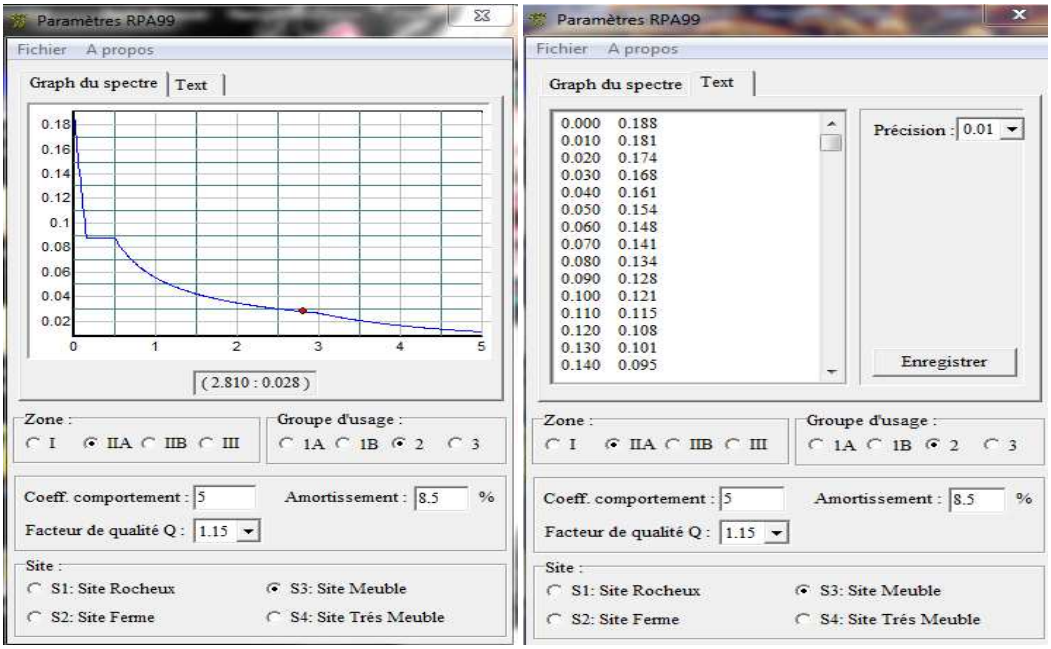


Figure V.14 : Définition des paramètres du spectre.

Nous cliquons sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

Pour introduire le spectre dans le logiciel **ETABS**, nous procédons comme suit:

Define ⟹ Reponse Spectrum Function ⟹Spectrum from file ⟹Add new function

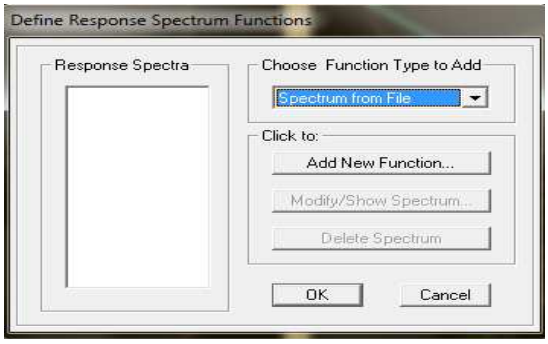


Figure V.15 : Introduction du spectre de réponse.

Puis, **Browse**et nous sélectionnons dans la sauvegarde le spectre déjà crée et enregistré.

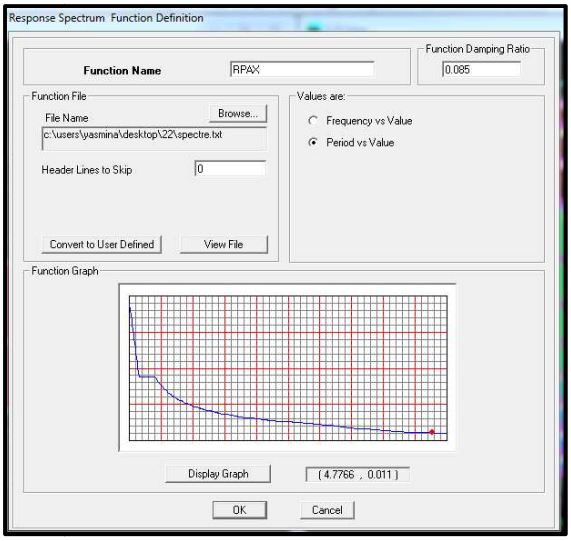


Figure V.16 : Enregistrement du spectre de réponse.

V.6) Définition des Charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes **(G)** et des charges d'exploitations **(Q)** que nous devons définir afin de charger notre structure comme suit :

Define ⟹ Static Load Cases.

Ou bien : **Static Load Cases.**

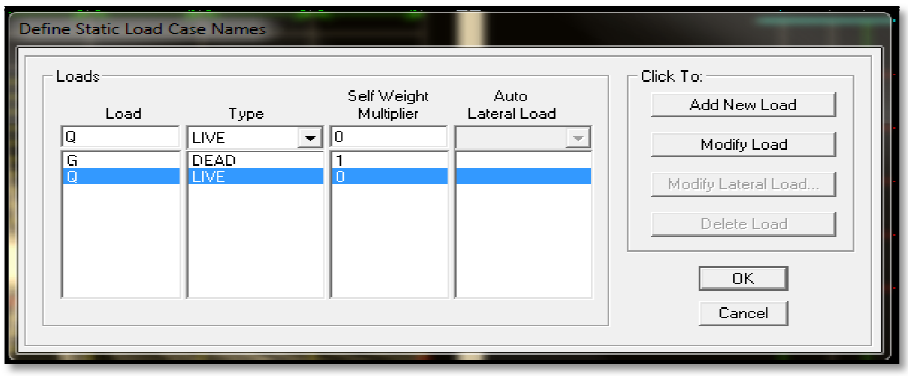


Figure V.17: Définitions des charges et surcharges statiques.

V.6.1) Définition de la charge sismique :

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define ⟹ Response spectrum cases ⟹ Add New Spectrum.

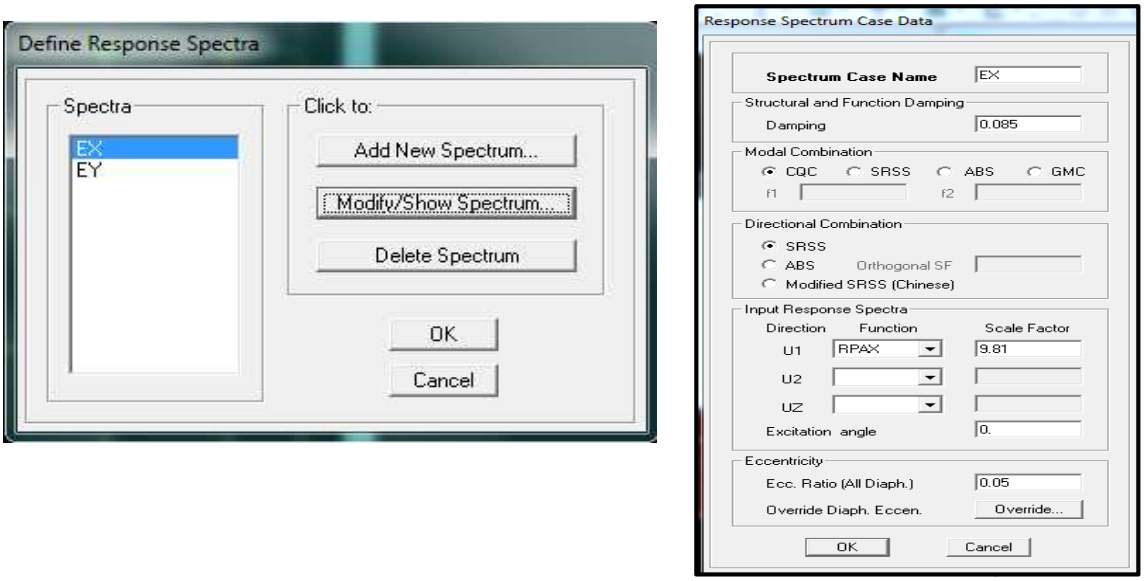


Figure V.18 : Définition et introduction de la charge sismique.

V.6.2) Mise en place des éléments de la structure :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments, nous devons suivre ces étapes :

- **Les poteaux :**

Nous cliquons sur l'icône (create columns in region or at clicks). Dans la boite de dialogue qui apparait, on selectionne dans **Property** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :
On place les poteaux conformément au plan d'architecture.

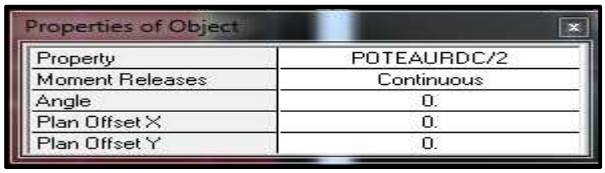


Figure V.19 : Mise en place de l'élément « Poteau »

- **Les poutres :**

Nous cliquons sur l'icône (create lines in region or at clicks). Dans la boite de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **Property** les poutres principales et les poutres secondaires que nous disposons et nous sélectionnons les lignes porteuses de cet élément pour qu'elles soient placées.

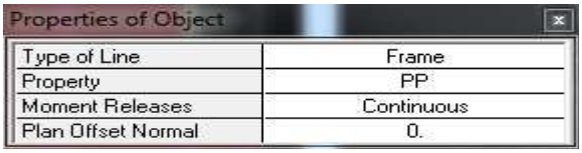


Figure V.20 : Mise en place de l'élément « Poutre »

- **Les voiles :**

Nous cliquons sur l'icône (Draw walls) pour créer les voiles, raidisseurs et linteaux. Dans la boite de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** Voile et dans **Drawing Control,** «***Fixed Length***» et nous introduisons la longueur du voile, ensuite on se positionne sur l'axe du voile et nous sélectionnons le premier point de départ du voile afin de le positionner et nous cliquons sur un autre point parallèle à ce dernier pour positionner notre voile.

Figure V.21 : Mise en place de l'élément « Voile »

- **Les dalles pleines :**

Nous cliquons sur l'icône (Create Areas at click). Dans la boite de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans ***property*** balcon. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant la dalle pleine et nous positionnons la dalle.

- **Le corps creux :**

Nous cliquons sur l'icône (Create Areas at click). Dans la boite de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property PEC**. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant le corps creux et nous cliquons gauche pour placer le plancher.

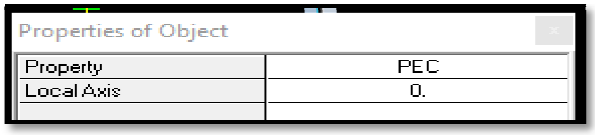


Figure V.22 : Mise en place de l'élément « Corps creux »

Apres la définition des éléments et la modélisation de ces derniers, nous définissons les appuis et encastrons les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. En se positionnant à la base sur une vue en plan, nous sélectionnons tout et on clique sur l'icône .
Dans la fenêtre qui s'affichera, nous bloquons toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.

Figure V.23 : Encastrement de la structure.

Le résultat des étapes précédentes est illustré dans la figure V.24 :

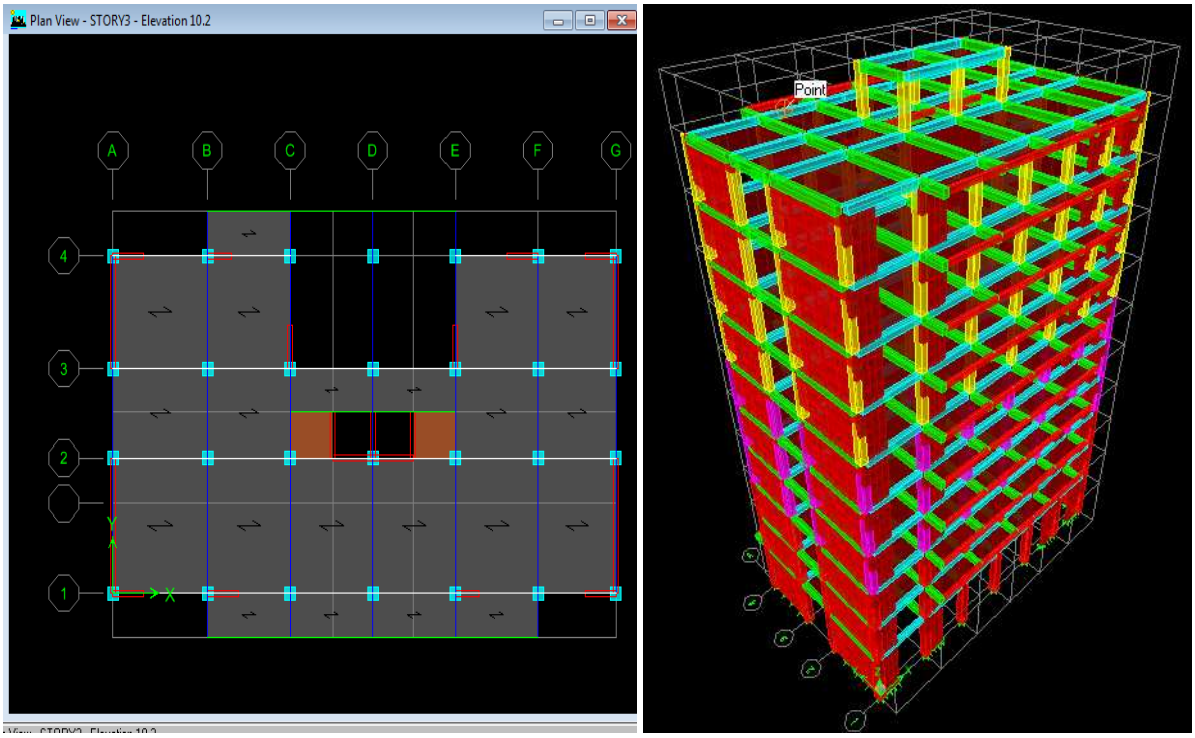


Figure V.24 : Esquisse de la structure en 3D, après introduction des éléments.

V.6.3) Définition de la Masse source :

La masse source est la masse revenant à chaque plancher.

$\mathbf{W} = \sum_{i=1}^{n} W_i$

Avec :

$\mathbf{W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}}$

- $\mathbf{W_{Gi}}$**:** poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure,
- $\mathbf{W_{Qi}}$: charges d'exploitation,
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99/V2003.

Dans notre cas nous avons :

Tableau V.4 : Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,2

L'inertie massique est déterminée automatiquement par *ETABS*.

Nous introduisons cela sur *ETABS* comme suit :

Define ⟹ Masse source ⟹ from loads.

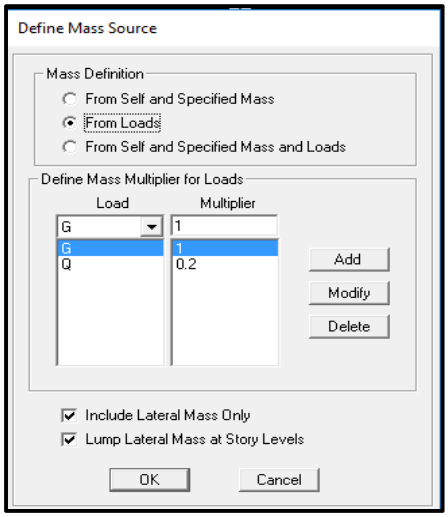
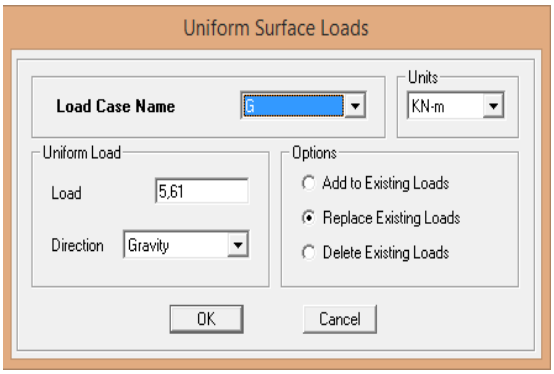


Figure V.25: Définition de la masse source.

V.6.4) Chargement des éléments :

Nous avons créé des planchers en corps creux, alors pour les charger avec G et Q, nous allons les sélectionner, ensuite on clique sur l'icône



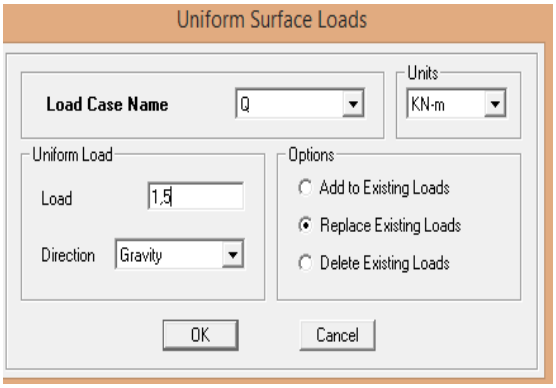


Figure V.26 : Chargement des planchers avec G et Q.

Nous introduisons les valeurs de G et Q du rez de chaussée, des étages courants et de la terrasse que nous avons calculé dans le chapitre du pré dimensionnement et nous sélectionnons les planchers à charger.

- **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont:

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):**

ELU : 1,35 G +1,5 Q
ELS: G +Q

- **Combinaisons accidentelles du RPA:**

GQ E: G + Q ± E
0,8GE: 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :
Define ⇨load Combinations⇨Add New Combo ou

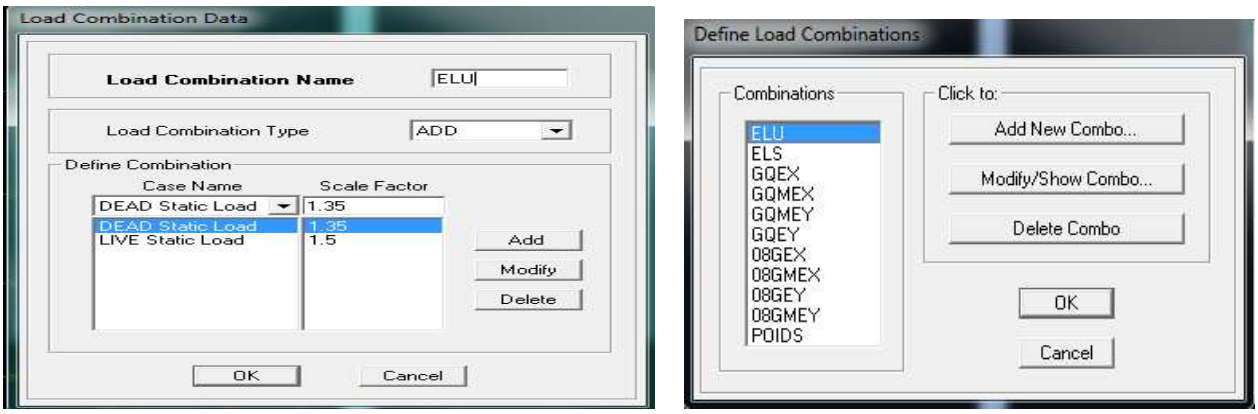


Figure V.27 : Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions

V.6.5) Diaphragme :

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par *ETABS.*
On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define ⇨ Diaphragms ⇨ Add New Diaphragm ⇨ DA1 ⇨ OK.

Ou bien on clique directement sur l'icône : **DA1 ⇨ OK**

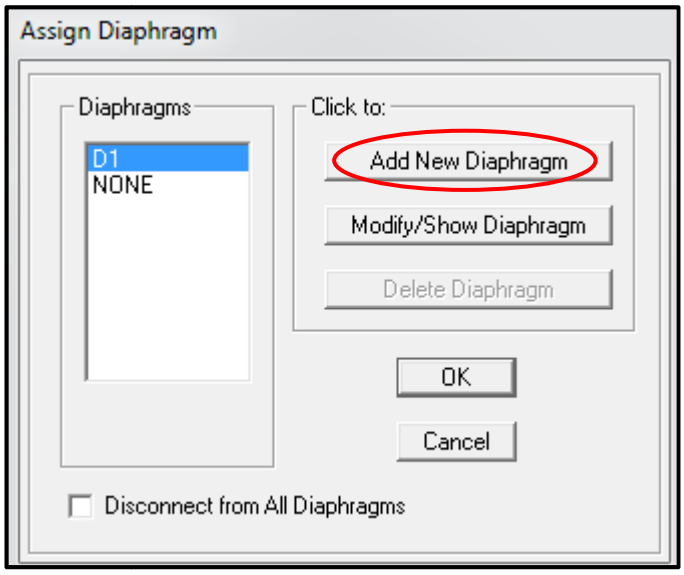


Figure V.28 : Création du diaphragme.

On sélectionne de la même manière le deuxième étage :

Define ⟹ Diaphragms ⟹ Add New Diaphragm ⟹ DA1 ⟹ OK

Et ainsi de suite.

Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :

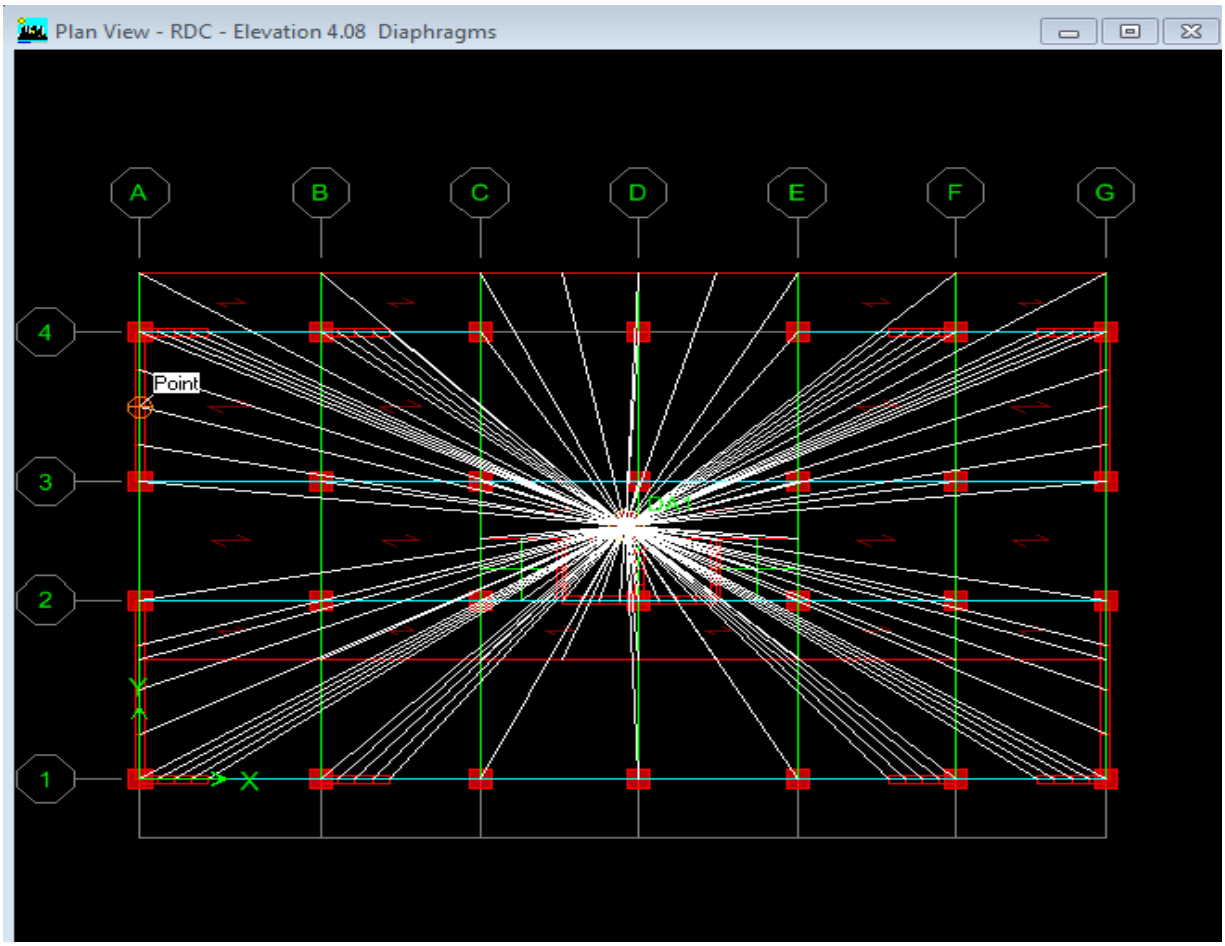


Figure V.29 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.

Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes.

La structure finale obtenue s'illustre en 3D par la figure V.30 :

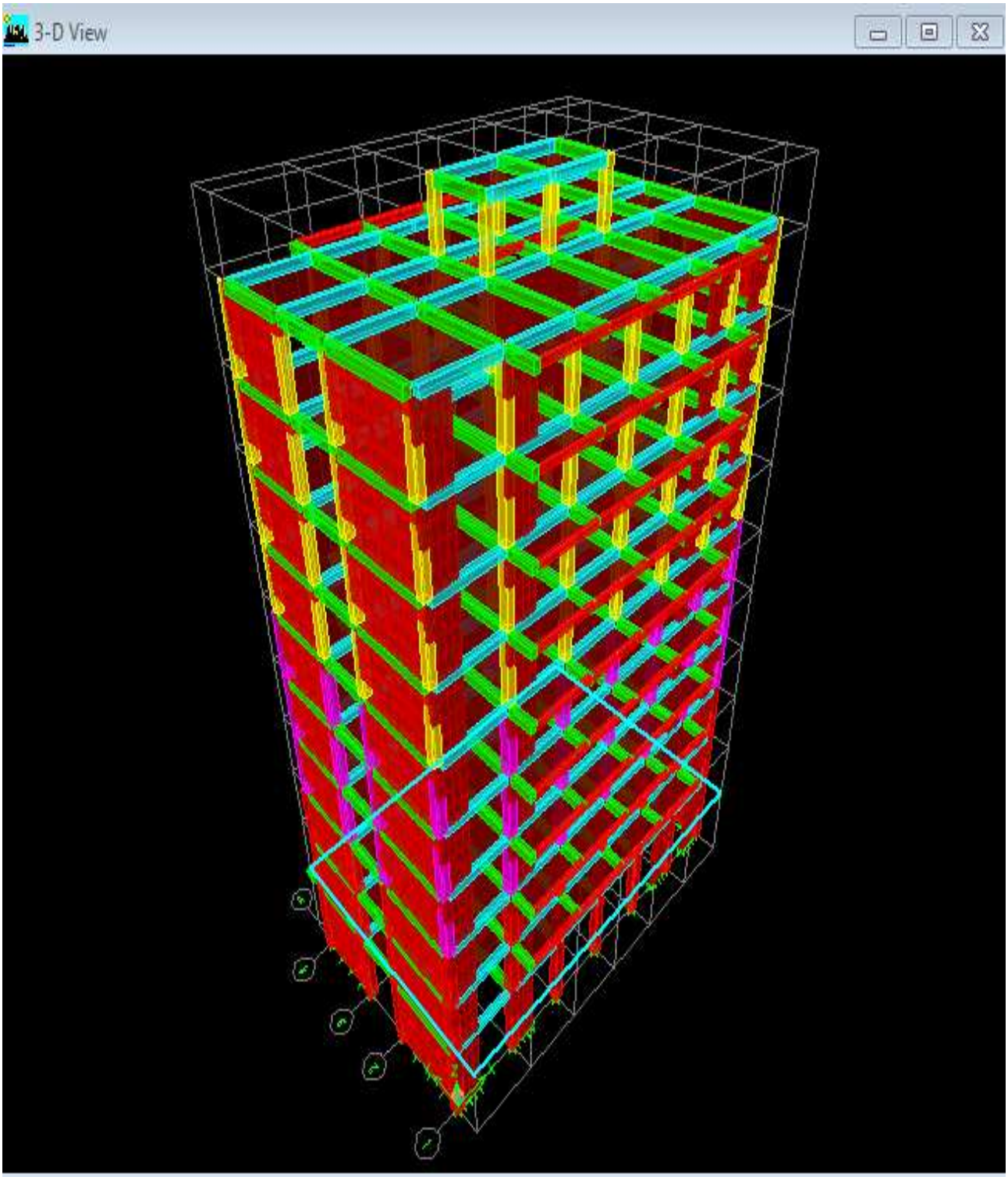
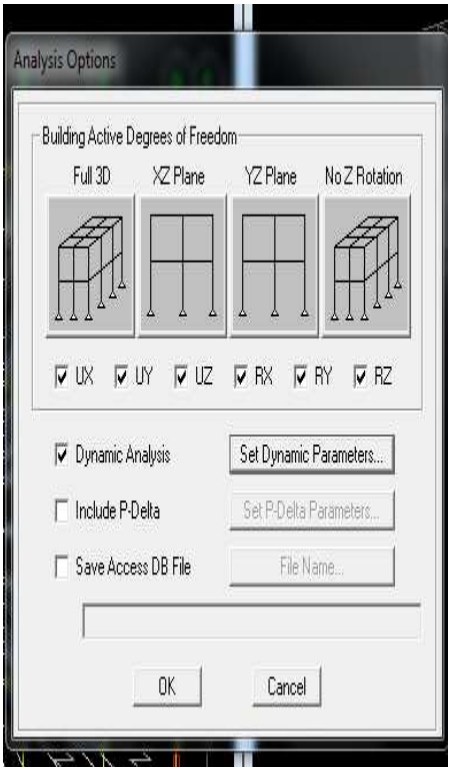


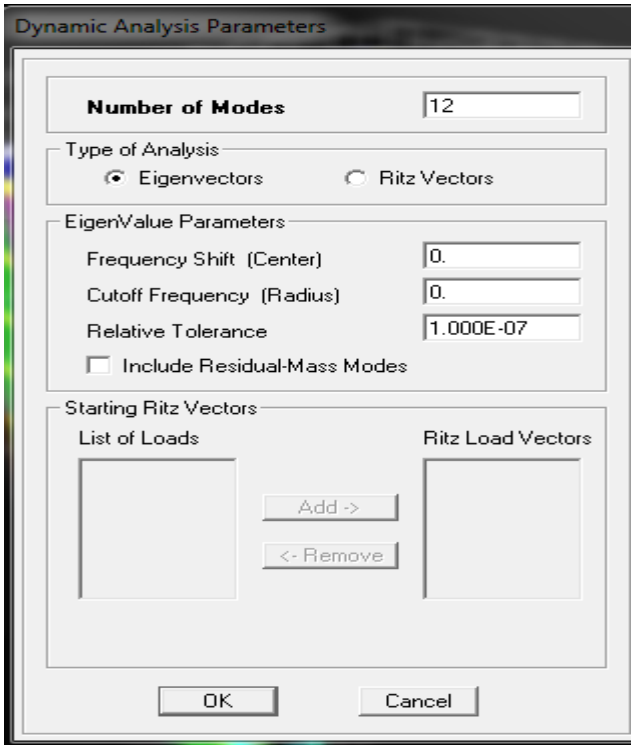
Figure V.30 : Représentation de la structure finale en 3D

V.7) L'analyse dynamique :

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y'a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul de sorte à avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

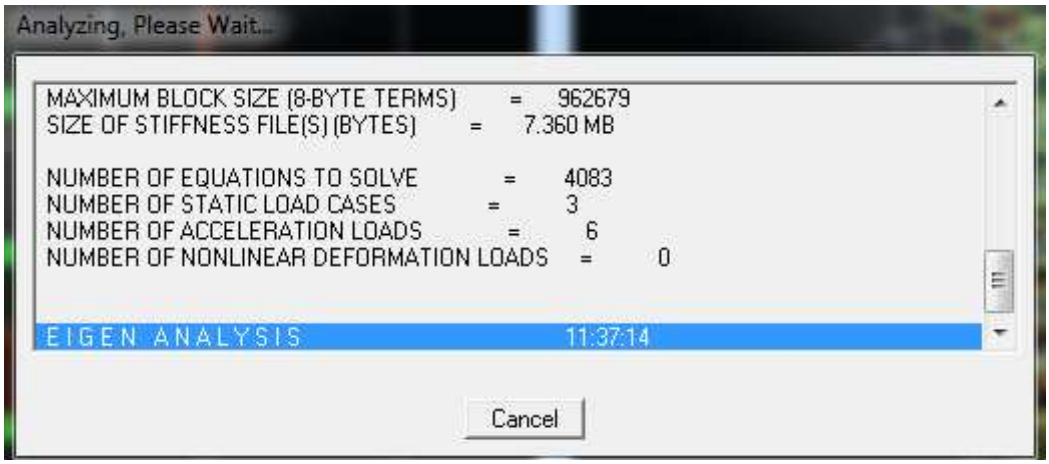
Nombre de modes : **Analyze→ set Analysis options**.





❖ **L'Analyse et la visualisation des résultats :**

Analyse ⇒RunAnalysis, Ou on clique sur le Botton F5 du clavier.



❖ **Vérification des modes et la période T:**

Display ⇨ Show table ⟹Modal information ⟹ok ⟹Modal Participating Mass Ratios

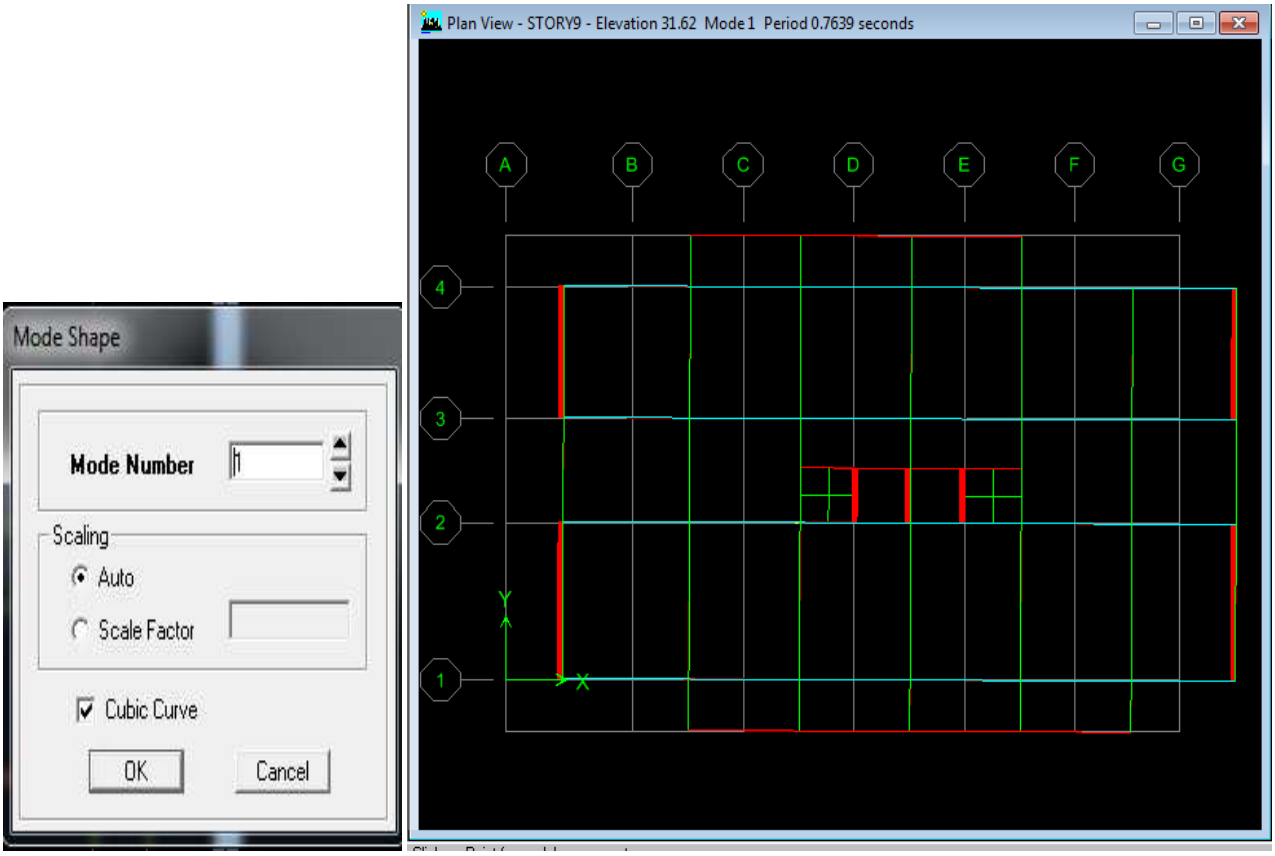


Figure V.31 : Déplacement de la structure selon le mode 1

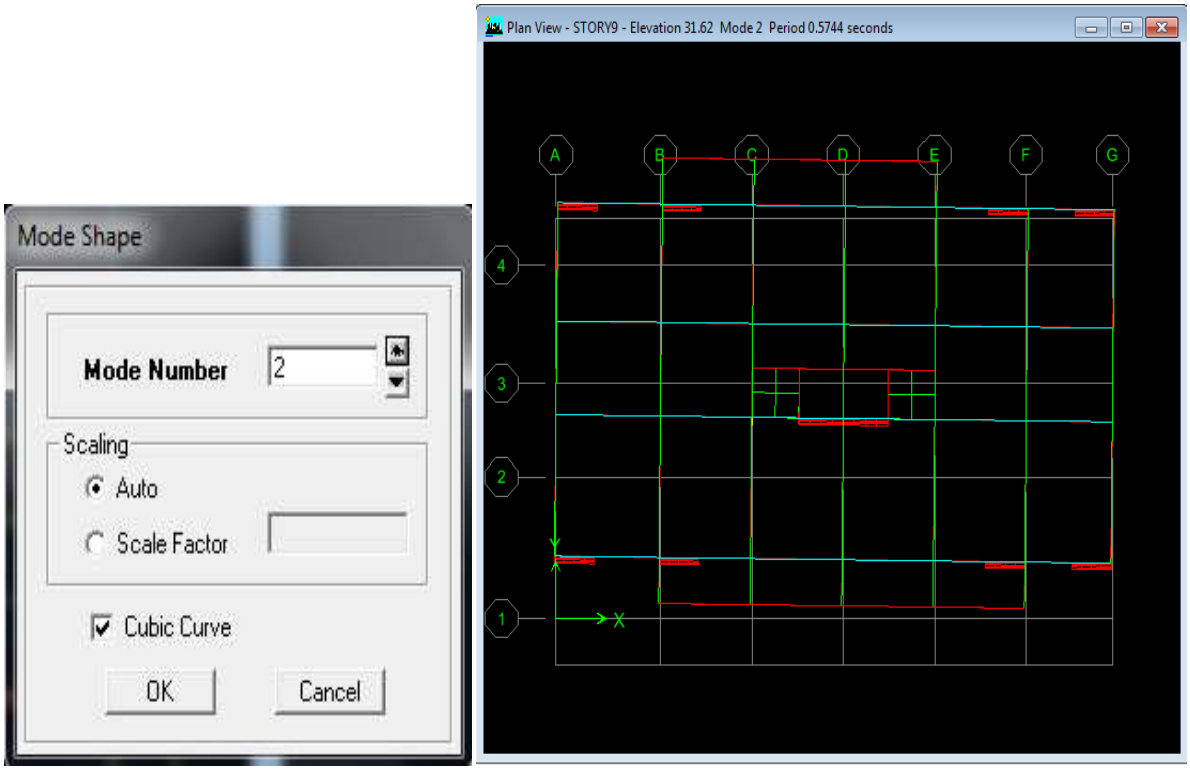


Figure V.32 : Déplacement de la structure selon le mode 2

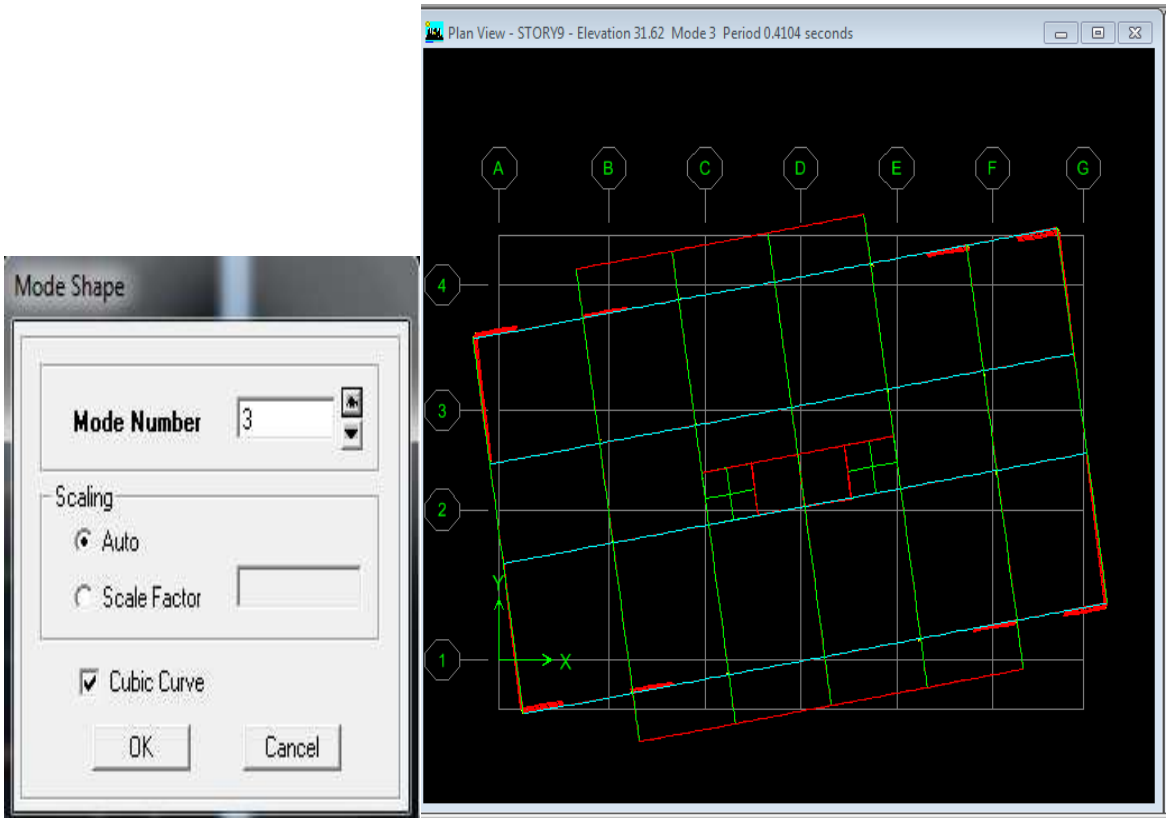


Figure V.33 : Déplacement de la structure selon le mode 3

Déformée de la structure

- Pour avoir la déformation de la structure

Show Deformed Shape ⟹ sélectionne une combinaison d'actions ⟹ **ok**

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique

Diagramme des efforts interne :

Show Member forces/Stresses Diagram ⟹ **frame/pier/spandrel force** sélectionne Une combinaison d'actions ⟹ choisir **moment 3.3** pour le moment **et shear2.2** pour l'effort tranchant.

Efforts internes dans les éléments barres :

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :
Display ⟹ **Show tables**
Dans **Element Output** ⟹ « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).
⟹ **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** ⟹ « **Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** ⟹ « **Displacements** ».
Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions »** ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« EX ou EY ».**

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.
Dans **Display** ⟹ **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY.**
Enfin, dans **Draw** ⟹ **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

CHAPITRE VI

VERIFICATION SELON LES EXIGENCES DE RPA

VI.1) Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passages qui provoquent une libération brutale d'énergie accumulées dans la région ou il se manifeste.
Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et on fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des construction, d'ou la nécessité de protéger les vies humaines et leurs bien matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.
Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une degré de protection acceptable.

VI.2) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques. En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99-version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- ➞ la méthode statique équivalente.
- ➞ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ➞ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3) Méthode statique équivalente : (RPA99-version2003/Art 4.2)

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.4) Conditions d'application : (RPA99-version2003/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :
H ≤ 65 m pour les zones **I ; IIa ; IIb.**
H ≤ 30 m pour la zone III.
b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le **RPA (ART 4.1.2) :**
Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Remarque:

le bâtiment présente une zone de sismicité Zone IIa avec un groupe d'usage 2 et une hauteur totale de 31.62 m. En remarque que la 2éme condition n'est pas satisfaite car H=31.62m ,donc on peut pas utiliser cette méthode.

VI.5) Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99-version/Art 4.3)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Remarque:**

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.5.1) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003 (Art 4.1.3).Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI.5.2) Spectre de réponse de calcul : (RPA99-version2003/ Art 4.3.3) :

Le spectre de réponse : C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:
Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.
A : coefficient d'accélération de zone.
η : facteur de correction d'amortissement.
R : coefficient de comportement de la structure.
T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
Q : facteur de qualité de la structure. $\mathbf{Q} = 1 + \sum_1^6 \mathbf{Pq}$ Formule (4-4)
Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.
La zone : zone IIa TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).
Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

- **Classification de l'ouvrage :** selon **RPA 99/ modifié 2003 d'après l'article 3.2**

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, dont la hauteur **H = 31.62 m < 48m**, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à **Tizi-Ouzou (Zone IIa).**

- **Classification du site :** Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3.**

❖ **Coefficient de comportement R :**selon le RPA 99/modifié 2003 D'après la structure fonction de système de contreventement R=5

VI.6) Vérifications :

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, en procédant aux vérifications suivantes

- Vérification de La période fondamentale de la structure.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Spécification pour les poteaux.
- Vérification de pourcentage de participation de la masse modale.
- Vérification de déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis des placements.
- L'effet du 2éme ordre (effet P-Δ).

VI.6.1) Vérification de la Période fondamental : (RPA99-version2003/ Art 4.2.4)

a) Calcul de la période empirique :

$T = C_T (h_N)^{3/4}$

hN: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003.

Pour : h_N = 34.12 m et C_T = 0.05, nous obtenons : $T = 0.05 \times (34.12)^{3/4} = 0.7058\,s$

b) Calcul de la période empirique majorée :

T maj = T+30%T = **0 ,91 s**

c) Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display ⟹ show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ⟹ modal information ⟹ Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos ⟹OK ⟹ OK.

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	1	0.763885	74.2859	0.0002	0.0000	74.2859	0.0002	0.0000
	2	0.574449	0.0001	69.7861	0.0000	74.2860	69.7863	0.0000
	3	0.410352	0.0443	0.1437	0.0000	74.3303	69.9301	0.0000
	4	0.212974	15.1163	0.0000	0.0000	89.4466	69.9301	0.0000
	5	0.136270	0.0000	18.9853	0.0000	89.4466	88.9154	0.0000
	6	0.100914	4.9969	0.0001	0.0000	94.4436	88.9156	0.0000
	7	0.098203	0.2083	0.0028	0.0000	94.6519	88.9183	0.0000
	8	0.078662	0.6277	0.0001	0.0000	95.2796	88.9184	0.0000
	9	0.077414	0.0000	0.8587	0.0000	95.2796	89.7771	0.0000
	10	0.068914	0.0008	0.0000	0.0000	95.2805	89.7771	0.0000
	11	0.058352	0.0017	5.8237	0.0000	95.2821	95.6008	0.0000
	12	0.058173	2.3306	0.0040	0.0000	97.6127	95.6049	0.0000

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.763885	74.2859	0.0002	0	74.2859	0.0002	0
2	0.574449	0.0001	69.7861	0	74.286	69.7863	0
3	0.410352	0.0443	0.1437	0	74.3303	69.9301	0
4	0.212974	15.1163	0	0	89.4466	69.9301	0
5	0.13627	0	18.9853	0	89.4466	88.9154	0
6	0.100914	4.9969	0.0001	0	94.4436	88.9156	0
7	0.098203	0.2083	0.0028	0	94.6519	88.9183	0
8	0.078662	0.6277	0.0001	0	95.2796	88.9184	0
9	0.077414	0	0.8587	0	95.2796	89.7771	0
10	0.068914	0.0008	0	0	95.2805	89.7771	0
11	0.058352	0.0017	5.8237	0	95.2821	95.6008	0
12	0.058173	2.3306	0.004	0	97.6127	95.6049	0

➢ **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période calculée T= 0,7058 s
- La période majorée T_{maj}=0 ,91s
- La période ETABS T_{etabs}= 0 ,763 s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). **La période est vérifiée.**

VI.6.2) Vérification de l'excentricité article (4.3.7 du RPA99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

L : dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Soit : C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Nous devons vérifier :

Sens XX : $|C_{M-}C_R| \leq 0.05Ly$

Sens YY : $|C_{M-}C_R| \leq 0.05L_X$

Les centres de masse et les centres de torsion pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour ce faire : **show table ⟹ building output ⟹ center Mass Rigidity**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

➢ **Suivant le sens y-y :**

On doit vérifier que **: $|C_M - C_R| \leq 5\% L_X$**

❖ **Lx = 21.64 m**

Story	Diaphragm	CM	CR	CM -CR	5%LX	OBS
RDC	D1	12.465	12.749	0.284	1.082	C V
STORY1	D2	12.751	12.748	0.003	1.082	C V
STORY2	D3	12.751	12.749	0.002	1.082	C V
STORY3	D4	12.751	12.749	0.002	1.082	C V
STORY4	D5	12.751	12.749	0.002	1.082	C V
STORY5	D6	12.751	12.749	0.002	1.082	C V
STORY6	D7	12.751	12.75	0.001	1.082	C V
STORY7	D8	12.751	12.75	0.001	1.082	C V
STORY8	D9	12.751	12.75	0.001	1.082	C V
STORY9	D10	12.751	12.75	0.001	1.082	C V
STORY10	D11	12.751	12.75	0.001	1.082	C V

➢ **Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$

❖ **Ly= 14.50 m**

Story	Diaphragm	CM	CR	CM -CR	5%LY	OBS
RDC	D1	7.628	8.197	0.569	0.725	CV
STORY1	D2	8.033	8.097	0.064	0.725	CV
STORY2	D3	8.691	8.85	0.159	0.725	CV
STORY3	D4	8.692	8.294	0.398	0.725	CV
STORY4	D5	8.692	8.39	0.302	0.725	CV
STORY5	D6	8.693	8.47	0.223	0.725	CV
STORY6	D7	8.693	8.537	0.156	0.725	CV
STORY7	D8	8.693	8.593	0.1	0.725	CV
STORY8	D9	8.652	8.635	0.017	0.725	CV
STORY9	D10	8.099	8.653	0.554	0.725	CV
STORY10	D11	7.227	7.359	0.132	0.725	CV

Tableau VI.1 : Vérification de l'excentricité

VI.6.3) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W_t$$ **……Formule (4.1 RPA99)**

➢ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

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, donne par la formule (4.2) de **RPA99**, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement **(η)** et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée parle tableau **4.7 du RPA99/version2003.**

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau VI.2 : Valeurs de T1 et T2

$T_2(S_3)$ = 0,5 s

Dans notre cas : T_2=0,5s <T_{etabs}=0.763 s< 3s donc : D=2,5η (T_2/ T) $^{2/3}$

*η :facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de **5%**)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \ge 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.8165 \ge 0.7$$

D = 2.5 x 0.8165 x $(\frac{0.5}{0.7058})^{2/3}$ = 1.62

W_t : poids de la structure donné par le logiciel

- **Poids total:**
- **Display ⇨ show table ⇨ select cases/comb⇨ POIDS comb ⇨ building output ⇨ story shear**

Story	Load	Loc	P	
STORY10	POID	Bottom	248.67	248.67
STORY9	POID	Bottom	3379.51	3130.84
STORY8	POID	Bottom	6248.69	2869.18
STORY7	POID	Bottom	9117.87	2869.18
STORY6	POID	Bottom	11987.04	2869.17
STORY5	POID	Bottom	14947.26	2960.22
STORY4	POID	Bottom	17907.47	2960.21
STORY3	POID	Bottom	20867.68	2960.21
STORY2	POID	Bottom	23929.64	3061.96
STORY1	POID	Bottom	26991.6	3061.96
RDC	POID	Bottom	30047.72	3056.12

Tableau VI.3 : Valeurs du poids des différents étages et du poids total (ETABS)

W_t = 30047.72KN

R= 5

$\frac{ADQx}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.62 \times 1.15}{5} (30047.72)$ = **1679.367kN**

➢ **Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique :**

EX	Bottom	0	2496.63	40.82
EY	Bottom	0	40.81	2944.18

$V_{x\ dynamique}$ = **2496.63** [KN].
$V_{y\ dynamique}$ = **2944.18** [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 : **0,8 V_{RPA}= 1919.276KN**

	MMS	0.8MSE	Vérification
Vx	2496.63kN	1679.367 x 0.8 = 1343.493	Condition vérifiée
Vy	2944.18kN	1679.367 x 0.8 = 1343.493	Condition vérifiée

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des efforts tranchants

VI.6.4) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\mathbf{v = \frac{Nd}{Bfc28} \leq 0.3}$$

N_d: effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

B_c : aire (section brute) de cette dernière,

f_{cj} : résistance caractéristique du béton,

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :(0.8G±E et G +Q±E)tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

Display ⟹Show Tables ⟹ANALYSIS RESULTS ⟹ Frame Output ⟹ frame forces ⟹ Column force

Les résultats obtenus sont traités sur Excel, comme le montrent les figures qui suivent :

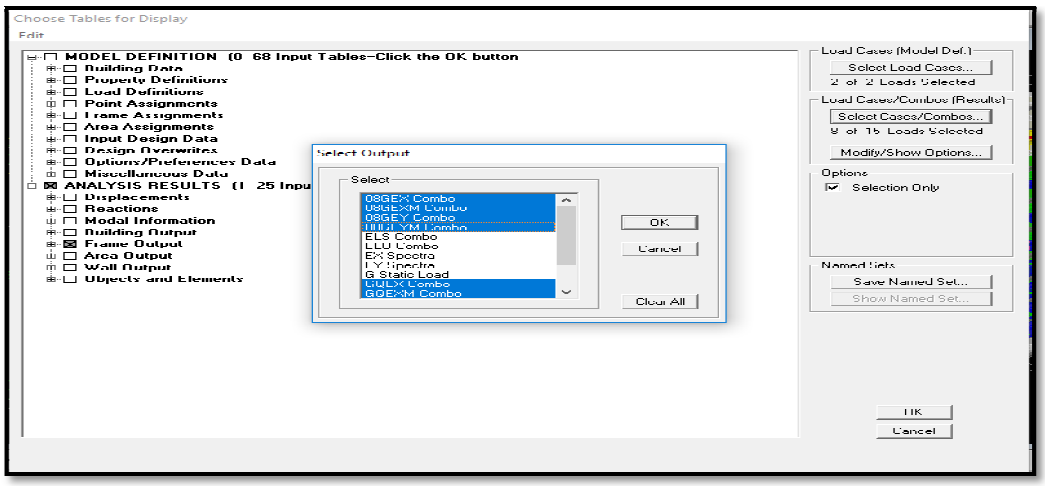


Figure VI.1: Résultats de l'effort normal réduit.

Story	Column	Load	P
RDC	C17	GQPEX MIN	-1235.16
RDC	C17	GQMEX MAX	-1235.16
RDC	C17	GQMEX MIN	-1235.16
RDC	C17	GQPEY MIN	-1235.16
RDC	C17	GQMEY MIN	-1235.16
RDC	C17	GQPEX MIN	-1223.66
RDC	C17	GQMEX MAX	-1223.66
RDC	C17	GQMEX MIN	-1223.66
RDC	C17	GQPEY MIN	-1223.66
RDC	C17	GQMEY MIN	-1223.66
RDC	C17	GQPEX MIN	-1212.16
RDC	C17	GQMEX MAX	-1212.16
RDC	C17	GQMEX MIN	-1212.16
RDC	C17	GQPEY MIN	-1212.16
RDC	C17	GQMEY MIN	-1212.16
RDC	C12	GQPEX MIN	-1210.52
RDC	C12	GQMEX MAX	-1210.52
RDC	C12	GQMEX MIN	-1210.52
RDC	C12	GQPEY MIN	-1210.52
RDC	C12	GQMEY MIN	-1210.52
RDC	C12	GQPEX MIN	-1199.02
RDC	C12	GQMEX MAX	-1199.02
RDC	C12	GQMEX MIN	-1199.02

RDC	C12	GQPEY MIN	-1199.02
RDC	C12	GQMEY MIN	-1199.02

$$v = \frac{1235160}{6250000} = 0.19 < 0.30 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{condition vérifié}$$

Poteaux	N_d(N)	$B_c x f_{c28}$ (N)	V	observation
(50x50)	1235160	6250000	0.1976256	CV
(45x45)	905730	5062500	0.178909629	CV
(40x40)	501110	4000000	0.1252775	CV

Tableau VI.5 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

VI.6.5) Vérifications de la somme de la masse modale :

- ✓ **Sens X-X : 95.2821%** au 11^{éme} mode
- ✓ **Sens Y-Y : 95.6008 %** au 11^{éme}mode

La somme de la masse modale au 11^{éme} mode dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du **RPA (Article 4.3.4)** est donc vérifiée.

VI.6.6) Vérification des déplacements relatifs :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$\delta_k = R\,\delta_{ek}$

δ_{ek}: déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement (R= 5)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré **(RPA 2003/Art 5.10).**

Les résultats des déplacements calculés par le logiciel **ETABS** sont donnés sous forme de tableau, comme suit :

Display⇒Show tables ⇒ANALYSIS RESULTS⇒ Displacement Data ⇒ Diaphragm CM Displacements.

Story	Diaphragm	Load	UX
STORY10	DA11	EX	0.0285
STORY9	DA10	EX	0.0267
STORY8	DA9	EX	0.0244
STORY7	DA8	EX	0.0218
STORY6	DA7	EX	0.019
STORY5	DA6	EX	0.016
STORY4	DA5	EX	0.0129
STORY3	DA4	EX	0.0097
STORY2	DA3	EX	0.0066
STORY1	DA2	EX	0.0038
RDC	DA1	EX	0.0016

Tableau VI.6 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant x.

Story	Diaphragm	Load	UY
STORY10	DA11	EY	0.0191
STORY9	DA10	EY	0.0177
STORY8	DA9	EY	0.0156
STORY7	DA8	EY	0.0135
STORY6	DA7	EY	0.0114
STORY5	DA6	EY	0.0092
STORY4	DA5	EY	0.0072
STORY3	DA4	EY	0.0052
STORY2	DA3	EY	0.0034
STORY1	DA2	EY	0.0019
RDC	DA1	EY	0.0007

Figure VI.7 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant y.

VI.6.7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99 modifié 03):

Les effets du 2° ordre (**ou effet P-Δ)** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, associées au-dessus du niveau « k »,

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k",

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »,

h_k: hauteur de l'étage « k »,

Les effets **P-Δ** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. (Voir Tableau VI.9 et Tableau VI.10)

Story	δx	δy	Δ_{kx}	Δky	1% He	obs
STORY10	0.0285	0.0191	0.0018	0.0014	0.0408	CV
STORY9	0.0267	0.0177	0.0023	0.0021	0.0306	CV
STORY8	0.0244	0.0156	0.0026	0.0021	0.0306	CV
STORY7	0.0218	0.0135	0.0028	0.0021	0.0306	CV
STORY6	0.019	0.0114	0.003	0.0022	0.0306	CV
STORY5	0.016	0.0092	0.0031	0.002	0.0306	CV
STORY4	0.0129	0.0072	0.0032	0.002	0.0306	CV
STORY3	0.0097	0.0052	0.0031	0.0018	0.0306	CV
STORY2	0.0066	0.0034	0.0028	0.0015	0.0306	CV
STORY1	0.0038	0.0019	0.0022	0.0012	0.0306	CV
RDC	0.0016	0.0007	0.0016	0.0007	0.0408	CV

Tableau VI.8: Tableau récapitulatif des vérifications

VI.6.8) Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Pk: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «**k**»

Pk = WGi + 0.2WQi

Vk:effort tranchant d'étage au niveau **«k»**

Δ k: déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1»

hk: hauteur d'étage «k».

- Si $K \leq 0.1$ → effet P-Delta peut être négligé.
- Si $0.1 \leq K \leq 0.2$ → Amplifiant les effets de l'action sismique par **1/ (1- K).**
- Si $K \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- **Sens : X-X**

Story	δx (m)	Δ_{kx} (m)	P_x (kN)	$P_x \times \Delta x$ (kN.m)	V_x (kN)	h_e (m)	V_x x h_e (kN.m)	□x	OBS
STORY10	0.0285	0.0018	248.67	0.447606	59.76	4.08	243.8208	0.0018358	***CV***
STORY9	0.0267	0.0023	3130.84	7.200932	563.97	3.06	1725.7482	0.0041726	***CV***
STORY8	0.0244	0.0026	2869.18	7.459868	964.49	3.06	2951.3394	0.0025276	***CV***
STORY7	0.0218	0.0028	2869.18	8.033704	1301.55	3.06	3982.743	0.0020171	***CV***
STORY6	0.019	0.003	2869.17	8.60751	1587.58	3.06	4857.9948	0.0017718	***CV***
STORY5	0.016	0.0031	2960.22	9.176682	1833.41	3.06	5610.2346	0.0016357	***CV***
STORY4	0.0129	0.0032	2960.21	9.472672	2043.18	3.06	6252.1308	0.0015151	***CV***
STORY3	0.0097	0.0031	2960.21	9.176651	2216.34	3.06	6782.0004	0.0013531	***CV***
STORY2	0.0066	0.0028	3061.96	8.573488	2351.67	3.06	7196.1102	0.0011914	***CV***
STORY1	0.0038	0.0022	3061.96	6.736312	2448.69	3.06	7492.9914	0.000899	***CV***
RDC	0.0016	0.0016	3056.12	4.889792	2496.63	3.06	7639.6878	0.0006401	***CV***

Tableau VI.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon le sens X-X

➢ **Sens : Y-Y**

Story	δy (m)	Δ_{ky} (m)	Py (kN)	Py × Δy (kN.m)	Vy (kN)	h_e (m)	Vy x h_e (kN.m)	□x	OBS
STORY10	0.0191	0.0014	248.67	0.348138	74.56	4.08	304.2048	0.0011444	***CV***
STORY9	0.0177	0.0021	3130.84	6.574764	701.97	3.06	2148.0282	0.0030608	***CV***
STORY8	0.0156	0.0021	2869.18	6.025278	1197.96	3.06	3665.7576	0.0016437	***CV***
STORY7	0.0135	0.0021	2869.18	6.025278	1599.75	3.06	4895.235	0.0012308	***CV***
STORY6	0.0114	0.0022	2869.17	6.312174	1941.57	3.06	5941.2042	0.0010624	***CV***
STORY5	0.0092	0.002	2960.22	5.92044	2233.2	3.06	6833.592	0.0008664	***CV***
STORY4	0.0072	0.002	2960.21	5.92042	2468.77	3.06	7554.4362	0.0007837	***CV***
STORY3	0.0052	0.0018	2960.21	5.328378	2650.62	3.06	8110.8972	0.0006569	***CV***
STORY2	0.0034	0.0015	3061.96	4.59294	2793.32	3.06	8547.5592	0.0005373	***CV***
STORY1	0.0019	0.0012	3061.96	3.674352	2897.81	3.06	8867.2986	0.0004144	***CV***
RDC	0.0007	0.0007	3056.12	2.139284	2944.18	3.06	9009.1908	0.0002375	***CV***

Tableau VI.10: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon le sens Y-Y

Conclusion :

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit,
- vérification de la période,
- condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3^{éme} mode,
- condition du pourcentage de participation de la masse modale,
- condition de l'effort tranchant à la base,
- condition des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- condition de l'excentricité.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailler les différents éléments structuraux.

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1) Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces élément sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations.

VII.2) Ferraillage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier a l'ELS pour les cas suivants :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	fc_{28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_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 de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : Nmax - Mcorr
- Effort normal minimal et le moment correspondant : Nmin - Mcorr
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant : Mmax – Ncorr

M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : Moment du poteau dans le sens transversal

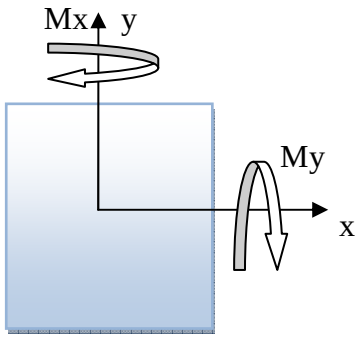


Figure VII.1.1 : Les moments dans les poteaux.

VII.2.1) Combinaisons de calcul :

- **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modéfiée99 :**

D'après le règlement **BAEL91/modifiée99**, le ferraillage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

- **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 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 :

G + Q ± E
0.8G ± E

VII.2.2) Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grace a la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS .

VII.2.3) Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

1) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
Leur pourcentage minimal sera de **0.8% (zone IIa).**
Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
Le diamètre minimum est de **12 mm.**
La longueur minimale de recouvrement est $\mathbf{L_R = 40\Phi.}$
La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques). La zone nodale est définie par L' et h'.

$$\begin{cases} L' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right) \end{cases}$$

(h_1 ; b_1) : section du poteau
h_e : hauteur d'étage

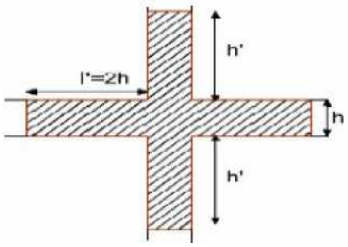


Figure VII.1.2 : Zone nodale

A) Ferraillage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

- **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% b× h en zone IIa :**

-**Poteau (50 ×50)** : $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20\ cm^2$

-**Poteau (45× 45)** : $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2\ cm^2$

-**Poteau (40 × 40)** : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\ cm^2$

B) Ferraillage maximal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

- **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% b× h :**

-**Poteau (50 ×50)** : $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 cm^2$

-**Poteau (45× 45)** : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\ cm^2$

-**Poteau (40 × 40)** : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\ cm^2$

- **Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% b× h :**

-**Poteau (50 × 50)** : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100\ cm^2$

-**Poteau (45 × 45)** : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 cm^2$

-**Poteau (40 × 40)** : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\ cm^2$

Section des poteaux (cm^2)	Pourcentage minimal : $A_{min} = 0.008$ b×h (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06$ b×h (cm^2)	Zone courante : $A_{max} = 0.04$ b×h (cm^2)
Poteau (50 ×50) :	20	150	100
Poteau (45 ×45) :	16.2	121.5	81
Poteau (40 ×40) :	12.8	96.0	64

Tableau VII.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

A_t: section d'armature transversale.

V_u: effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale **fe= 400Mpa.**

ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\rho_a = 2.5} \text{ si l'élancement géométrique: } \boldsymbol{\lambda g \geq 5}. \\ \boldsymbol{\rho_a = 3.75} \text{ si l'élancement géométrique: } \boldsymbol{\lambda g} < 5. \end{cases}$$

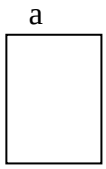
$\boldsymbol{\lambda_g}$: L'élancement géométrique du poteau.

St : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} \boldsymbol{St \leq \min(10\emptyset_1; 15cm)} \text{ en zone nodale.} \\ \boldsymbol{St \leq 15\emptyset_1} \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec : $\emptyset_1$: Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimale** :



$\frac{At}{b \times St}$ en %, elle est donnée comme suit :

- ✓ Si $\lambda g \geq 5 \longrightarrow$ 0.3%
- ✓ Si $\lambda g \leq 3 \longrightarrow$ 0.8%
- ✓ Si $3 < \lambda g < 5$: Par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\boldsymbol{\lambda_g = \frac{l_f}{a}} \text{ ou } \boldsymbol{\frac{l_f}{b}}$$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$\boldsymbol{l_f}$ **:** longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement $\boldsymbol{l_f}$ est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99**

Les cadres et les étriers doivent étre fermés par des crochets a 135° ayant une longueur droite de $\boldsymbol{10\emptyset_L}$**minimum**.

VII.2.4) Calcul des armatures a l'ELU :

A) Exposé de la méthode de calcul a l'ELU :

Chaque poteau est soumis a un effort normal N (de compression ou de traction) et a un moment fléchissant M, ce qui nous conduit a étudier deux cas suivants pour la détermination des armatures longitudinales :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entiérement comprimée (SEC).

B) Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- ➢ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

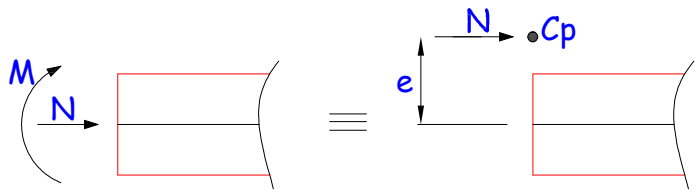


***Figure* VII.1.3:** *Section en flexion composée.*

Calcul du centre de pression : $\mathbf{e = \frac{M_u}{N_u}}$

Deux cas peuvent se présenter :

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$\begin{cases} e = \frac{Mu}{Nu} > (\frac{h}{2} - c) \\ (d - c')Nu - Mf \leq (0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$\mathbf{M_f = Mu + Nu\ (\frac{h}{2} - c)}$$

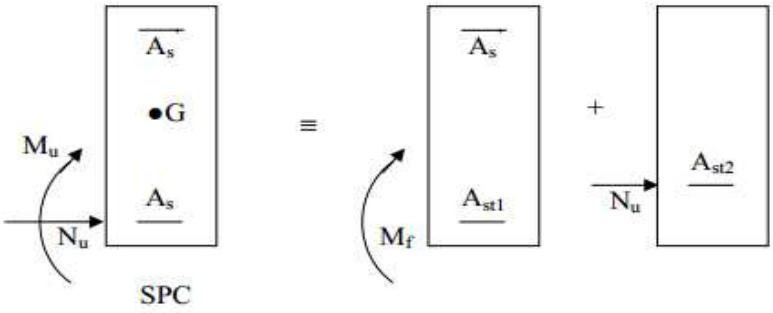


Figure VII.1.4: Section d'un poteau SPC.

- **Calcul des armatures :**

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2$ MPa

✓ Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ la section est simplement armée **(SSA).**

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle d'armatures est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

✓ Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ la section est doublement armée **(SDA).**

On calcul:

$M_r = \mu_l \, b \, d^2 \, f_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

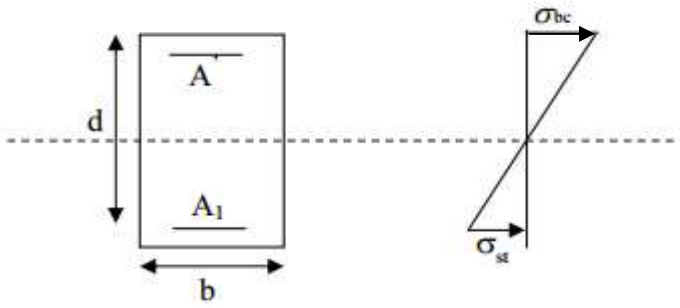


Figure VII.1.5 Distribution des contraintes.

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

D'où La section réelle d'armatures est $A_s' = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \dfrac{Mu}{Nu} \leq \left(\dfrac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')Nu - Mf > \left(0.337 - 0.81\dfrac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1ére Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

- ✓ Si : $(0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} < (d - c')Nu - Mf < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$
- **Les sections d'armatures sont :**

$A_1 = \frac{N - 100.\Psi.b.h.f_{bc}}{100\sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100.M_u}{100.b.h^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$ f_{bc} en (Mpa) et M en (N.m)

2éme Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

- ✓ Si : $(d - c')Nu - Mf \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$
- **Les sections d'armatures sont :**

$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h).b.h.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

- ✓ Si : $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité est nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B.f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :
B : Aire de la section du béton seul.
σ_s : Contrainte de l'acier.
Remarque : Nous allons ferrailler par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : RDC,1er et ^{2éme} étage.
- **Zone II** : Du 3ème au 5ème étage.
- **Zone III** : Du 6ème au 9ème étage.

a) Exemple de calcul manuel :

❖ **Poteau 50x50 :**

N_{max}=1791.85 KN M_{corr}=61.018 KN.m

Situation accidentelle: F_{bu}=18.48 Mpa $\sigma_s = 400$Mpa

$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{61.018}{1791.85} = 0.034 \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{0.50}{2} - 0.02\right) = 0.23$m (section entièrement comprimée)

Le centre de pression se trouve entre les armatures.

On doit vérifier la condition suivante : $(d - c')Nu - Mf > (0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec : M_f = Mu + Nu ($\frac{h}{2}$ -c)

M_f=61.018+1791.85 ($\frac{0.50}{2} - 0.02$)=473.14 KN.m

1791.85 (0.48-0.02) - 473.14= 351.11 KN.m**…… (A)**

(0.337-0.81$\frac{0.02}{0.50}$)0.50x0.50^{2}x14.2x10^3=270.33 KN.m**……. (B)**

A□**B** ⟶ la condition est vérifié ⟶ section entièrement comprimé.

si: $(d - c')Nu - Mf > (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bu}$

$(d - c')Nu - Mf = (0.48 - 0.02)x1791.85 - 473.14 = 351.11$KN. m**……..(1)**

$\left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} = \left(0.5 - \frac{0.02}{0.50}\right) 0.50x0.50^2$ x14.2x$10^3 = 816.5$KN. m**……..(2)**

1 < 2 alors les sections d'armatures sont :

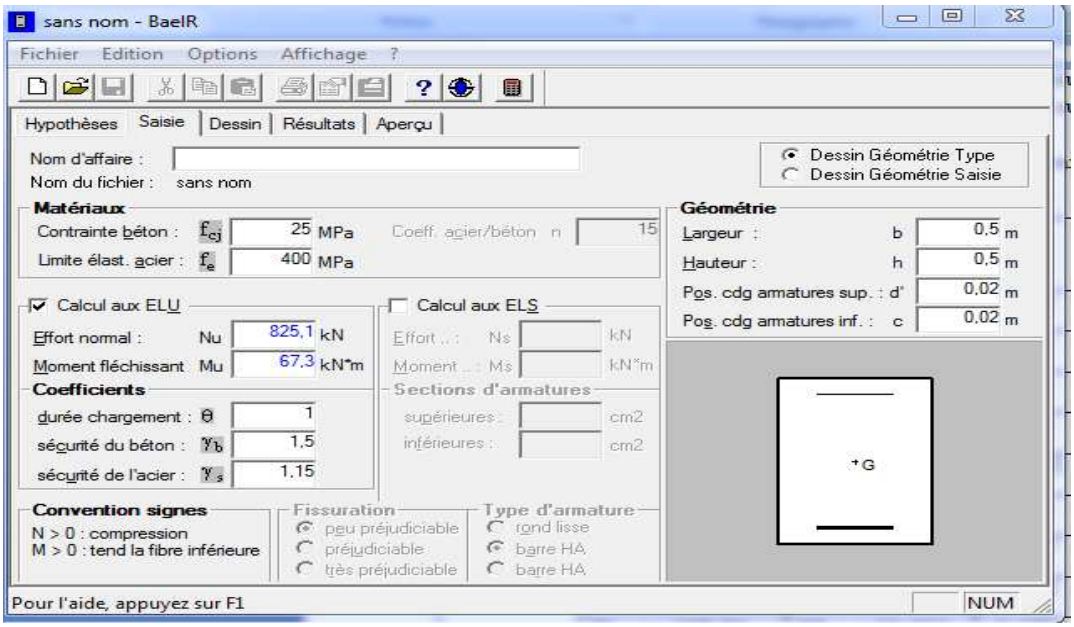
$A_1 = \frac{N - \Psi.b.h.f_{bc}}{\sigma_s}$

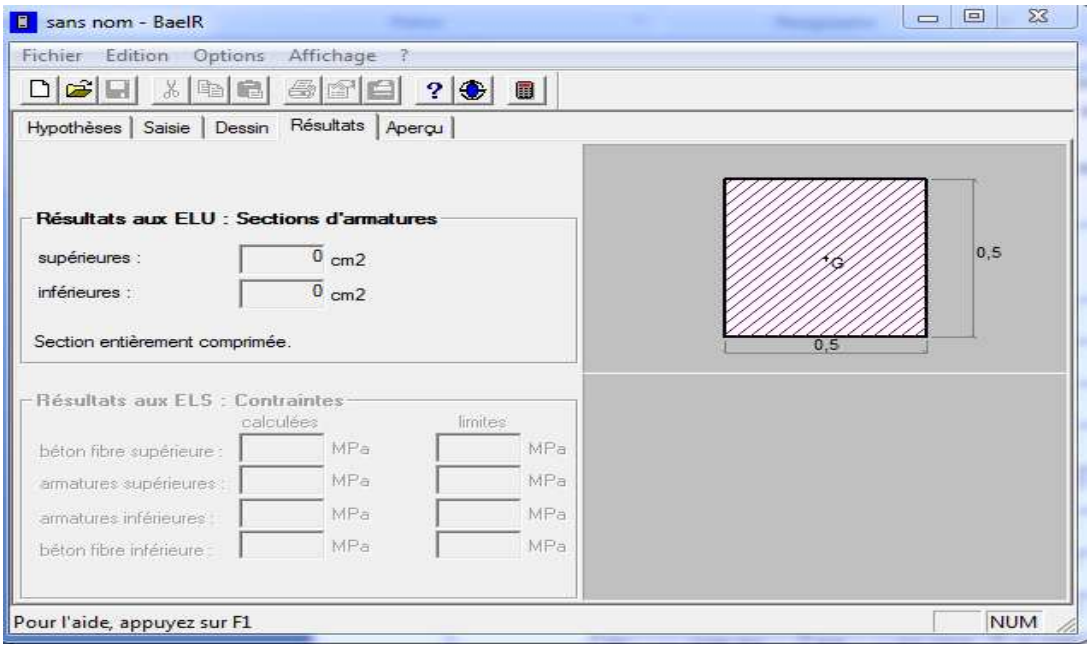
Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - Mf}{b.h^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{1791.85(0.48-0.02) - 473.14}{0.5.0.5^2.14.2.10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.50}} = 0.68$

$$A_s = \frac{1791.85 - 0.68.0.5.0.5.14.2x10^3}{100x348x10^3} = 0$$

b) Exemple de calcul avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.





VII.2.5) Calcul du ferraillage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

❖ **Sens longitudinal (suivant XX) :**

Section (cm^2)	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	e	(h/2-c)	Obs	Asc (sup) (cm^2)	Ast (inf) (cm^2)
Zone I (50x50)	N_{max} =1791.85	M_{corr} = 61.018	0.034	0.23	SEC	0	0
	N_{min}= -2203.78	M_{corr} =54.041	0.025	0.23	SEC	0	0
	N_{corr}= 825.12	M_{max}= 67.299	0.081	0.23	SEC	0	0
Zone II (45x45)	N_{max} =708.29	M_{corr} =55.621	0.078	0.205	SEC	0	0
	N_{min}=-1248.7	M_{corr} =4.409	0.0035	0.205	SEC	0	0
	N_{corr}=162.22	M_{max}=63.091	0.388	0.205	SPC	0	2.07
Zone III (40x40)	N_{max} = 189.62	M_{corr} = 44.976	0.237	0.18	SPC	0	0.86
	N_{min}= -690.34	M_{corr} = 8.588	0.012	0.18	SEC	0	0
	N_{corr}= -108.85	M_{max}= 51.215	0.470	0.18	SPC	0	0

Tableau VII.1.3 : Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x).

❖ **Sens transversal (suivant y-y) :**

Section (cm^2)	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	e	(h/2-c)	Obs	Asc (sup) (cm^2)	Ast (inf) (cm^2)
Zone I (50x50)	N_{max} =1791.85	M_{corr} = 1.12	0.0006	0.23	SEC	0	0
	N_{min}= -2203.78	M_{corr} =3.009	0.0013	0.23	SEC	0	0
	N_{corr}= -236.87	M_{max}= 110.891	0.4681	0.23	SPC	0	0
Zone II (45x45)	N_{max} =708.29	M_{corr} =6.773	0.0095	0.205	SEC	0	0
	N_{min}=-1248.7	M_{corr} =0.84	0.0006	0.205	SEC	0	0
	N_{corr}=-217.02	M_{max}=112.236	0.5171	0.205	SPC	0	6.57
Zone III (40x40)	N_{max} = 189.62	M_{corr} = 7.298	0.0384	0.18	SEC	0	0
	N_{min}= -690.34	M_{corr} = 0.995	0.0014	0.18	SEC	0	0
	N_{corr}= -171.94	M_{max}= 89.192	0.5187	0.18	SPC	0	4.97

Tableau VII.1.4 : Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y).

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Ferraillage
(50 ×50)	20	20.60	**4HA20+4HA16**
(45×45)	16.2	20.60	**4HA20+4HA16**
(40×40)	12.8	14.20	**4HA16+4HA14**

Tableau VII.1.5 : Ferraillage des poteaux suivant les deux sens

VII.2.6) Les vérifications à l'ELU :

A) Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inferieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_b} = \rho_b \times fc_{28}$$

Avec :

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h- c)

$$\begin{cases} \lambda g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.040 \end{cases}$$

fc_{28} = 25 MPa

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$L_f = 0.7\ L_0$ $\begin{cases} L_0 = 4.08 cm \text{ pour RDC} \\ L_0 = 3.06 \text{ cm pour les autres étages} \end{cases}$

L_0: La hauteur libre du poteau

Niveau	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	λg	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	Vérification
RDC ; 1 ; 2	98.2	50	48	5.712	0.075	0.409	1.875	**OK**
3 ; 4 ; 5	91.89	45	43	4.75	0.040	0.474	1	**OK**
6 ; 7 ; 8 ; 9	90.80	40	38	5.355	0.075	0.597	1.875	**OK**

Tableau VII.1.6 : Vérification au cisaillement

B) Longueur d'ancrage :

$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$; $\tau_{su} = 0.6\ \Psi_s^2\ f_{t28}$; $f_{t28} = 0.6+0.06f_{c28}$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

- ✓ **HA20** : $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4.\tau_{su}} = \frac{2\times400}{4\times2,835} = 70.55$ cm
- ✓ **HA16** : $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4.\tau_{su}} = \frac{1.6\times400}{4\times2.835} = 56.44$ cm
- ✓ **HA14** : $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4.\tau_{su}} = \frac{1.4\times400}{4\times2,835} = 49.39$ cm

C) La longueur minimale de recouvrement selon le RPA est : L = 40∅

- ✓ **Pour les HA20 :** $L_r = 40\times\emptyset = 40\times2.0 = 80$ cm
- ✓ **Pour les HA16 :** $L_r = 40\times\emptyset = 40\times1.6 = 64$ cm
- ✓ **Pour les HA14 :** $L_r = 40\times\emptyset = 40\times1.4 = 56$ cm

D) Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

E) Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales « θ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$\phi_t = \frac{1}{3}\phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67$mm. Soit : $\boldsymbol{\phi_t = 8}$ **mm**

$\boldsymbol{\theta_L^{max}}$: est le plus grand diamètre des armatures longitudinales (20 mm)

F) Calcul des espacements des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).

❖ **En zone nodale :**

$S_t \leq$ Min ($10\phi_l^{min}$, 15 cm) = Min (10×1.4 ; 15 cm) = 14 cm

Nous adoptons : $\boldsymbol{S_t}$ **=10 cm**

❖ **En zone courante :**

$S_t \leq 15\ \phi_l^{min} = 21$cm

Nous adoptons : $\boldsymbol{S_t}$ **= 15 cm**

Avec :

$\boldsymbol{\phi_l^{min}}$ **:** Diamètre minimal des armatures longitudinales (14 mm)

G) Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S t$

$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 & \text{si l'élancement géométrique :} \quad \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 & \text{si l'élancement géométrique :} \quad \lambda g < 5 \end{cases}$

H) Elancement géométrique du poteau :

L'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{Lf}{b}$; avec : a = b

Tel que : $\mathbf{L_f = 0.7\ l_0}$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

Avec : $\begin{cases} l_0 = 408 \text{ cm pour le RDC} \\ l_0 = 306 \text{cm pour les autres étages.} \end{cases}$

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{At}{b \times St}$ en % est donnée comme suit :

- ✓ Si $\lambda g \geq 5$: 0.3%
- ✓ Si $\lambda g \leq 3$: 0.8%
- ✓ Si $3 < \lambda g < 5$: Par interpolation entre les valeurs précédentes

❖ **Poteau (40×40) :**

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.355$; $\lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$; $\rho_a = 2.5$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.0030 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.0030 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S_t = \frac{2.5 \times 90.80}{40 \times 40} \times 10 = 1.41 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S_t = \frac{2.5 \times 90.80}{40 \times 40} \times 15 = 2.12 \text{ cm}^2$

❖ **Poteau (45×45) :**

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76$; $3 < \lambda g < 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.38\%$; $\rho_a = 3.75$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.0038 \times 45 \times 10 = 1.71 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.0038 \times 45 \times 15 = 2.56 \text{ cm}^2$

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S_t = \frac{2.5 \times 91.89}{45 \times 40} \times 10 = 1.27 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S_t = \frac{2.5 \times 91.89}{45 \times 40} \times 15 = 1.91\ cm^2$

- **Poteau (50 ×50) : (1 ; 2)**

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4.284$ Par interpolation $\Longrightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.40\%$; $\rho_1 = 3.75$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.0040 \times 50 \times 10 = 2\ cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.0040 \times 50 \times 15 = 3\ cm^2$

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S_t = \frac{3.75 \times 98.2}{50 \times 40} \times 10 = 1.8\ cm^2$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S_t = \frac{3.75 \times 98.2}{50 \times 40} \times 15 = 2.76 cm^2$

- **Poteau (50 × 50) : (RDC)**

$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 408}{50} = 5.712 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$; $\rho_a = 2.5$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5\ cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25\ cm^2$

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S_t = \frac{2.5 \times 98.2}{50 \times 40} \times 10 = 1.22\ cm^2$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_a . V_u}{h . f_e} . S_t = \frac{2.5 \times 98.2}{50 \times 40} \times 15 = 1.84\ cm^2$

- **Sections des armatures transversale :**

	50×50		45×45	40×40
	RDC	1 ;2	3 ;4 ;5	6 ;7 ;8 ;9
Efforts tranchants (KN)	98.2		91.89	90.80
Elancement géométrique λ_g	5.712	4.284	4.76	5.355
Coefficient correcteur ρ_1	2.50	3.75	3.75	2.50
A_t zone nodale (S_t = 10cm)	1.22	1.8	1.27	1.41
A_t zone courante (S_t = 15cm)	1.84	2.76	1.91	2.12
A_t^{min} zone nodale (S_t = 10cm)	1.5	2	1.71	1.2

A_t^{min} zone courante (S_t=15cm)	2.25	3	2.56	1.8
A_{ad}	3.14	3.14	3.14	3.14

Tableau VII.1.7: Sections des armatures transversales.

- **On adopte :**

Les armatures longitudinales des poteaux (40x40) et (45 x45) et (50x50) seront encadrée avec un cadre HA10 de section transversal **4HA10= 3.14 cm^2.**

VII.2.7) Vérifications à l'ELS :

A) Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers.

B) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}\right]$$

C) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa **(BAEL91/A.4.5.2)**

- ✓ Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → section entièrement comprimée.
- ✓ Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ → section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_p.

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :

$l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s'. \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s. \frac{d - l_c}{b}$

$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s'. \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s. \frac{(d - l_c)^2}{b}$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5\ (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \longrightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$

Si : $\Delta < 0 \longrightarrow$ l'équation admet trois racines :

$y_2^1 = a.\cos(\frac{\alpha}{3})$; $y_2^2 = a.\cos(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3})$; $y_2^3 = a.\cos(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3})$

Avec :

$\alpha = \text{arc cos}\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2.\sqrt{\frac{-p}{3}}$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s\ .\ (d - y1)^2 + A_s'\ .\ (y1 - d')^2]$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I}\ .\ y_1 \leq \sigma_{bc}$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$S = b.h + 15 \times (A_s + A_S')$

Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$X_G = 15 \times \frac{As' \times (0.5h - d') - As \times (d - 0.5h)}{bh + 15(As + As')}$

Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$I = \frac{bh^3}{12} + b.h \times X_G^2 + 15 \times [A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$

Les contraintes dans le béton sont :

$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$ sur la fibre supérieure.

$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$ sur la fibre inférieure.

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup}\ ;\ \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

- **Remarque** :

Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivant :

❖ **Sens longitudinal (suivantX-X) :**

Section (cm^2)	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm^2)	Aadoptée (cm^2)	OBS
Zone I (50x50)	Nmax-Mcor	-232.89	0.252	0.0010	0.083	SEC	5.09	20.60	OK
	Nmin-Mcor	-1235.16	1.821	0.0014		SEC	5.09		OK
	Ncor-Mmax	-361.28	21.166	0.0585		SEC	5.09		OK
Zone II (45x45)	Nmax-Mcor	-119.44	0.043	0.0003	0.075	SEC	4.10	20.60	OK
	Nmin-Mcor	-905.37	2.946	0.0032		SEC	4.10		OK
	Ncor-Mmax	-199.7	20.921	0.1047		SPC	4.10		OK
Zone III (40x40)	Nmax-Mcor	-2.92	0.541	0.1852	0.066	SPC	3.22	16.20	OK
	Nmin-Mcor	-501.11	5.969	0.0119		SEC	3.22		OK
	Ncor-Mmax	-34.95	24.294	0.6951		SPC	3.22		OK

Tableau VII.1.8: Vérification de la condition de non fragilité.

❖ **Sens transversal (suivant Y-Y) :**

Section (cm^2)	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm^2)	Aadoptée (cm^2)	OBS
Zone I (50x50)	Nmax-Mcor	-232.89	0.144	0.0005	0.075	SEC	5.61	20.60	OK
	Nmin-Mcor	-1235.16	0.26	0.325		SPC	5.51		OK
	Ncor-Mmax	-728.13	10.698	0.026		SEC	5.62		OK
Zone II (45x45)	Nmax-Mcor	-119.44	0.061	0.0096	0.067	SEC	4.40	20.60	OK
	Nmin-Mcor	-905.37	0.609	0.0066		SEC	4.40		OK
	Ncor-Mmax	-431.67	19.417	0.081		SPC	4.42		OK
Zone III (40x40)	Nmax-Mcor	-2.92	0.051	0.016	0.058	SEC	3.33	16.20	OK
	Nmin-Mcor	-501.11	0.722	0.123		SPC	3.37		OK
	Ncor-Mmax	-101.8	23.597	0.438		SPC	3.48		OK

Tableau VII.1.9: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm^2)	Combinaison	N_s (KN)	M_s (KN.m)	Nature	Béton				Acier			
					σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_b (MPa)	OBS	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_a (MPa)	OBS
Zone I (50x50)	Nmax-Mcor	-232.89	0.252	SEC	0.75	0.74	15	CV	11.3	11.1	348	CV
	Nmin-Mcor	-1235.16	1.821	SEC	4.02	3.91		CV	60.2	58.7		CV
	Ncor-Mmax	-361.28	21.166	SEC	1.78	0.53		CV	26	8.77		CV
Zone II (45x45)	Nmax-Mcor	-119.44	0.043	SEC	0.45	0.45	15	CV	6.8	6.76	348	CV
	Nmin-Mcor	-905.37	2.946	SEC	3.54	3.32		CV	52.9	49.9		CV
	Ncor-Mmax	-199.7	20.921	SPC	1.54	0		CV	22	0.63		CV
Zone III (40x40)	Nmax-Mcor	-2.92	0.541	SPC	0.05	0	15	CV	0.66	-0.35	348	CV
	Nmin-Mcor	-501.11	5.969	SEC	2.81	2.13		CV	41.7	32.5		CV
	Ncor-Mmax	-34.95	24.294	SPC	1.81	0		CV	23.6	-38.8		CV

Tableau VII.1.10: Vérification des contraintes a l'ELS.

Conclusions :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99-V 2003) en zone II.**

Zones	Niveau	Section (cm^2)	Armatures longitudinales
Zone I	RDC ;1eret 2^{éme} étage	50×50	4HA20+4HA16
Zone II	3^{éme} au 5^{éme} étage	45×45	4HA20+4HA16
Zone III	6^{éme} au 9^{éme} étage	40×40	4HA16+4HA14

Tableau VII.1.11 : Ferraillage finale des poteaux.

VII.2) Ferraillage des poutres :

VII.2.1) Introduction :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime(ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service(ELS).
Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui sera données par les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamental :**

1.35G +1.5Q à L'ELU
G + Q à L'ELS
} **BAEL 91/99**

- **Combinaisons accidentelle :**

G + Q ± E
0.8G ± E
} **RPA 99/Version 2003**

VII.2.2) Recommandations du RPA99 version 2003 :

A) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de **0.5%** en toute section.
Amin = 0.5%(b × h) en toute section.
Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00cm^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25cm^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4 % en zone courante.
6 % en zone de recouvrement.

- **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48cm^2$.

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\ cm^2$.

- **En zone de recouvrement :**

Poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72cm^2$.

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63cm^2$.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø (Zone IIa)**.

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inferieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

B) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$S_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
- ➢ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$$

- ➢ En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale) : $S_t \leq \frac{h}{2}$
- ✓ La valeur du diamètre $\emptyset$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

C) Disposition constructive :

Conformément au **CBA 93** annexe E_3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- ➢ A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ➢ A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII.2.3) Ferraillage des poutres à l'ELU :

A) Armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables**.**

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

As : La section d'armatures tendues.

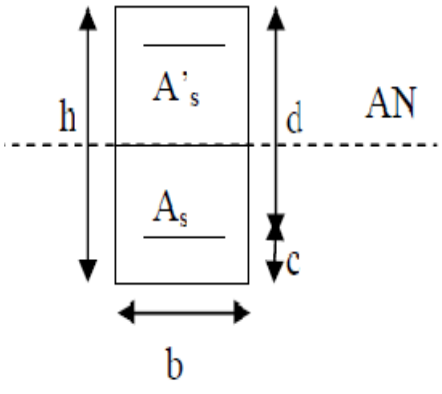
As': La section d'armatures comprimées.

Avec :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

d : Hauteur utile (d = h-c).



c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

- **Les étapes de calcul:**
- **Calcul du moment réduit «μ»:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14.20$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

- **Calcul du moment réduit limite « μ_l » :**

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l» **:**

- Si : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA) (A_c=0) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

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

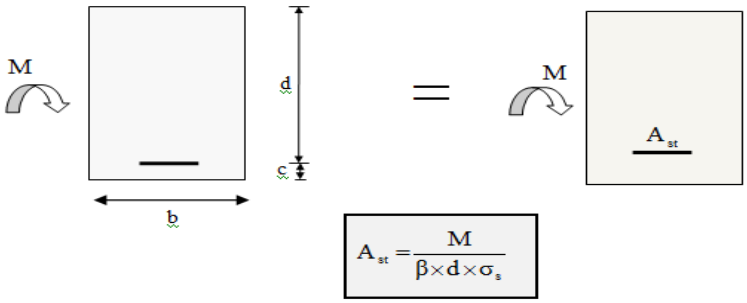


Figure VII.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

-Si : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ la section doublement armée (SDA) ($A_c \neq 0$); dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_l : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$ et $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta\, \gamma_b}$; $\Delta M = M_u - M_e$

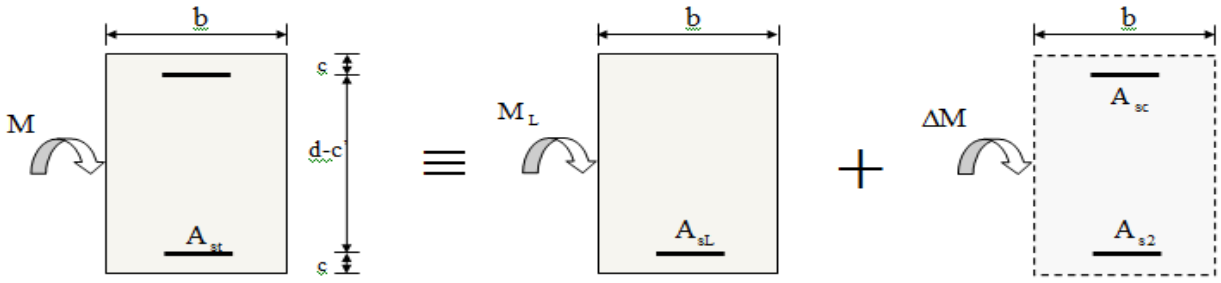
Avec :

M_u : moment sollicitant.

M_l : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$ (en traction) ; $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$ (en compression)



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Figure VII.2.2 : Disposition des armatures S.D.A

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Situation	Fe (MPa)	fc_{28}(MPa)	γ_b	γ_s	f_{bu}(MPa)	σ_{st}(MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau VII.2.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

- **Ferraillage des poutres :**

Apres avoir extrait les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Note :

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU

M acc : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

1) **Ferraillage des poutres principales (30×40) à l'ELU :**

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Armatures en travées :

Niveaux	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s calculée	A_{min} RPA	Ferraillage	A adoptée (cm^2)
1	35.122	0,058	SSA	0.970	2.24	6.00	3HA14+2HA12	6.88
2	34.099	0,056	SSA	0.971	2.31	6.00	3HA14+2HA12	6.88
3	35.108	0,058	SSA	0.970	2.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
4	37.349	0,060	SSA	0.969	2.53	6.00	3HA14+2HA12	6.88
5	38.103	0,062	SSA	0.968	2.59	6.00	3HA14+2HA12	6.88

6	40.506	0,066	SSA	0.966	2.76	6.00	3HA14+2HA12	6.88
7	39.749	0,064	SSA	0.967	2.70	6.00	3HA14+2HA12	6.88
8	42.549	0,070	SSA	0.964	2.90	6.00	3HA14+2HA12	6.88
9	44.93	0,074	SSA	0.962	3.07	6.00	3HA14+2HA12	6.88
10	49.139	0.080	SSA	0.958	3.37	6.00	3HA14+2HA12	6.88

Tableau VII.2.2 : Section des armatures des poutres principales en travée

b) Armatures aux appuis :

Niveaux	**M_{max} (KN.m)**	**μ**	**Obs**	**β**	**A_s calculée**	**A_{min} RPA**	**Ferraillage**	**A adoptée (cm^2)**
1	46.764	0,076	SSA	0.960	3.20	6.00	3HA14+2HA12	6.88
2	50.634	0,082	SSA	0.957	3.48	6.00	3HA14+2HA12	6.88
3	58.872	0,096	SSA	0.949	4.08	6.00	3HA14+2HA12	6.88
4	62.805	0,102	SSA	0.946	4.36	6.00	3HA14+2HA12	6.88
5	68.629	0,112	SSA	0.940	4.80	6.00	3HA14+2HA12	6.88
6	73.45	0,120	SSA	0.936	5.16	6.00	3HA14+2HA12	6.88
7	77.362	0,126	SSA	0.932	5.46	6.00	3HA14+2HA12	6.88
8	81.549	0,132	SSA	0.929	5.77	6.00	3HA14+2HA12	6.88
9	88.935	0,144	SSA	0.922	6.34	6.00	3HA14+2HA12	6.88
10	93.139	0.152	SSA	0.917	6.68	6.00	3HA14+2HA12	6.88

Tableau VII.2.3 :Section des armatures des poutres principales aux appuis

2) Ferraillage des poutres Secondaires (30×35) à l'ELU :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux qui suivent :

a) Armatures en travées :

Niveaux	**M_{max} (KN.m)**	**μ**	**Obs**	**β**	**A_s calculéé**	**A_{min} RPA**	**Ferraillage**	**A adoptée (cm^2)**
1	16.936	0,036	SSA	0.982	1.31	5.25	3HA14+2HA12	6.88
2	19.087	0,042	SSA	0.979	1.48	5.25	3HA14+2HA12	6.88
3	21.288	0,046	SSA	0.976	1.65	5.25	3HA14+2HA12	6.88
4	22.842	0,050	SSA	0.974	1.78	5.25	3HA14+2HA12	6.88
5	26.89	0,058	SSA	0.970	2.10	5.25	3HA14+2HA12	6.88
6	28.54	0,062	SSA	0.968	2.23	5.25	3HA14+2HA12	6.88

7	30.586	0,066	SSA	0.966	2.40	5.25	3HA14+2HA12	6.88
8	33.778	0,072	SSA	0.963	2.65	5.25	3HA14+2HA12	6.88
9	32.803	0,070	SSA	0.964	2.56	5.25	3HA14+2HA12	6.88
10	27.615	0.060	SSA	0.969	2.16	5.25	3HA14+2HA12	6.88

Tableau VII.2.4: Section des armatures des poutres secondaires en travée

b) Armatures aux appuis :

Niveaux	**M_{max} (KN.m)**	**μ**	**Obs**	**β**	**A_s calculéé**	**A_{min} RPA**	**Ferraillage**	**A adoptée (cm^2)**
1	17.584	0,038	SSA	0.981	1.36	5.25	3HA14+2HA12	6.88
2	29.372	0,066	SSA	0.966	2.37	5.25	3HA14+2HA12	6.88
3	29.826	0,068	SSA	0.965	2.41	5.25	3HA14+2HA12	6.88
4	35.016	0,080	SSA	0.958	2.85	5.25	3HA14+2HA12	6.88
5	39.762	0,092	SSA	0.952	3.26	5.25	3HA14+2HA12	6.88
6	42.366	0,098	SSA	0.948	3.49	5.25	3HA14+2HA12	6.88
7	45.348	0,104	SSA	0.945	3.74	5.25	3HA14+2HA12	6.88
8	49.571	0,114	SSA	0.939	4.14	5.25	3HA14+2HA12	6.88
9	48.667	0,112	SSA	0.940	4.04	5.25	3HA14+2HA12	6.88
10	35.67	0.082	SSA	0.957	2.91	5.25	3HA14+2HA12	6.88

Tableau VII.2.5 : Section des armatures des poutres secondaires aux appuis

VII.2.4) Vérification à l'ELU :

A) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

$A_{min} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$ Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$= 2.1MPa

- **Poutres principales :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.38 \ cm^2$$

- **Aux appuis :**

$A_{adopté} = 6.88\ cm^2 > A_{min} = 1.38$ ⟹ **Condition Vérifiée**

- **En travées :**

$A_{adopté} = 6.88\ cm^2 > A_{min} = 1.38$ ⟹ **Condition Vérifiée**

- **Poutres Secondaire :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$A_{adopté} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \Longrightarrow$ **Condition Vérifiée**

- **En travées :**

$A_{adopté} = 6{,}88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \Longrightarrow$ **Condition Vérifiée**

B) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) *:*

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « $\boldsymbol{\tau_u}$», prise conventionnellement égale a : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$

Avec : $\mathbf{T_u^{max}}$: effort tranchant max à L'ELU

- **Poutres principales :** $T_u^{max} = 145.77$ KN

$$\tau_u = \frac{145.77 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.278 \text{ MPa}$$

- **Poutres Secondaire :** $T_u^{max} = 107.92$ KN

$$\tau_u = \frac{118.44 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.196 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales :** $\tau_u = 1.278 < \overline{\tau_u} = 3.33 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**
- **Poutres Secondaire :** $\tau_u = 1.196 < \overline{\tau_u} = 3.33 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

C) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $Tu - \frac{Mu}{0.9d}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_c}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d}\right)$

- **Poutres principales :** $\left(T_u^{max} - \frac{M_u}{0.9d}\right) = \left(145.77 - \frac{93.139}{0.9 \times 0.38}\right) = -126.56 < 0$
- **Poutres Secondaire :** $\left(T_u^{max} - \frac{M_u}{0.9d}\right) = \left(118.44 - \frac{49.571}{0.9 \times 0.33}\right) = -48.46 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

D) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (BAEL91 Art A.5.1.32):

Il faut vérifier que :

$$T_u^{max} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{1.5}$$

- **Poutres principales :** $T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN} > 145.77 \text{ KN}$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poutres Secondaire :** $T_u = 0.4 \times \frac{0.9\times0.3\times0.33\times25\times10^3}{1.5}$ = 594 KN > 118.44 KN

  ⟹ **Condition vérifiée**

E) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3) :

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$

$\overline{\tau_{se}} = \Psi . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$

Avec :

$\boldsymbol{\Sigma u_i}$: somme des périmétre utiles des armature .

$\boldsymbol{\Psi}$ =1.5 Pour les aciers HA.

- **Poutres principales**

$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 2 \times 12) \times 3.14 = 207.24$ mm

$\tau_{se} = \frac{145.77 \times 10^3}{0.9\times380\times207.24} = 2.05$ MPa $\leq 3.15 MPa$ ⟹ **Condition vérifié**

- **Poutres Secondaire**

$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 2 \times 12) \times 3.14 = 207.24$ mm

$\tau_{se} = \frac{118.44 \times 10^3}{0.9\times330\times207.24} = 1.92$ MPa $\leq 3.15 MPa$ ⟹ **Condition vérifié**

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

F) Ancrage des barres :

- **Condition d'équilibre :**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$\tau_s = 0.6\ \Psi^2\ f_{t28} = 0.6 \text{ x } (1.5)^2 \text{ x } 2.1 = 2.835$ MPa

- **Calcul de la longueur de scellement des barres:**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_S = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

- ✓ Pour les **HA12**: $l_s = \frac{1.2\times400}{4\times2.835} =$ 42.33 cm on prend : Ls=45 cm
- ✓ Pour les **HA14**: $l_s = \frac{1.4\times400}{4\times2.835} =$ 49.38 cm on prend : Ls=50 cm

Les règles de **BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à **0.4 l_s** pour les aciers **HA**.

- ✓ Pour les **HA12 :** l_a=0.4× 42.33 = 16.93 cm on prend : l_a=18 cm
- ✓ Pour les **HA14 :** l_a=0.4× 49.38 = 19.75 cm on prend : l_a=20 cm

G) Calcul des armatures transversales :

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

∅ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

- **Poutre principales :**

$\phi_t \leq$ min (1.14; 1.4 ; 3) =1.4 cm

On prend ϕ_t=8 mm

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit At=4HA8 =2.01 cm^2

- **Poutre secondaires :**

$\phi_t \leq$ min (1; 1.4 ; 3) = 1 cm

On prend ϕ_t=8 mm

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit A_t = 4HA8 =2.01 cm^2

H) Calcul des espacements :

- **Zone nodale (appuis):**

$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\emptyset; 30\ cm\right)$

- **Poutre principale** de (30× 40): $S_t = 10$ cm ⟶ soit $S_t = 10$ cm
- **Poutre secondaire** de (30× 35): $S_t = 8.75$ cm ⟶ soit $S_t = 10$ cm

- **Zone courante (travée) :**

$S_t \leq \frac{h}{2}$

- **Poutre principale** de (30× 40): $S_t = 20$ cm ⟶ soit $S_t = 15$ cm
- **Poutre secondaire** de (30× 35): $S_t = 17.5$cm ⟶ soit $S_t = 15$ cm

I) Délimitation de la zone nodale :

$h' \leq \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\ cm\right)$

L'= 2×h

h: hauteur de la poutre

$\mathbf{b_1}$et $\mathbf{h_1}$: Dimensions du poteau

$\mathbf{h_e}$: Hauteur entre nus des poutres

On aura :

L'= 2×40 = 80 [cm]: Poutre principales de (30× 40)

L'= 2×35 = 70 [cm]: Poutre secondaires de (30× 35)

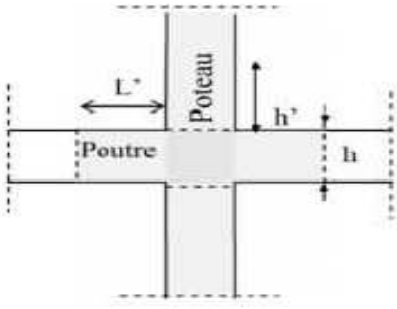


Figure VII.2.3: Délimitation de la zone nodale.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être dispose à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

J) Armatures transversales minimales :

Selon le **RPA 99/version2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

- **Poutre principales :**

$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 cm^2$

$A_t = 2.01 > 1.35\ cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée**

- **Poutres secondaire :**

$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2$

$A_t = 2.01 > 1.35\ cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée**

VII.2.5) Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

A) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

B) Vérification de la résistance du béton à la compression

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$ Avec : $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$; σ_{st} = 348 MPa

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K= $\frac{\alpha 1}{15 \times (1-\alpha 1)}$

La contrainte dans l'acier est :$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

Avec : **A :** Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

a) Vérification du ferraillage des poutres principales en travée :

Niveaux	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_S (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\sigma\square_{bc}$-(Mpa	obs
1	20.478	6.88	0.603	0,885	28.57	88.505	3.097	15	vérifiée
2	27.008	6.88	0.603	0,885	28.57	116.728	4.085	15	vérifiée
3	27.202	6.88	0.603	0,885	28.57	117.567	4.115	15	vérifiée
4	27.729	6.88	0.603	0,885	28.57	119.844	4.194	15	vérifiée
5	27.811	6.88	0.603	0,885	28.57	120.199	4.205	15	vérifiée
6	28.255	6.88	0.603	0,885	28.57	122.118	4.254	15	vérifiée
7	28.762	6.88	0.603	0,885	28.57	124.309	4.351	15	vérifiée

8	28.92	6.88	0.603	0,885	28.57	124.992	4.374	15	vérifiée
9	28.589	6.88	0.603	0,885	28.57	123.461	4.324	15	vérifiée
10	29.872	6.88	0.603	0.885	28.57	129.106	4.518	15	vérifiée

Tableau VII.2.6: Vérification des sections d'armatures des poutres principales en travée

b) Vérification du ferraillage des poutres principales aux appuis :

Niveaux	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_S (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\sigma\square_{bc}$-(Mpa	obs
1	33.902	6.88	0.603	0,885	28.57	146.524	5.128	15	vérifiée
2	40.468	6.88	0.603	0,885	28.57	174.902	6.121	15	vérifiée
3	42.656	6.88	0.603	0,885	28.57	184.359	6.452	15	vérifiée
4	46.912	6.88	0.603	0,885	28.57	202.753	7.096	15	vérifiée
5	49.574	6.88	0.603	0,885	28.57	214.258	7.499	15	vérifiée
6	51.472	6.88	0.603	0,885	28.57	222.461	7.786	15	vérifiée
7	54.921	6.88	0.603	0,885	28.57	237.368	8.308	15	vérifiée
8	56.671	6.88	0.603	0,885	28.57	244.932	8.573	15	vérifiée
9	57.768	6.88	0.603	0,885	28.57	249.673	8.739	15	vérifiée
10	54.948	6.88	0.603	0.885	28.57	237.485	8.312	15	vérifiée

Tableau VII.2.7: Vérification des sections d'armatures des poutres principales aux appuis

a) Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travées :

Niveaux	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_S (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$-(Mpa)	obs
1	3.558	6.88	0.694	0,871	25.18	17.992	0.714	15	vérifiée
2	7.359	6.88	0.694	0,871	25.18	37.213	1.477	15	vérifiée
3	10.199	6.88	0.694	0,871	25.18	51.574	2.048	15	vérifiée
4	13.356	6.88	0.694	0,871	25.18	67.539	2.682	15	vérifiée
5	16.357	6.88	0.694	0,871	25.18	82.714	3.284	15	vérifiée
6	18.182	6.88	0.694	0,871	25.18	91.943	3.651	15	vérifiée
7	20.072	6.88	0.694	0,871	25.18	101.500	4.031	15	vérifiée
8	21.852	6.88	0.694	0,871	25.18	11.502	4.388	15	vérifiée
9	23.606	6.88	0.694	0,871	25.18	119.371	4.470	15	vérifiée
10	20.169	6.88	0.694	0.871	25.18	101.991	4.050	15	vérifiée

Tableau VII.2.7: Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires en travée

b) Vérification du ferraillage des poutres secondaires aux appuis :

Niveaux	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_S (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\sigma\square_{bc}$-(Mpa	obs
1	6.456	6.88	0.694	0,871	25.18	32.646	1.296	15	vérifiée
2	10.028	6.88	0.694	0,871	25.18	50.710	2.013	15	vérifiée
3	12.811	6.88	0.694	0,871	25.18	64.783	2.552	15	vérifiée
4	16.116	6.88	0.694	0,871	25.18	81.496	3.236	15	vérifiée
5	19.097	6.88	0.694	0,871	25.18	96.570	3.835	15	vérifiée
6	20.182	6.88	0.694	0,871	25.18	105.632	4.195	15	vérifiée
7	20.072	6.88	0.694	0,871	25.18	116.125	4.611	15	vérifiée
8	21.852	6.88	0.694	0,871	25.18	125.518	4.992	15	vérifiée
9	23.606	6.88	0.694	0,871	25.18	134.774	5.352	15	vérifiée
10	20.169	6.88	0.694	0.871	25.18	101.991	4.050	15	vérifiée

Tableau VII.2.8: Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires aux appuis

C) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.
On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

- **Vérification de la flèche :**

Pour L ≤ 5 m : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Poutre principales : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92$cm

Poutre secondaires : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8$ cm

La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

Poutre principales : $f = 0.041$ cm $< \bar{f} = 0.92$cm

Poutre secondaires : $f = 0.0066$ cm $< \bar{f} = 0.8$cm

⟹ **Donc la flèche est vérifiée**

Conclusion :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	travée	appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	Cad+etrT8	Cad+ etrT8
Poutres secondaires	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	Cad+etrT8	Cad+etrT8

Tableau VII.2.9: Ferraillage des poutres principales et des poutres secondaires.

VII.3) Ferraillage des voiles :

VII.3.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes **(G)** et aux surcharges d'exploitations **(Q),** ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes **(E).**

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :

- **Zone I** : RDC.
- **Zone II** : 1er et 2^{éme} étage.
- **Zone III** : Du 3ème au 5ème étage.
- **Zone VI :** Du 6ème au 9ème étage

VII.3.2) Combinaisons d'action :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

BAEL.91/modifié 99 :

$$\begin{cases} \textbf{ELU :}\ 1.35G + 1.5Q \\ \textbf{ELS :}\ G + Q \end{cases}$$

RPA 99/modifié 2003 :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases}$$

VII.3.3) Ferraillage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.3.3.1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du voile.

V et **V'** : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$)

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \qquad \textbf{(Art -7-7-4. RPA 99)}$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée ($Lc = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$)

$\mathbf{L_t}$: longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée(SEC) :**

$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ et $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$

Avec

e : épaisseur du voile.

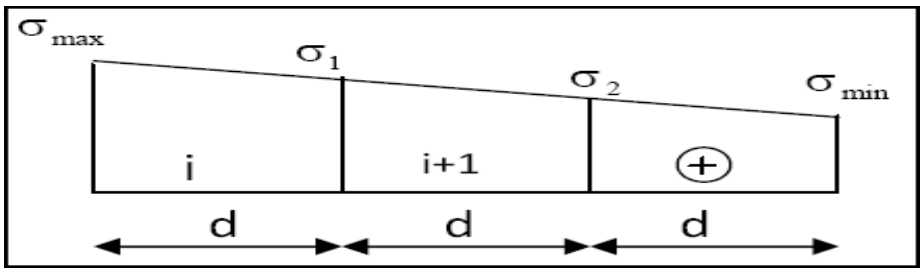


Figure VII.3.1 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- **Section partiellement comprimée (SPC):**

$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ et $N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \times e$

Avec : $\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} (L_t - d)}{L_t}$

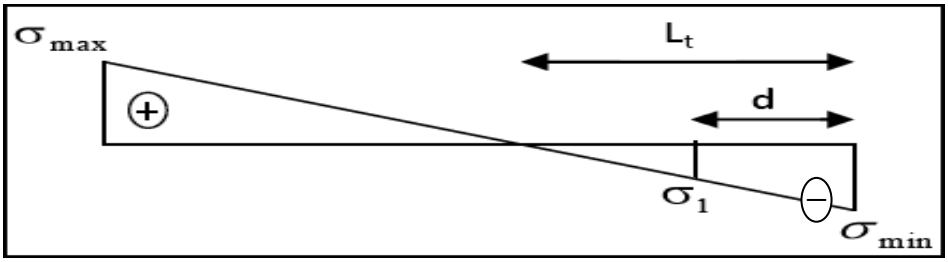


Figure VII.3.2 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

- **Section entièrement tendue(SET) :**

$N_i = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e$

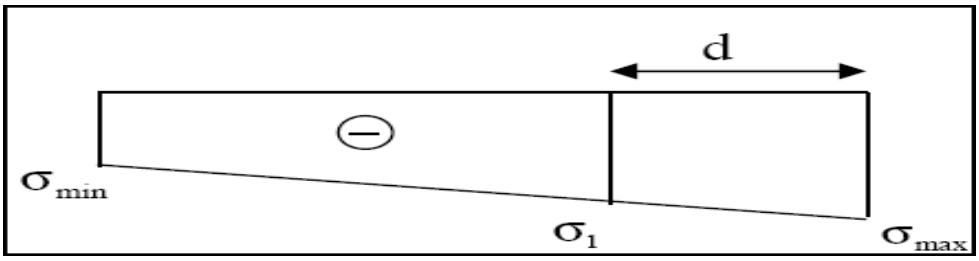


Figure VII.3.3 : Diagramme d'une section entièrement tendus.

VII.3.3.2) Calcul des armatures :

1) **Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$A_{vi} = \frac{N_i+B+f_{bc}}{\sigma_{s2}}$

Avec:

B : section du voile.

σ_{S2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

- ✓ **Situations courantes** : σ (2‰) = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa ; f_{bc} = 14,20 Mpa
- ✓ **Situations accidentelles** : σ (2‰) = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1}$ = 400 MPa ; f_{bc} = 18.48 Mpa

- **Section partiellement comprimée pour une bande i :**

$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$

σ_{s10} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

- ✓ **Situations courantes :** σ (10‰) = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa
- ✓ **Situations accidentelles :** σ (10‰) = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1}$ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue pour une bande i :**

$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

- ✓ **Situations courantes** : σ (2‰) = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa
- ✓ **Situations accidentelles** : σ (2‰) = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1}$ = 400 MPa

2) **Armatures minimales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$A_{min} \geq 4cm^2/ml$ **(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)**

$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$ **(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)** µ

Avec :

B : section du béton comprimée

- **Section partiellement comprimée :**

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ **(Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).**

$A_{min} \geq 0.002\,B$ **(Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003).**

Avec :

B : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue :**

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ **(Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).**

$A_{min} \geq 0.002\,B$ **(Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003).**

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

3) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135^o ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

- **Exigence du BAEL91modifée99 :**

$A_H \geq \frac{A_V}{4}$

Avec :

A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- **Exigence du RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
Globalement dans la section du voile : $A_h \geq 0{,}15\%\ B$
Zone courante : $A_h \geq 0{,}10\%\ B$
Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4) Armatures de montages (transversales) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**.
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

5) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.
Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥4HA10 avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

7) Dispositions constructives :

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} S_t \leq 1.5\ e \\ S_t \leq 30\ cm \end{array}\right\} \qquad S_t \leq \min\left\{1.5\times 20\ ;\ 30\ cm\right\} = 30\ cm$$

Avec :

e : épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

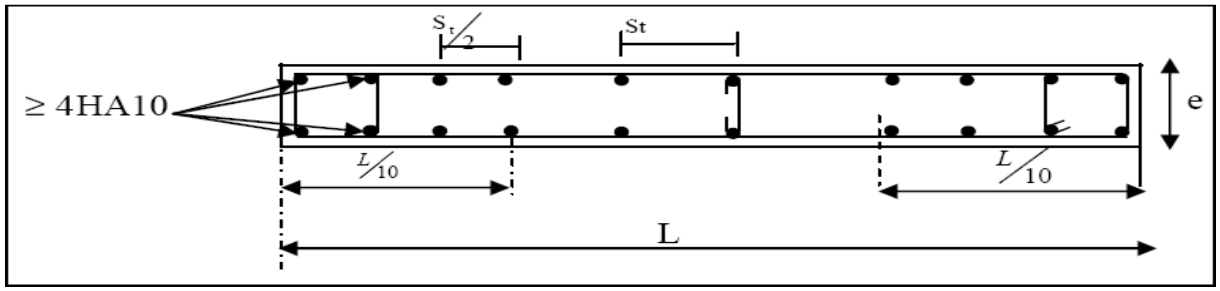


Figure VII.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ **40** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$\phi_{max} = \frac{e}{10} = 20mm$

VII.3.4) Vérification :

VII.3.4.1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

Nser = G + Q

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

Avec :

Nser : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad ; \; V = 1.4 \times V_{U,CALCUL}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile
d : Hauteur utile (d = 0.9 h)
h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ et $\overline{\tau_u}$ = min (0.15 $\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$, 4 MPA)Pour la fissuration préjudiciable.

Avec :

$\overline{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91modifiée99)

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage des voiles transversales VL_2 de la zone I :

1) Caractéristiques géométrique :

L = 3.35 m.

e = 0.20 m.

B= 0.67 m^2

σ_{max} = +6488.870 KN/m^2

σ_{min} = - 8088.950 KN/m^2 ⟶ SPC

2) Calcul de la longueur comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L \Longrightarrow L_c = \frac{6488.870}{8088950 + 6488870} \times 3.35 = 1.49 m$$

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

L_c = 1.49 m ⇨ La section est partiellement comprimée **(SPC)**.

$L_t = L - L_c$= 1.86 m

3) Détermination de la longueur de la bande (d) :

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

Avec : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{4.08}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.49\right) = 0.99$ m

Pour notre cas on prend d = 0.99 m

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{min}}{L_t} = 4044.475 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = \left(\frac{8088.950 + 4044.475}{2}\right) 0.99x0.20 = 1127.71KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (Lt - d) \cdot e = \frac{4044.475}{2} (1.86 - 0.99)x0.20 = 375.90\,KN$$

4) Calcul des armatures :

Armatures verticales :

➢

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1127.71x10}{400} = 28.19cm^2 \quad ; \quad A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{375.90x10}{400} = 9.40cm^2$$

➢ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max\left(0.002\,B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

Telque: $B = d \times e$

$A_{min} = 10.44\,cm^2$

➢ **Armatures horizontales :**

D'après le **BAEL 91 :**

$A_H = \frac{A_{V\,adopte}}{4}$; $A_H = \frac{50.24}{4} = 12.56\ cm^2$

D'après le **RPA 2003:** $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 3cm^2$

Soit :2×6HA12 = 13.56 cm²/ml

➢ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➢ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \overline{V}}{f_e} \qquad \text{Avec : } \overline{V} = 1{,}4 \times V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times V_u \times 10}{400} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 1336.13 \times 10}{400} = 51.44 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures totales :

$$\begin{cases} A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 28.19 + \frac{51.44}{4} = 41.05 \text{ cm}^2 \\ A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.40 + \frac{51.44}{4} = 22.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les voiles sont ferraillés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Le ferraillage à adopté sur toute la surface du voile est :

- ✓ **1ère bande :** 2x8HA20 = 50.24 cm^2/d1 **soit:** 8HA20 /nappe avec espacement de **15cm.**
- ✓ **2ième bande:**2x4HA20 = 25.12 cm^2/d2 **soit:** 4HA20/nappe avec espacement de **25 cm.**

5) Vérification à l'ELS :

Pour cet état, il considère :

$N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = 0.687MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

6) **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad ; \; V = 1.4 \times V_{U,CALCUL}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_U}{b_0 \times 0.9h} = 3.102MPa \qquad \tau_b = 3.102MPa < \overline{\tau}_b = 5MPa$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$; $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 2.216\,MPa$ et $\overline{\tau_u} = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{ MPA}\right) = 3.26$ MPa ; Pour la fissuration préjudiciable.

$\tau_u = 2.216\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$

Les résultats des autres voiles sont résume dans les tableaux suivant :

Tableau VII.3.1 : Calcul de voile (VL_1)

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	4.10	4.10	4.15	4.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m^2)	0.82	0.82	0.83	0.84
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.68	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T(kN)	1715.740	1701.190	1422.800	923.200
	N_{ser} (kN)	784.44	477.02	263.21	114.62
	Vu (kN)	2402.036	2381.666	1991.920	1292.480
	σ_{max} (kN/m^2)	7502.770	5706.310	3959.290	1949.610
	σ_{min} (kN/m^2)	8179.670	7740.000	4457.860	3207.370
	σs (kN/m^2)	400.00	400.00	400.00	400.00
	L_c	1.96	1.74	1.95	1.59
	L_t	2.14	2.36	2.20	2.61
	d	1.31	1.16	1.30	1.06
	$d_{adopté}$	1.07	1.16	1.10	1.06
	$d2 = L_t - d_{adopté}$	1.07	1.20	1.10	1.55
	σ_1	4089.835	3935.793	2228.930	1907.630
	N_1	1311.91	1354.35	734.85	541.45
	N_2	437.30	472.33	244.95	296.38
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)	32.80	33.86	18.37	13.54
	A_{v2}/bande (cm^2)	10.93	11.81	6.12	7.41
	A_{vj} (cm^2)	66.06	65.50	54.78	35.54
	A'v1/bande/nappe	49.31	50.23	32.07	22.42
	A'v2/bande/nappe	27.45	28.18	19.82	16.30

armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm^2)		13,73	12 ,18	13,66	11,11
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm^2)		50.24	50.3	32.16	24.64
	A'v2 adopté (cm^2)		32.16	32.16	24.64	18.08
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2x8HA20	2×8HA20	2×8HA16	2×8HA14
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2×8HA16	2×8HA16	2×8HA14	2×8HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		12.56	12.58	12.45	12.60
	AH adopté (cm2)		13.56	13.56	13.56	13.56
	choix de la section		2×6HA12	2×6HA12	2×6HA12	2×6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	3.255	3.227	2.667	1.710
	3,26 Mpa	τ_u	2.325	2.305	1.905	1.221
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	0.876	0.533	0.300	0.131

Tableau VII.3.2 : Calcul de voile (VL_2)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.35	3.35	3.40	3.45
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20

	B (m^2)	0.67	0.67	0.68	0.69
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.68	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T(kN)	1336.130	1228.930	1013.070	694.620
	N_{ser} (kN)	512.22	241.63	295.55	175.30
	Vu (kN)	1870.582	1720.502	1418.298	972.468
	σ_{max} (kN/m^2)	6488.870	4755.770	3230.560	1881.490
	σ_{min} (kN/m^2)	8088.950	5199.150	4212.910	2851.780
	σs (kN/m^2)	400.00	400.00	400.00	400.00
	L_c	1.49	1.60	1.48	1.37
	L_t	1.86	1.75	1.92	2.08
	d	0.99	1.07	0.98	0.91
	$d_{adopté}$	0.93	0.87	0.96	1.04
	$d2 = L_t - d_{adopté}$	0.93	0.87	0.96	1.04
	σ_1	4044.475	2599.575	2106.455	1425.890
	N_1	1127.71	682.23	608.04	444.58
	N_2	375.90	227.41	202.68	148.19
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)	28.19	17.06	15.20	11.11
	A_{v2}/bande (cm^2)	9.40	5.69	5.07	3.70
	A_{vj} (cm^2)	51.44	47.31	39.00	26.74
	A'v1/bande/nappe	41.05	28.88	24.95	17.80
	A'v2/bande/nappe	22.26	17.51	14.82	10.39
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm^2)	10.44	11,20	10,33	9,60
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm^2)	50.24	32.16	32.16	18.08
	A'v2 adopté (cm^2)	24.12	18.46	18.46	13.56
	Choix de A (cm^2) Bande 1	2×8HA20	2×8HA16	2×8HA16	2×8HA12
	Choix de A (cm^2) Bande 2	2×6HA16	2×6HA14	2×6HA14	2×6HA12

	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		12.56	10.05	10.20	10.35
	AH adopté (cm2)		13.56	11.3	11.3	11.3
	choix de la section		2×6HA12	2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	3.102	2.853	2.317	1.566
	3,26 Mpa	τ_u	2.216	2.038	1.655	1.119
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	0.687	0.336	0.406	0.244

Tableau VII.3.3: Calcul de voile (VL_3)

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.60	1.60	1.60	1.60
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.32	0.32	0.32	0.32
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.68	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T(kN)	268.570	130.910	128.350	111.840
	N_{ser} (kN)	835.72	276.83	132.66	118.88
	Vu (kN)	375.998	183.274	179.690	156.576
	σ_{max} (kN/m²)	9027.940	8893.900	8480.120	7863.680
	σ_{min} (kN/m²)	11716.150	10289.960	10161.920	10108.410

	σs (kN/m²)	400.00	400.00	400.00	400.00
	L_c	0.70	0.74	0.73	0.70
	L_t	0.90	0.86	0.87	0.90
	d	0.46	0.49	0.49	0.47
	$d_{adopté}$	0.45	0.43	0.44	0.45
	$d2 = L_t - d_{adopté}$	0.45	0.43	0.44	0.45
	σ_1	5858.075	5144.980	5080.960	5054.205
	N_1	794.07	662.33	664.72	682.26
	N_2	264.69	220.78	221.57	227.42
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	19.85	16.56	16.62	17.06
	A_{v2}/bande (cm²)	6.62	5.52	5.54	5.69
	A_{vj} (cm²)	10.34	5.04	4.94	4.31
	A'v1/bande/nappe	22.44	17.82	17.85	18.13
	A'v2/bande/nappe	9.20	6.78	6.77	6.76
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)	4,87	5,19	5,09	4,90
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)	24.12	18.48	18.48	18.48
	A'v2 adopté (cm²)	12.3	9.04	9.04	9.04
	Choix de A (cm²) Bande 1	2×6HA16	2×6HA14	2×6HA14	2×6HA14
	Choix de A (cm²) Bande 2	2x4HA14	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
	ST	30	30	30	30
	Espacement (cm) Bande 1	10	10	10	10
	Espacement (cm) Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	6.03	4.80	4.80	4.80
	AH adopté (cm2)	6.78	5.65	5.65	5.65
	choix de la section	6HA12	5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	25	25	25

	At adoptées	**4 épingles HA8 /m²**			
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	**1.306**	**0.636**	**0.624**	**0.544**
	3,26 Mpa	τ_u	**0.933**	**0.455**	**0.446**	**0.388**
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	**2.346**	**0.796**	**0.382**	**0.342**

Tableau VII.3.4 : Calcul de voile (VT_1)

	Zone	**I**	**II**	**III**	**IV**
Caractéristiques géométriques	**hpoutre(m)**	**0.40**	**0.40**	**0.40**	**0.40**
	hauteur étage (m)	**4.08**	**3.06**	**3.06**	**3.06**
	L (m)	**1.25**	**1.25**	**1.28**	**1.30**
	e (m)	**0.20**	**0.20**	**0.20**	**0.20**
	B (m²)	**0.25**	**0.25**	**0.256**	**0.26**
	He	**4.080**	**3.060**	**3.060**	**3.060**
	h	**3.68**	**2.66**	**2.66**	**2.66**
Sollicitation de calcul	**T(kN)**	**685.750**	**623.590**	**565.390**	**544.850**
	N_{ser} (kN)	**594.84**	**126.78**	**105.73**	**70.62**
	Vu (kN)	**960.050**	**873.026**	**791.546**	**762.790**
	σ_{max} (kN/m^2)	**8730.910**	**5641.400**	**4554.180**	**4338.630**
	σ_{min} (kN/m^2)	**12169.890**	**8654.720**	**6641.720**	**5892.780**
	σs (kN/m^2)	**400.00**	**400.00**	**400.00**	**400.00**
	L_c	**0.52**	**0.49**	**0.52**	**0.55**
	L_t	**0.73**	**0.76**	**0.76**	**0.75**
	d	**0.35**	**0.33**	**0.35**	**0.37**
	$d_{adopté}$	**0.35**	**0.33**	**0.35**	**0.37**
	$d2 = L_t - d_{adopté}$	**0.38**	**0.43**	**0.41**	**0.38**
	σ_1	**6349.283**	**4893.787**	**3605.600**	**3000.360**

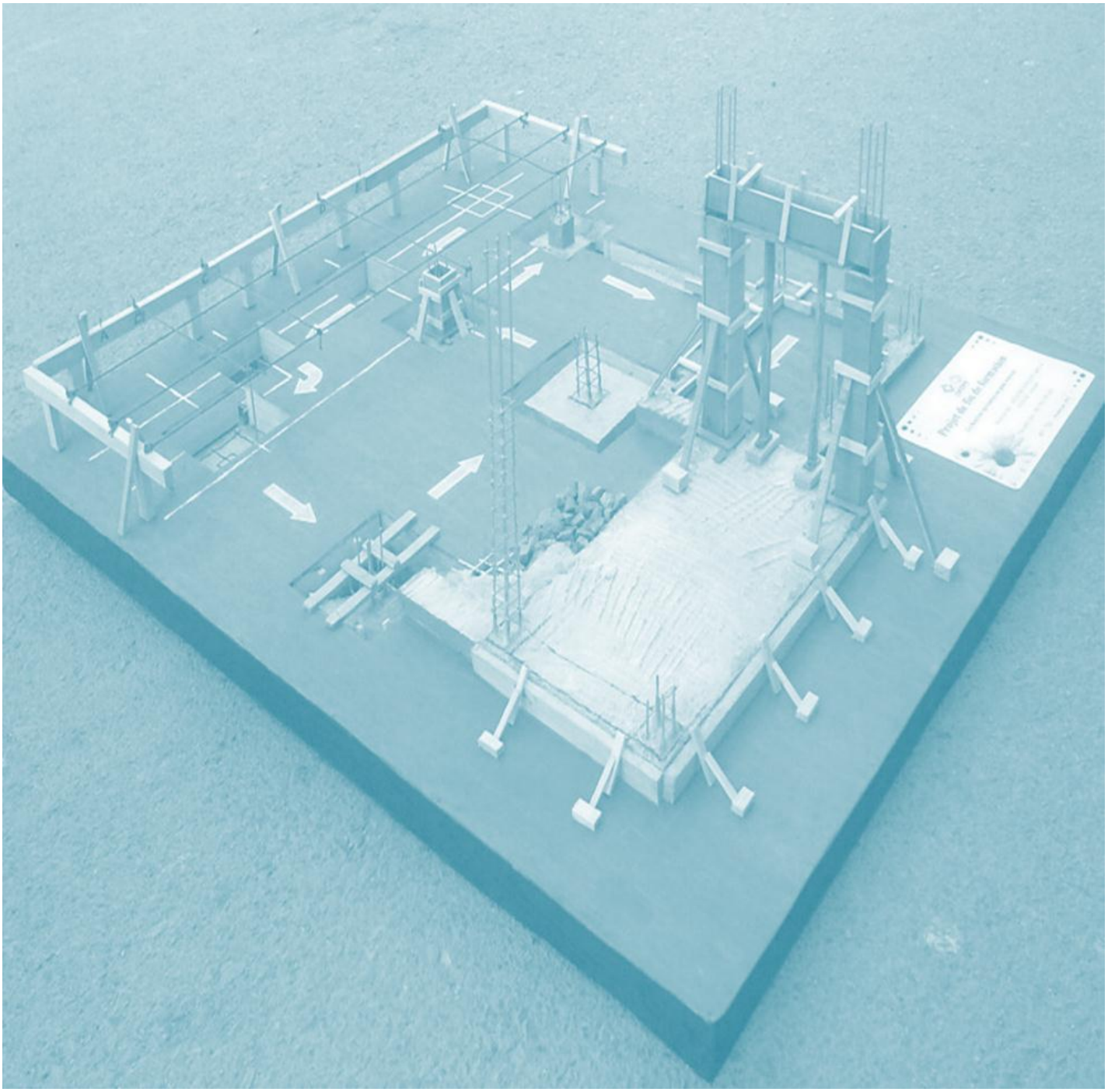
	N_1		644.67	445.53	355.70	326.83
	N_2		241.10	209.40	148.63	114.38
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		16.12	11.14	8.89	8.17
	A_{v2}/bande (cm^2)		6.03	5.24	3.72	2.86
	A_{vj} (cm^2)		26.40	24.01	21.77	20.98
	A'v1/bande/nappe		22.72	17.14	14.33	13.41
	A'v2/bande/nappe		12.63	11.24	9.16	8.10
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm^2)		3,66	3,45	3,64	3,86
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm^2)		24.12	18.46	18.46	13.56
	A'v2 adopté (cm^2)		16.08	12.3	12.3	9.04
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2×6HA16	2×6HA14	2×6HA14	2×6HA12
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2×4HA16	2×4HA14	2×4HA14	2×4HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6.03	4.62	4.62	3.90
	AH adopté (cm2)		7.84	7.84	7.84	7.84
	choix de la section		2×5HA10	2×5HA10	2×5HA10	2×5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	4.267	3.880	3.436	3.260
	3,26 Mpa	τ_u	3.048	2.772	2.454	2.328
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2.079	0.457	0.373	0.252

Tableau VII.3.5 : Calcul de voile (VT_2)

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.45	1.45	1.48	1.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m^2)	0.29	0.29	0.296	0.3
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.68	2.66	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T(kN)	723.530	649.100	637.450	331.330
	N_{ser} (kN)	1056.52	594.84	396.61	127.07
	Vu (kN)	1012.942	908.740	892.430	463.862
	σ_{max} (kN/m^2)	8313.850	6117.350	3517.850	1936.920
	σ_{min} (kN/m^2)	9015.570	8600.510	5575.030	4999.980
	σs (kN/m^2)	400.00	400.00	400.00	400.00
	L_c	0.70	0.60	0.57	0.42
	L_t	0.75	0.85	0.91	1.08
	d	0.46	0.40	0.38	0.28
	$d_{adopté}$	0.38	0.40	0.38	0.28
	$d2 = L_t - d_{adopté}$	0.38	0.45	0.53	0.80
	σ_1	4507.785	4522.277	3229.797	3708.700
	N_1	510.07	527.26	336.10	243.16
	N_2	170.02	201.48	169.79	297.42
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)	12.75	13.18	8.40	6.08
	A_{v2}/bande (cm^2)	4.25	5.04	4.24	7.44
	A_{vj} (cm^2)	27.86	24.99	24.54	12.76
	A'v1/bande/nappe	19.72	19.43	14.54	9.27
	A'v2/bande/nappe	11.21	11.28	10.38	10.62

armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm^2)		4,87	4,22	4,01	2,93
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm^2)		28,14	24.12	18.48	13.56
	A'v2 adopté (cm^2)		28,14	11.3	11.3	11.3
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2×6HA16	2×6HA16	2×6HA14	2×6HA12
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6.03	6.03	4.62	4.50
	AH adopté (cm2)		6.78	6.78	4.71	4.71
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b$ = 5MPa	τ_b	3.881	3.482	3.350	1.718
	3,26 Mpa	τ_u	2.772	2.487	2.393	1.227
	$\overline{\sigma}_{bc}$ = 15MPa	σ_{bc}	3.239	1.824	1.225	0.397

CHAPITRE VIII
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VIII.1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).
Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal :** charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles :** Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique ont : (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes :** Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont : (pieux, puits).

VIII .2) Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivant :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VIII.3) 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 σ_{sol} **= 2 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII .4) pré dimensionnement des fondations :

VIII.4.1) 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 :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad \text{(Poteau carré).}$$

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$

$$N_{ser} = 1210.52\,KN \quad , \overline{\sigma}_{sol} = 200\,KN/m^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.46 m^2$$

- **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.

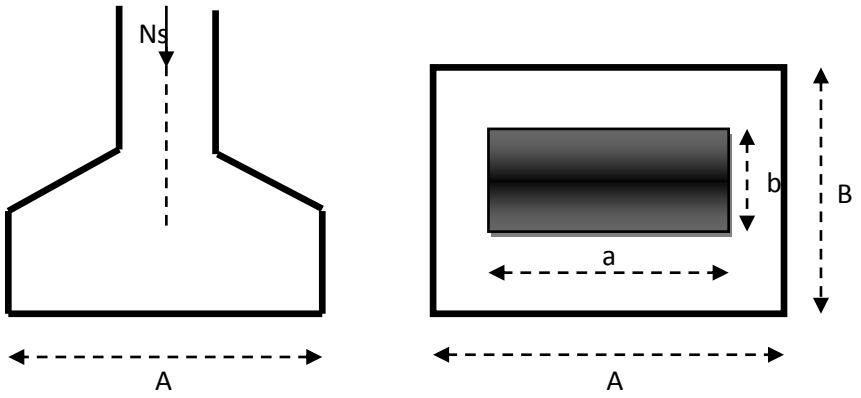


Figure VIII.1 : Schéma de la semelle isolée.

VIII.4.2) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l' ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

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 ;
σ_{sol}: Contrainte admissible du sol (σ_{sol}=0,2 MPa).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinale:**

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m^2)
VL_{11}	645.69	4.6	0.701	3.228
VL_{12}	651.86	4.6	0.708	3.259
VL_{21}	600.74	3.85	0.780	3.003
VL_{22}	550.50	3.85	0.714	2.752
VL_{31}	761.86	1.60	2.380	3.809
VL_{32}	203.12	1.60	0.634	1.015
VL_{33}	193.95	1.60	0.606	0.969
				18.04

Tableau VIII.1: Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

- **Sens transversale:**

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m^2)
VT_{11}	645.69	1.5	2.152	3.22
VT_{12}	828.41	1.5	2.761	4.14
VT_{13}	751.85	1.5	2.506	3.76
VT_{14}	651.86	1.5	2.172	3.26
VT_{15}	600.74	1.5	2.002	3.00
VT_{16}	767.59	1.5	2.558	3.84
VT_{17}	568.70	1.5	1.895	2.84
VT_{18}	544.17	1.5	1.813	2.72
VT_{21}	761.86	1.7	2.240	3.81
VT_{22}	761.86	1.7	2.240	3.81
				34.41

Tableau VIII.2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est : $\mathbf{A_{sv} = S_1+S_2 = 18.04+ 34.41 = 52.45\ m^2}$

VIII.4.3) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) 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.

b) Etapes de calcul :

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

2- Détermination de coordonnée de la résultante R :$e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$.

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 : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

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)**
1	828.41	6.286	-5.75	-4763.3575
2	1210.52	0.639	-1.15	-1392.098
3	1134.13	0.445	1.9	2154.847
4	767.59	4.762	5.75	4413.6425
Somme	3940.65	12 ,132		413.034

Tableau VIII.3 : Détermination de la résultante des charges.

c) Exemple de calcul :

- ✓ La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 5665{,}71$
- ✓ Coordonnées de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = \frac{413.0.34 + 12.132}{3940.65} = 0.10$
- ✓ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$e = 0.10 \leq \frac{L}{6} = \frac{11.5}{6} = 1.92\ m$ ⟶ Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3940.65}{11.50}\left(1 + \frac{6 \times 0.10}{11.50}\right) = 360.54\ KN/m^2$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3940.65}{11.50}\left(1 - \frac{6 \times 0.10}{11.50}\right) = 324.78\ KN/m^2$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3940.65}{11.50}\left(1 + \frac{3 \times 0.10}{11.50}\right) = 351.60\ KN/m^2$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{351.60}{200} = 1{,}75m$$

On prend **: B = 1,9 m.**
On aura donc **S =1,9 ×11.5 =21.85 m²**

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : **St = S × n+Sv**

St =21.85 x7+ 52.45 =205.4 m²
n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$\boldsymbol{S_{bat}}$ **= 21.3x11.5=244.95 m²**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{205.4}{244.95} = 0.83 \longrightarrow 83\ \%\ \text{de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 57,1 % 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 .5) 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. 5.1) Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

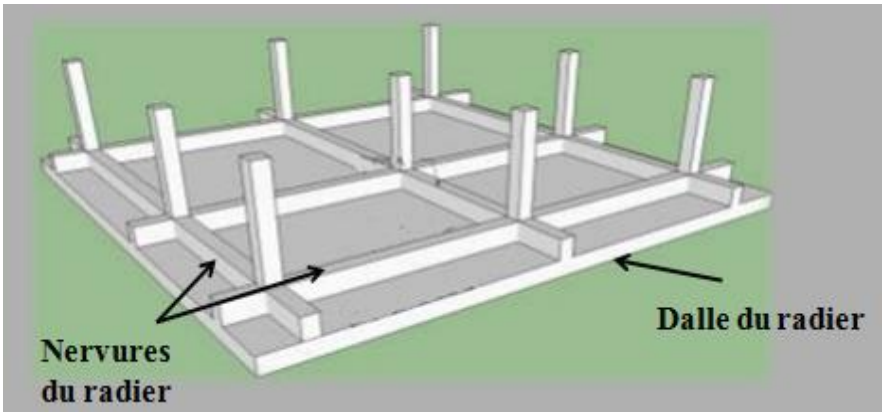


Figure VIII.2: Schéma représentatif d'un radier général.

1) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles:**

-Epaisseur du radier est:

$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$ $\quad 0{,}57 \leq h \leq 0{,}92$

soit : h_r = 90cm.

2) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
Le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ ce qui conduit à $\mathbf{h \geq \sqrt[3]{(\frac{2}{\pi} L_{max})^4 \times \frac{3k}{E}}}$

Avec :
Le : Longueur élastique ;
K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface
5MPa ⟶ Trés mauvais sol
40 MPa ⟶ sol moyen
120 MPa ⟶ Trés bon sol
On prend : K= 40 MPa pour un sol moyen;
I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;
E : Module de déformation longitudinale déférée $\boldsymbol{E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87MP}$

L_{max} : Distance maximale (L_{max}=.4.60m)

d'où: $h \geq \sqrt[3]{(\frac{2}{\pi} \times 4.6)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.93\ m$

- ✓ **On prend** : **h_r = 95cm.**

- **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ avec une hauteur minimale de 25 cm

$h_d \geq \frac{460}{20} = 23$ cm

✓ **On prend** : h_d **= 40cm.**

- **Nervure (poutre) :**

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$hn = \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow h_n \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

✓ **On prend :** h_n **= 55cm.**

D'où: $0.4h \leq b_n \leq 0.7h \rightarrow 0.4 \times 95 \leq b_n \leq 0.7 \times 95$

$38 \leq b_n \leq 66.5 \rightarrow \mathbf{b_n = 50\ cm}$

- **Résultats :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

3) Hauteur de la dalle: h_d **= 40 cm.**
4) Hauteur de la nervure: h_t **= 95 cm.**
5) Largeur de la nervure: b_n **= 50 cm.**

VIII.5.2) Détermination des efforts :

A) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : G = 29252.96 KN

Charge d'exploitation : Q = 3973.83 KN

B) Combinaison d'action :

- **A l'ELU :** N_U =1,35G+1,5 Q = 45452,24 KN
- **A l'ELS :** N_S = G +Q = 33226,79 KN

C) Détermination de la surface nécessaire du radier :

L'ELU : $S_{nrad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1{,}33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{45452.24}{1{,}33 \times 200} = 170.87 m^2$

L'ELS : $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{33226.79}{200} = 166.13 m^2$

D'où : S_{rad} =max (S^{ELU} ; S^{ELS})=170.87 m^2.

$S_{bat} = 244.95m^2 > S_{rad} = 170.87m^2$

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 :

$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right)$ Avec h : la hauteur de la nervure.

$L_{déb} \geq \max\left(\frac{95}{2}; 30\right) \rightarrow L_{déb} \geq 47.5cm$

On prend **$L_{déb}$= 50 cm.**

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$ ⟶ $S_{déb}=[(L_x+L_y) \times L_{déb}]\times 2= [(11.5+21.30)\times 0.5]\times 2=32.8\ m^2$.

S_{rad} = 244.95 + 32.8 =495,665

S_{rad} = 277.75 m^2.

D) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Poids de radier :

P_{rad} = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle :** $g_1 = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 277.75 \times 0.4 \times 25 = \mathbf{2777.5\ KN}$

- **Poids des nervures :** $g_2 = b_n \times h_n \times L \times n \times \rho_b$

  $g_2=[(0.5\times 0.55\times 11.5\times 7\times 25)+(0.5\times 0.55\times 21.3\times 4\times 25)]$

  g_2=1139.18 KN

- **Poids du TVO** :$g_3=(S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d)\times \rho$

  Avec : $S_{nerv}= b_n \times L\times n =(0,5\times 11.5\times 7)+(0,5\times 21.3\times 4)$ = **82.85 m^2.**

  $g_3=(277.75– 82.85) \times(0,95 – 0,4)\times 17$ =**1822.32 KN .**

- **Poids de la dalle flottante libre :** $g_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$

  $g_4 =(277.75 – 82.85)\times 0,1\times 25$=**487.25KN.**

$p_{rad}= g_1+g_2+g_3+g_4$=2777.5+1139.18+1822.32+487.25=**6226.25 KN**

b) Charge permanente apportée sur le radier GT :

G_T =P (superstructure) + P (infrastructure)

= 29252.96 +6226.25 =**35479.21 KN**.

c) Charge d'exploitation apportée sur le radier QT :

Surcharge du bâtiment : Q_{bat}= 3973.83 KN
Surcharge du radier : Q_{rad}= 3.5× 277.75= 972.125 KN
Surcharge totale : Q_T = 4945.955 KN

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU : N_U =1,35G_T+1,5 Q_T =1,35×35479.21 +1,5 ×4945.955 = **55315.86 KN**
A l'ELS : N_S = G_T +Q_T =35479.21 +4945.955 =**40425.16 KN**

VIII.5.3) vérifications :

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que: $\tau_u = \frac{T^{max}{}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$

b=100 cm ; d=0.9h_d=0.9×40 =36 cm

$$T^{max}{}_u = q_u \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{55315.86 \times 1}{277.75} \times \frac{4{,}60}{2} = 458.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{458.06}{1 \times 0{,}36} = 1272.38 \ \frac{KN}{m^2} = 1{,}27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa\right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2.5MPa$$

$\tau_u = 1{,}27 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5MPa \rightarrow$ 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.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)}.h$$

$\mathbf{M_{j(k=0)}}$: Moment sismique à la base du bâtiment

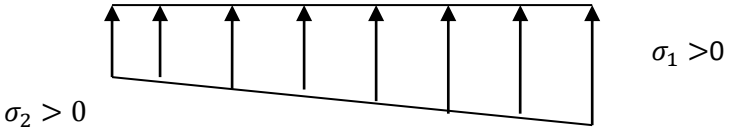
$\mathbf{T_{j(k=0)}}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

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.3 : Diagramme des contraintes du sol.

$\sigma_{sol} = 200$ KN /m^2 , $1{,}33\,\sigma_{sol} = 266$ 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.

$N_u = 55315.86\ KN$ $N_s = 40425.16$ KN

- **Calcul du CDG et des moments d'inertie :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 10.65 \qquad \mathbf{Y_G} = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5.75$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

X_i , Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{21.3 \times 11.5^3}{12} = 2699.55\ m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{11.5 \times 21.3^3}{12} = 9260.94\ m^4$$

- **Calcul des moments:**

M_x=3369.47+(1171.99×0,95) ⟶ **M_x= 4424.261 KN.m**

M_y=11559.14+(2170.73×0,95) ⟶ **M_y= 13512.79 KN.m**

- **Sens longitudinal xx:**

M_x= 4424.261 KN.m

- **Al' ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{55315.86}{277.75} + \frac{4424.261}{2699.55} \times 10.65 = 216.61\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{55315.86}{277.75} - \frac{4424.261}{2699.55} \times 10.65 = 181.70\ KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 216.61 + 181.70}{4} = 207.88\ KN/m^2$$

$\sigma_m = 207.88\ KN/m^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 KN/m^2$…Condition vérifiée.

- **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{40425.16}{277.75} + \frac{4424.261}{2699.55} \times 10.65 = 162.99\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{40425.16}{277.75} - \frac{4424.261}{2699.55} \times 10.65 = 128.09\ KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 162.99 + 128.09}{4} = 154.26\ KN/m^2$$

$\sigma_m = 154.26\ KN/m^2 < \sigma^{cal}_{sol} = 200 KN/m^2$……Condition vérifiée.

➢ **Sens transversale yy:**

M_y= 13512.79 KN.m

- **A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{55315.86}{277.72} + \frac{13512.79}{9260.94} \times 5.75 = 207.56\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{55315.86}{277.75} - \frac{13512.79}{9260.94} \times 5.75 = 190.76\ KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 207.56 + 190.76}{4} = 203.36\ KN/m^2$$

$\sigma_m = 203.36\ KN/m^2 < 1.33\sigma^{cal}_{sol} = 266 KN/m^2$…Condition vérifiée.

- **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{40425.16}{277.75} + \frac{13512.79}{9260.94} \times 5.75 = 153.93\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{40425.16}{277.75} - \frac{13512.79}{9260.94} \times 5.75 = 137.15 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153.93 + 137.15}{4} = 149.73 KN / m^2$$

$\sigma_m = 149.73\ KN / m^2 < \sigma^{cal}_{sol} = 200 KN / m^2$…Condition vérifiée

C) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045\ \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

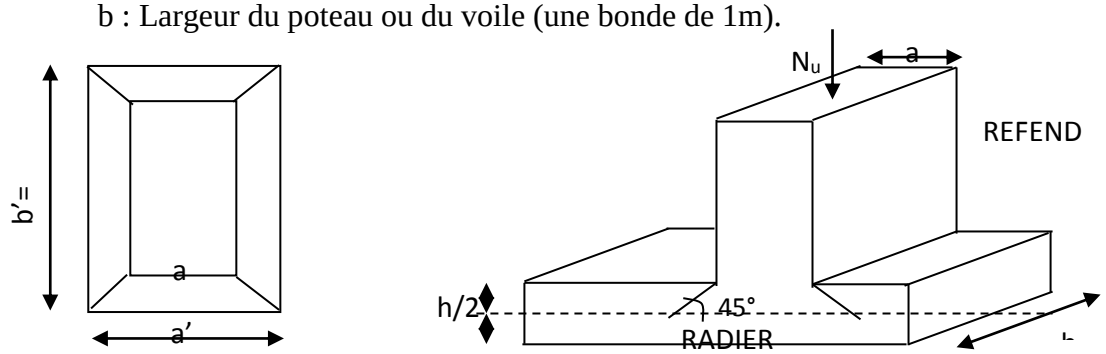


Figure VIII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0{,}50 + 0{,}50 + 2 \times 0{,}95) = 5.8m$$

N_u = 1661.80KN.m.

$$N_u = 1661.80 < \frac{0{,}045 \times 5.8 \times 0{,}95 \times 25000}{1{,}5} = 4132.5 KN.m$$

- **Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0{,}2 + 1.5 + 2 \times 0{,}95) = 7.2m$$

N_u = 1136.86 KN.m.

$$N_u = 1136.86 < \frac{0{,}045 \times 7.2 \times 0{,}95 \times 25000}{1{,}5} = 5130 KN.m$$

VIII .6) ferraillage de radier :

Le ferraillage 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 ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**

VIII.6.1) Les contraintes prise en compte dans les calculs :

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- ✓ La contrainte moyenne max à **l'ELU** : $\boldsymbol{\sigma_m = 207.88\ KN/m^2}$
- ✓ La contrainte moyenne max à **l'ELS** : $\boldsymbol{\sigma_m = 154.26\ KN/m^2}$

D'où :

- **A l'ELU :**

$$qu = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 207.88 - \frac{6226.25}{277.75} = 205.63 KN/m^2$$

- **A l'ELS :**

$$qs = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154.26 - \frac{6766.48}{277.75} = 152.09 KN/m^2$$

VIII.6.2) Ferraillage de la dalle :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.
Avec : b =100 cm ; h =40 cm

A) Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

- **1er cas:** $\boldsymbol{\rho_x = \frac{l_x}{l_y}} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens.(Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2éme cas:** $\boldsymbol{0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y}} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

✓ Dans le sens de la petite portée $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times lx^2$

✓ Dans le sens de la grande portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_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 : $l_x = 4\,m$ $l_y = 4.60m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4,60} = 0,86$ $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Panneau	L_x (m)	L_y(m)	$\rho = \frac{lx}{ly}$	ELU		ELS	
				U_x	U_y	U_x	U_y
1	4	4,6	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791

C) Calcul a l'ELU :

1) Evaluation des moments Mx, My :

$$\nu = 0; \rho = 0,86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

On aura donc:

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times lx^2$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$M_{0x} = 0,0498 \times 205.63 \times 4^2 = \mathbf{163.84\ KN.m}$

$M_{0y} = 0,693 \times 163.84 = \mathbf{113.54\ KN.m}$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrements 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 sur appuis intermédiaire :**
  Ma-x = 0.5x 163.84 =81.92 KN.m
  Ma-y = 0.5x 113.54=56.77 KN.m

- **Moments sur appuis de rive :**
  Ma-x = 0.30x 163.84 = 49.15KN.m
  Ma-y = 0.30x 113.54 = 34.06 KN.m

- **Moments en travée :**
  Mt-x = 0.85 x 163.84 = 139.26 KN.m

Mt-y = 0.85x 113.54= 96.50 KN.m

2) Ferraillage a l'ELU :

- **le sens x – x (longitudinal) :**
  - **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.15 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,020 \langle u_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{49.15 \times 10^3}{0,990 \times 38 \times 348} = 3.75 cm^2$$

Soit : **6HA14 =9.24 cm²/ml**

avec : **S_t=20 cm.**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{139.26 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,06 \langle u_l = 0,392 \longrightarrow$$ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,06 \rightarrow \beta = 0,969$$ (Tableau)

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} \frac{139.26 \times 10^3}{0,963 \times 38 \times 348} = 10.93 cm^2$$

Soit : **6HA16 =12.06cm²/ml**

Avec : **S_t = 20 cm**

- **le sens y - y (transversal):**
  - **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.06 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,016 \langle u_l = 0,392 \longrightarrow$$ La section est simplement armée.

$$u_u = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{34.06\times10^3}{0,992\times38\times348} = 2,59cm^2$$

Soit : **5HA14 =7.70 cm² /ml**

Avec : **S_t=25cm**

❖ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b\times d^2\times f_{bc}} = \frac{96.50\times10^3}{100\times38^2\times14,2} = 0,044\langle u_l = 0,392 \longrightarrow$$ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$ (Tableau)

$$A_{st} = \frac{Mt}{B\times d\times\sigma_{st}} \frac{96.50\times10^3}{0,978\times38\times348} = 7.46cm^2$$

Soit :
: **5HA16 =10.07 cm² /ml**

Avec : **S_t = 25 cm**

3) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2}$$ Avec ρ_0= 0,0008 pour HA FeE400

$$A_{min} = 0,0008\times100\times40\times\frac{3-0,86}{2} = 3,42cm^2/ml$$

✓ **Aux appuis :** $\begin{cases} A_{ua}^x = 9.24cm^2 > A_{min} = 3,6cm^2/ml \rightarrow condition\ vérifiée \\ A_{ua}^y = 7.70cm^2 > A_{min} = 3,6cm^2/ml \rightarrow condition\ vérifiée \end{cases}$

✓ **En travée :** $\begin{cases} A_{ut}^x = 12.06cm^2 > A_{min} = 3,6cm^2/ml \rightarrow condition\ vérifiée \\ A_{ut}^y = 10.07cm^2 > A_{min} = 3,6cm^2/ml \rightarrow condition\ vérifiée \end{cases}$

- **Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42):**
  L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle :

✓ **Sens x-x :**

$S_t \leq \min\{3h; 33cm\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33cm\}$

$S_t = 20cm < 33cm \rightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **Sens y-y :**

$S_t \leq \min\{4h; 45cm\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33cm\}$

$S_t = 25cm < 45cm \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \min(0{,}5 \ \frac{fc_{28}}{\gamma_b} \ ; 4) = 2{,}5$$

$$V_u^{max} = \frac{q_{u \times l}}{2} = \frac{205.63 \times 4.6}{2} = 472.94$$

$$\tau_u = \frac{472.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}4} = 1.18 \leq 2{,}5$$ **Condition vérifiée.**

D) Calcul a l'ELS :

1) Evaluation des moments Mx, My :

$$.\nu = 0{,}2; \rho = 0{,}86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0569 \\ \mu_y = 0{,}791 \end{cases}$$

On aura donc:

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times lx^2$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$M_{0x} = 0{,}0569 \times 152.09 \times 4{,}00^2 = \mathbf{138.46KN.m}$

$M_{0y} = 0{,}791 \times 138.46 = \mathbf{109.52KN.m}$

➢ **Moments sur appuis intermédiaire :**

Ma-x = 0.5x 138.46 = 69.23 KN.m

Ma-y = 0.5x 109.52 = 54.79 KN.m

➢ **Moments sur appuis de rive :**

Ma-x = 0.30x138.46 = 41.53KN.m

Ma-y = 0.30x 109.52= 32.85 KN.m

➢ **Moments en travée :**

Mt-x = 0.85 x138.46 = 117.69 KN.m

Mt-y = 0.85x 109.52 = 93.09 KN.m

2) Vérification a L'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**
  - ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{49.15}{41.59} = 1{,}18 \text{ Avec } \mu_u = 0{,}020 \longrightarrow \alpha = 0{,}0252$$

$$\alpha = 0{,}0252 \leq \frac{1{,}18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}34 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

  - ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{139.26}{117.69} = 1{,}18 \text{ Avec } \mu_u = 0{,}06 \longrightarrow \alpha = 0{,}0774$$

$$\alpha = 0{,}0774 \leq \frac{1{,}18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}34 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**
  - ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{34.06}{32.85} = 1.03 \text{ Avec } \mu_u = 0{,}016 \longrightarrow \alpha = 0{,}0201$$

$$\alpha = 0{,}0201 \leq \frac{1.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}26 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

  - ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{96.50}{93.09} = 1.04 \text{ Avec } \mu_u = 0{,}044 \longrightarrow \alpha = 0{,}0562$$

$$\alpha = 0{,}0562 \leq \frac{1.04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VIII.6.3) Ferraillage de débord :

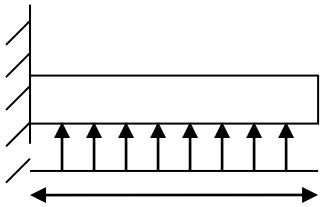
Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L= 50 cm , soumise à une charge uniformément repartie

A) Sollicitation de calcul :

- **A l'ELU :**

q_u = 205.63 KN/ml

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-205.63 \times 0.5^2}{2} = -25.70 KN.m$$



50 cm

Figure VII.5 : Schéma statique du débord

- **A l'ELS :**

q_s = 152.09 KN/ml

$$Ms = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-152.09 \times 0{,}5^2}{2} = -19.01 KN.m$$

B) Calcul des armatures :

1) Armatures principales :

b= 1 m; d = 38 cm; f_{bc} = 14.2 MPa; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.70 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0{,}012 < \mu_e = 0{,}392 \Rightarrow SSA$$

$\mu_u = 0{,}012 \rightarrow \beta_u = 0{,}994$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.70 \times 10^3}{0{,}994 \times 38 \times 348} = 1.95 cm^2 / ml$$

$A_u = 5HA12 = 5.65 cm^2$

Avec :**S_t = 25cm**

2) Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}412 cm^2 \Rightarrow$ On prend 4HA8 = 2.01 cm^2……S_t = 20 cm.

C) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 38 \times 2.1}{400} = 4.58 cm^2$$

$A_{\min} = 4.58 cm^2 < A_u = 5{,}65 cm^2$ ⟶ **Condition vérifie**

D) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25.70}{19.01} = 1.35$$

$$\mu = 0{,}012 \longrightarrow \alpha = 0{,}0151$$

$$\alpha = 0{,}0151 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1{,}35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}425 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

VIII.6.4) Ferraillage 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.

Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur Lm), et le même effort tranchant (largeur Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

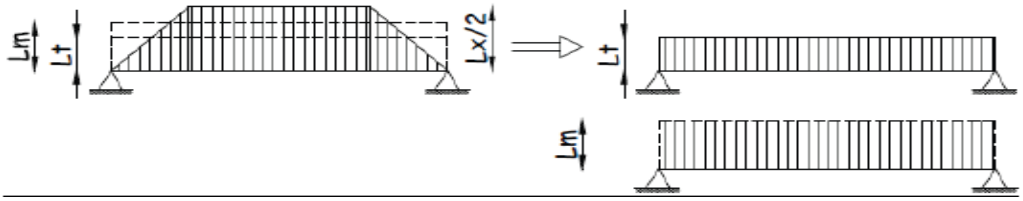


Figure VIII.6: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter

1er Cas : **Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)}$

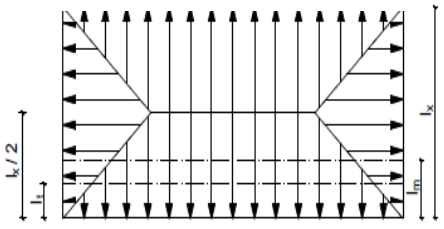


Figure VII.7: Répartition trapézoïdale.

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)}$

2ème Cas : **Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = 0.333x\, l_x}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = 0.25x\, l_x}$

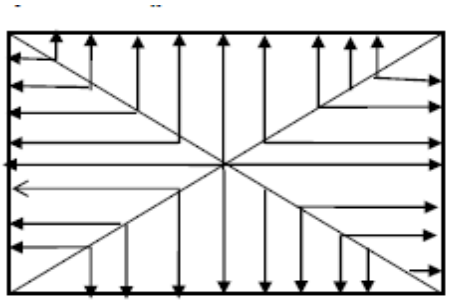


Figure VII.8 : Répartition triangulaire.

A) Détermination des charges :

$$\mathbf{q_u} = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(207.88 - \frac{6226.25}{277.75} - \frac{1139.18}{82.85}\right) \times 1\ \text{ml} = \mathbf{171.71\ KN/ml}$$

$$\mathbf{q_s} = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(154.26 - \frac{6226.25}{277.75} - \frac{1139.18}{82.85}\right) \times 1\ \text{ml} = \mathbf{118.09\ KN/ml}$$

- **Pour les moments fléchissant :**

  $\mathbf{Q_U} = q_u\, l_m$

  $\mathbf{Q_S} = q_S\, l_m$

- **Pour les efforts tranchants :**

  $\mathbf{Q_U} = q_u\, l_t$

  $\mathbf{Q_S} = q_S\, lt$

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	4	4.6	0.86	triangulaire	1.33	1	171.71	118.09	228.37		157.05		171.71		118.09	
	2	4	3.85	1.039	trapézoïdale.	1.28	0.96	171.71	118.09	219.78	448.16	151.15	308.21	164.84	336.55	113.36	231.45
B - C	1	3.5	4.6	0.760	triangulaire	1.16	0.87	171.71	118.09	199.18	398.36	136.98	273.96	149.38	298.77	102.73	
	2	3.5	3.85	0.909	triangulaire	1.16	0.87	171.71	118.09	199.18		136.98		149.38		102.73	205.47
C - D	1	3.5	4.6	0.760	triangulaire	1.16	0.87	171.71	118.09	199.18	398.36	136.98	273.96	149.38	298.77	102.73	
	2	3.5	3.85	0.909	triangulaire	1.16	0.87	171.71	118.09	199.18		136.98		149.38		102.73	205.47
D - E	1	3.5	4.6	0.760	triangulaire	1.16	0.87	171.71	118.09	199.18	398.36	136.98	273.96	149.38	298.77	102.73	
	2	3.5	3.85	0.909	triangulaire	1.16	0.87	171.71	118.09	199.18		136.98		149.38		102.73	205.47
E - F	1	3.5	4.6	0.760	triangulaire	1.16	0.87	171.71	118.09	199.18	398.36	136.98	273.96	149.38	298.77	102.73	
	2	3.5	3.85	0.909	triangulaire	1.16	0.87	171.71	118.09	199.18		136.98		149.38		102.73	205.47
F - G	1	3.3	4.6	0.717	triangulaire	1.09	0.82	171.71	118.09	187.16	374.32	128.71	257.43	140.80	281.60	96.83	
	2	3.3	3.85	0.857	triangulaire	1.09	0.82	171.71	118.09	187.16		128.71		140.80		96.83	193.66

Tableau VIII.4 : 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	4	4.6	0.86	Triangulaire	1.49	1	171.71	118.09	255.84	497.95	175.95	342.46	194.03	379.47	133.44	260.97
	2	3.5	4.6	0.76	Triangulaire	1.41	0.8	171.71	118.09	242.11		166.50		185.44		127.53	
2-3	1	4	3.05	1.31	trapézoïdal	0.85	0.68	171.71	118.09	145.95	314.22	100.37	216.10	116.76	243.82	80.30	167.68
	2	3.5	3.05	1.14	trapézoïdal	0.98	0.74	171.71	118.09	168.27		115.72		127.06		87.38	
3-4	1	4	3.85	1.03	trapézoïdal	1.28	0.96	171.71	118.09	219.78	439.57	151.15	302.31	164.84	329.68	113.36	226.73
	2	3.5	3.85	0.90	Triangulaire	1.28	0.96	171.71	118.09	219.78		151.15		164.84		113.36	

Tableau VIII.5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

B) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

1) Sens longitudinal :

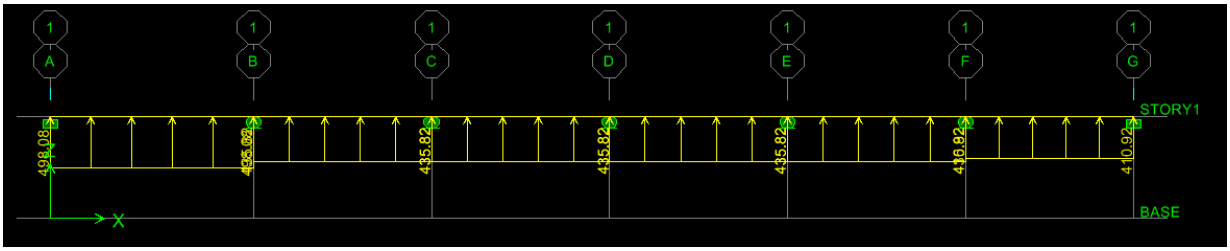


Figure VIII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

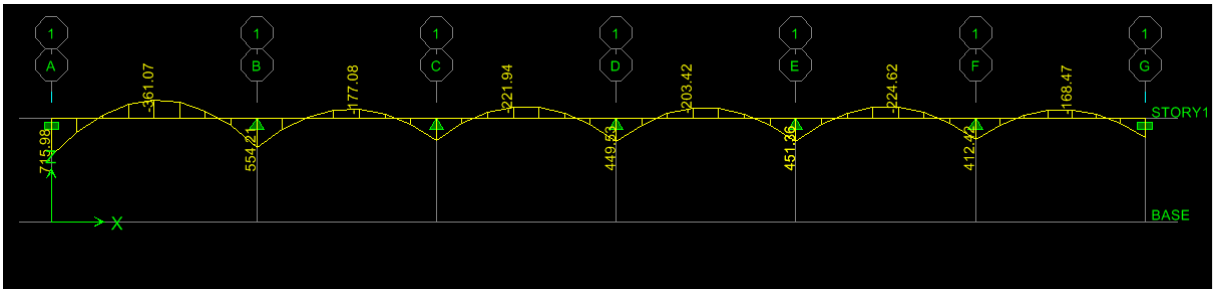


Figure VIII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

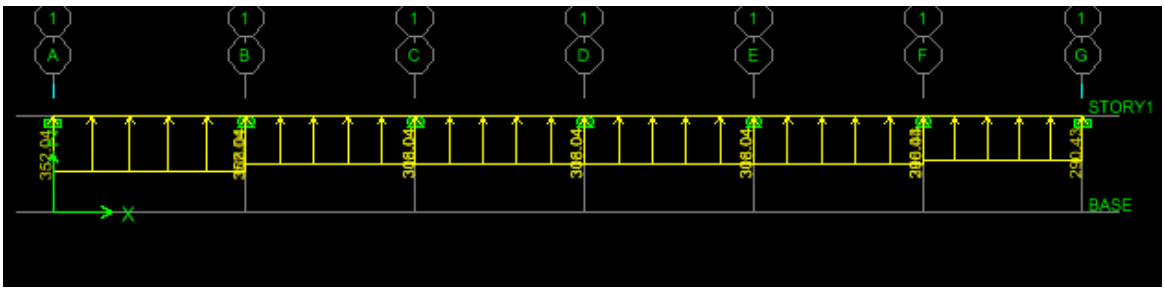


Figure VIII.11 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

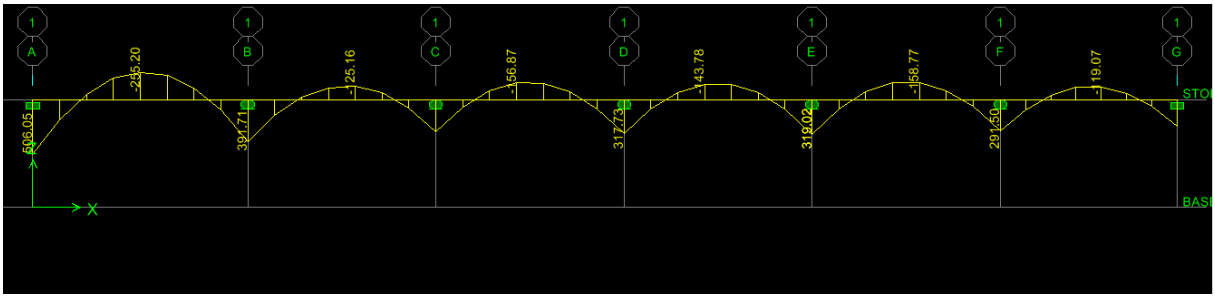


Figure VIII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

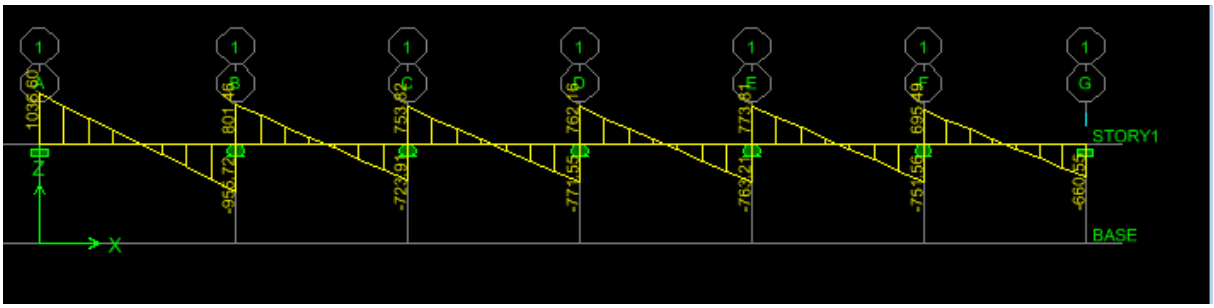


Figure VIII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens longitudinal).

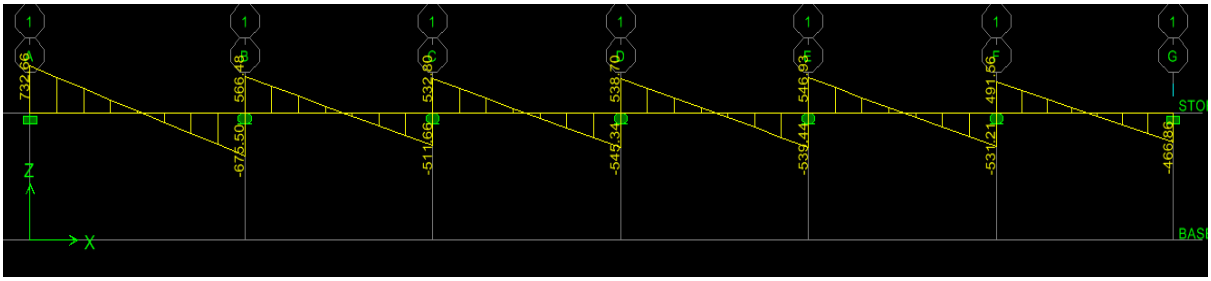


Figure VIII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens longitudinal).

2)Sens transversale :

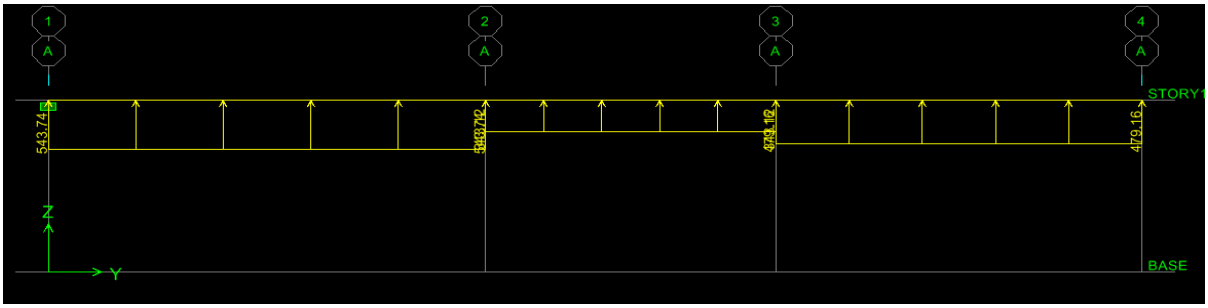


Figure VIII.15 : Schéma statique de la nervure ELU (Sens transversale**).**

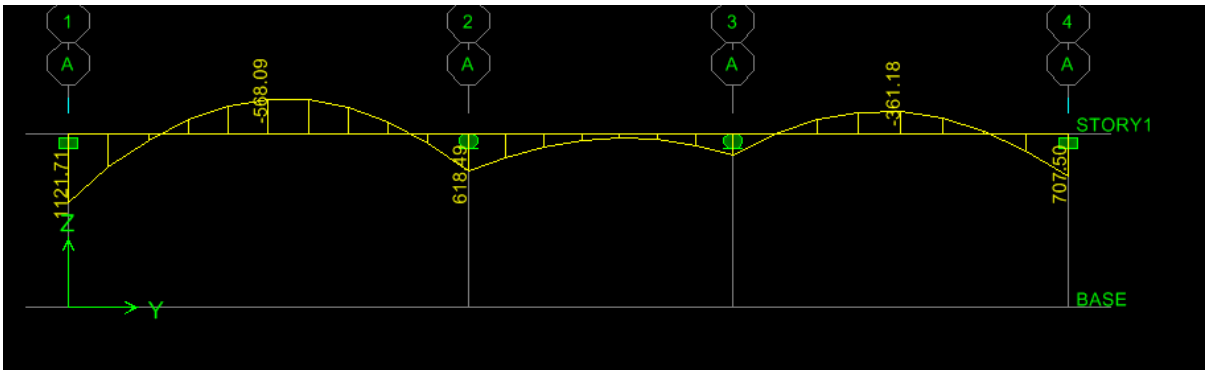


Figure VIII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

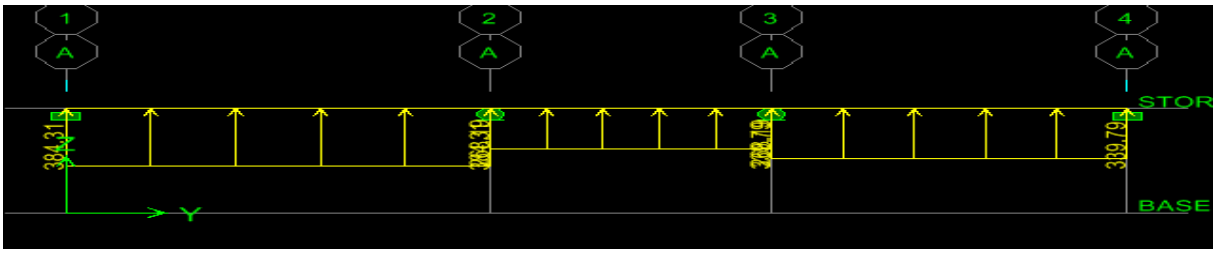


Figure VIII.17 Schéma statique de la nervure ELS (Sens transversale).

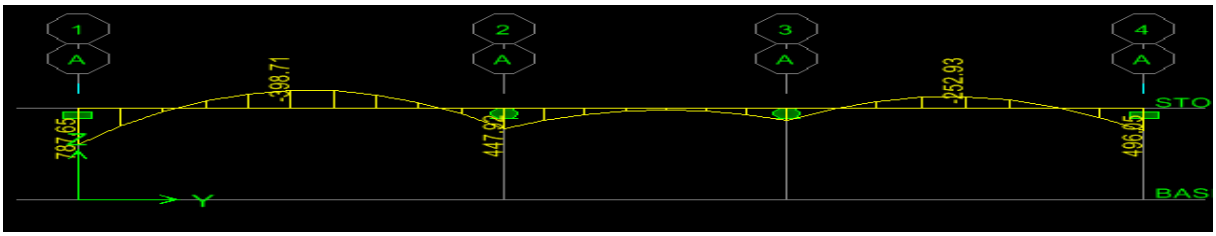


Figure VIII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS**.**

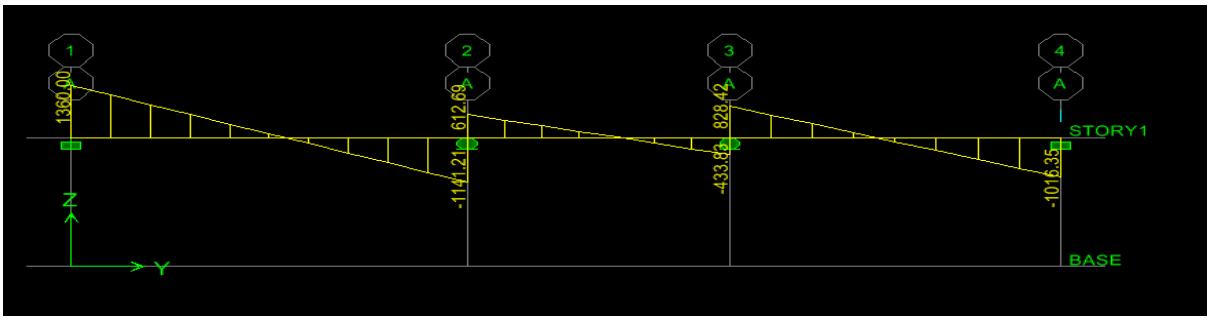


Figure VIII.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

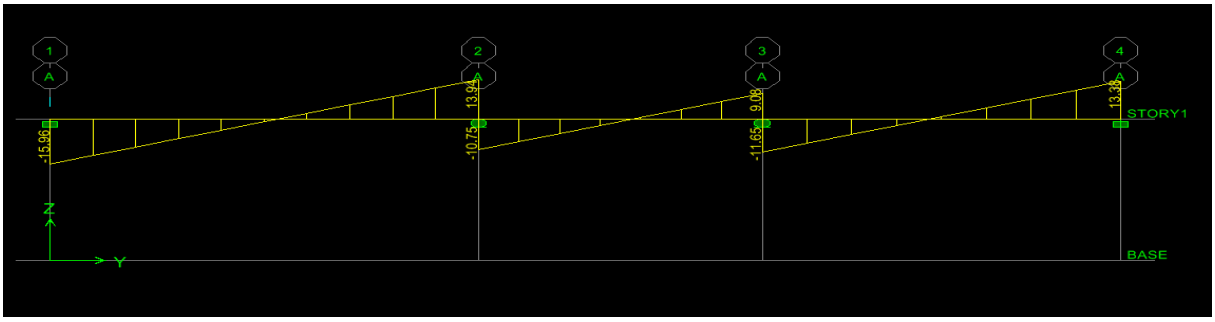


Figure VIII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

C) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	702.39	573.49	876.51	518.96
M_{tmax} (KN.m)	350.44	239.01	608.87	365.94
T_{max} (KN)	778057	619.30	903.70	696.92

Tableau VIII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

D) Le ferraillage :

1) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b =50 [cm], h = 95[cm], d = 90 [cm], fbc = 14, 2 [MPa], σst = 348 [MPa]

✓ **Exemple de calcul :**

$M_{tumax} = 350.44\ [KN.m]$; $M_{aumax} = -702.39\ [KN.m]$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{702.39 \times 10^3}{50 \times 90^2 \times 14,2} = 0,122 < 0,392 \longrightarrow \textbf{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,122 \longrightarrow \beta = 0.935$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{702.39 \times 10^3}{0\,,935 \times 90 \times 348} = 23.98\ [cm^2]$$

Soit : 5HA20+5HA16 =25.75 **[cm²]**

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm²]	choix	A_{adop} [cm²]	St [cm]
Sens longitudinal	Appui	702.39	0,122	0,935	23.98	5HA20+5HA16	25.75	15
	Travée	350.44	0,060	0,969	11.55	5HA14+5HA14	15.40	15
Sens transversal	Appui	746.51	0,130	0,930	25.62	5HA20+5HA16	25.75	15
	travée	538.87	0,094	0,951	18.09	5HA16+5HA16	20.10	15

Tableau VIII.7 : Ferraillage des nervures à L'ELU.

2) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\ [\mathbf{mm}]$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\emptyset = 8$ [mm]

On prend un cadre et un étrier de $\emptyset = 8$ [mm]

- **Espacement des armatures :**

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right\} = \min\left\{\frac{95}{4}; 12 \times 2\right\} = \{23{,}75\ ; 24\}$$

Soit $\mathbf{S_t = 20\ [cm]}$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{95}{2} = 47.5[\text{cm}]$$

Soit $\mathbf{S_t = 20\ [cm]}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 20 \times 50 = 3\ [\text{cm}^2]$$

Soit A_t = 6HA 8 = 3,02 cm^2 (01 cadres et 01 étrier).

3) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 50 \times 90 \times 2{,}1}{400} = 5.43\ [\text{cm}^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$A_{adopté} = 25.75[\text{cm}^2] > A_{min} = 5.43[cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$A_{adopté} = 15.40\ [\text{cm}^2] > A_{min} = 5.43\ [cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$A_{adopté} = 20.10\ [\text{cm}^2] > A_{min} = 5.43\ [cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{umax} = 778.57[KN]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}15 f_{c28}}{1{,}5}; 4\ [MPa]\right) = \min(2{,}5\ [MPa]; 4\ [MPa]) = 2{,}5\ [MPa]$$

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{778.57\times10^3}{500\times900} = 1.73\ [MPa] \leq \bar{\tau} = 2{,}5 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

4) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **Sens X-X :**

❖ **Aux appuis :**

$\gamma = \frac{702.39}{573.49} = 1{,}22$ Avec $\mu_u = 0{,}122 \longrightarrow \alpha = 0{,}1631$

$\alpha = 0{,}1631 \leq \frac{1{,}22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}36 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **En travée :**

$\gamma = \frac{350.44}{239.01} = 1{,}47$ Avec $\mu_u = 0{,}060 \longrightarrow \alpha = 0{,}0774$

$\alpha = 0{,}0774 \leq \frac{1{,}47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}48 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sens Y-Y :**

❖ **Aux appuis :**

$\gamma = \frac{746.51}{518.96} = 1{,}43$ Avec $\mu_u = 0{,}130 \longrightarrow \alpha = 0{,}1748$

$\alpha = 0{,}1748 \leq \frac{1{,}43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}46 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **En travée :**

$\gamma = \frac{538.87}{365.94} = 1{,}47$ Avec $\mu_u = 0{,}094 \longrightarrow \alpha = 0{,}1239$

$\alpha = 0{,}1239 \leq \frac{1{,}47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}48 \longrightarrow$ **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.

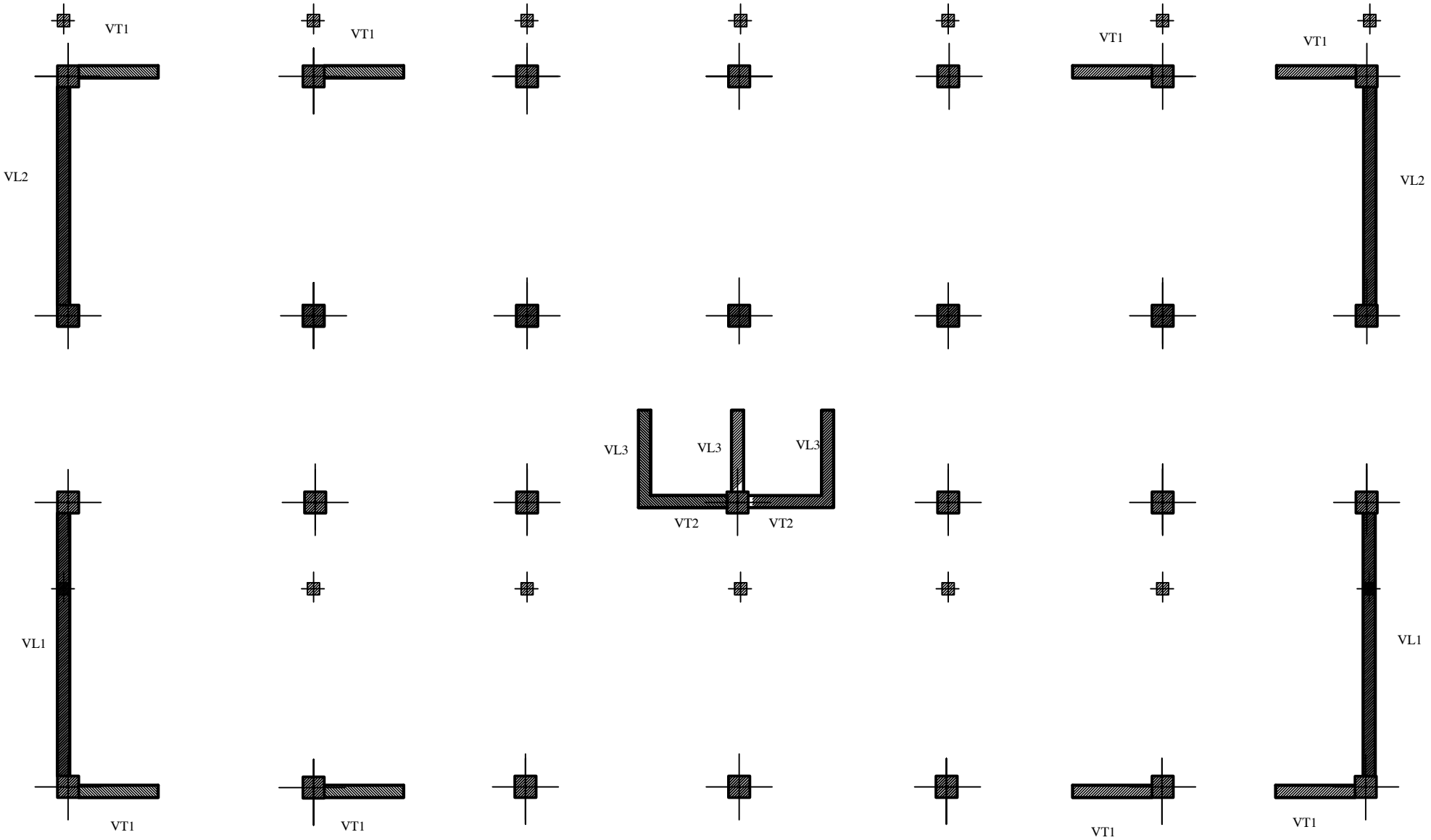
5) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs section est au moins égale à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **95 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

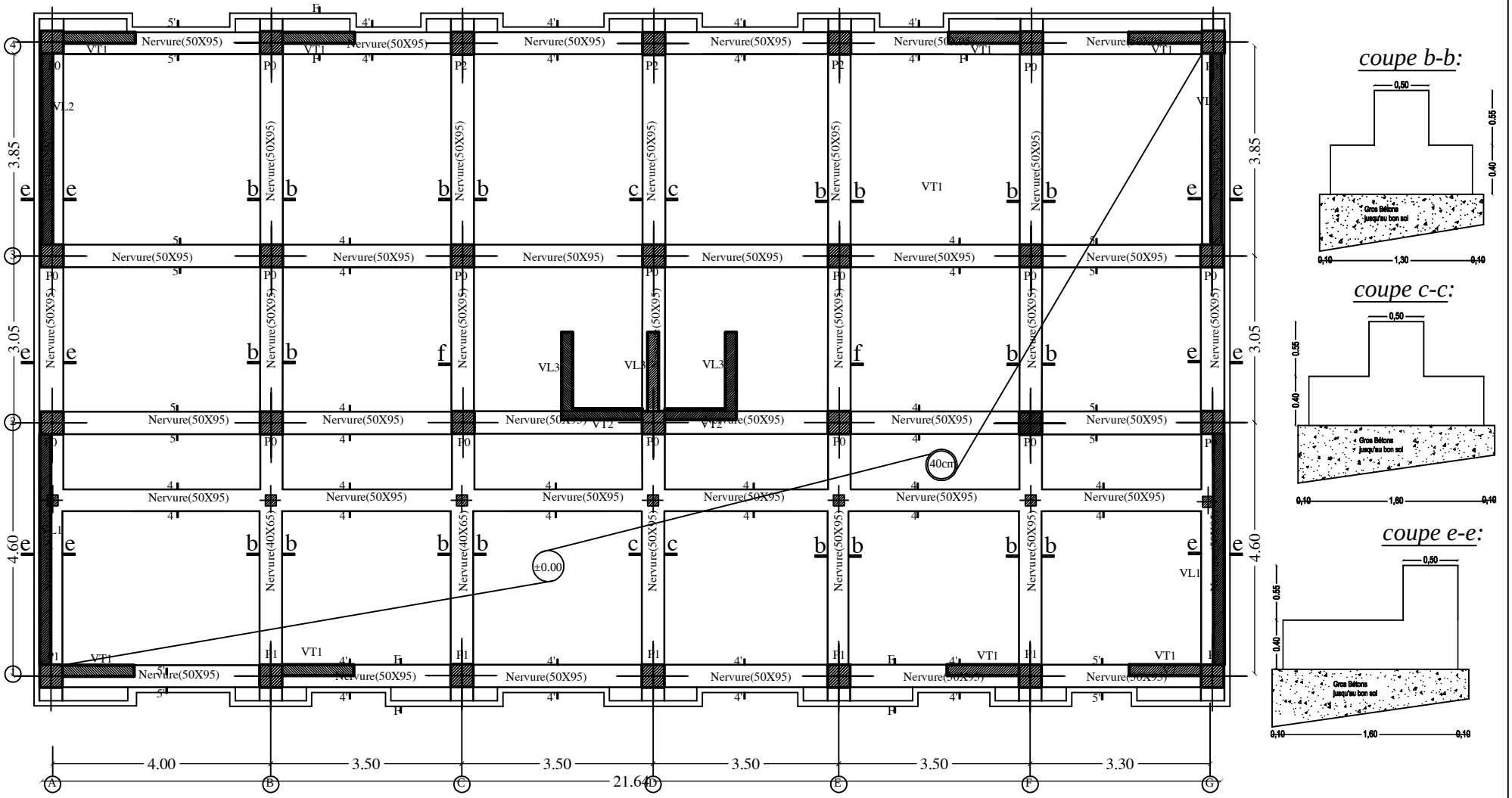
$A_p = 3\left[\frac{cm^2}{ml}\right] \times 0{,}95 = 2{,}85[cm^2]$ par paroi.

Soit : 2HA14 = 3,08[cm²]

ANNEXE



DISPOSITION DES VOILES

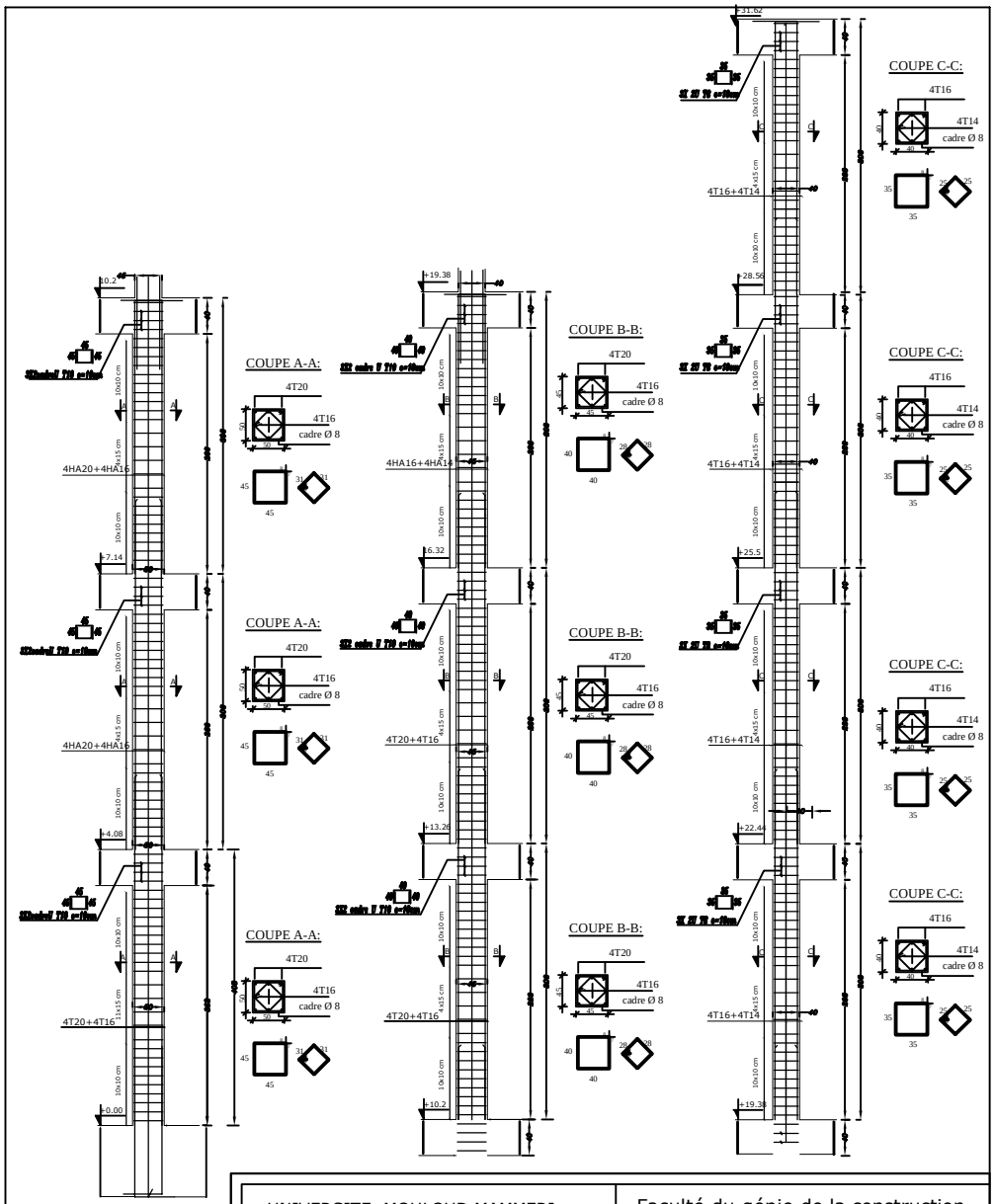


coupe b-b:

coupe c-c:

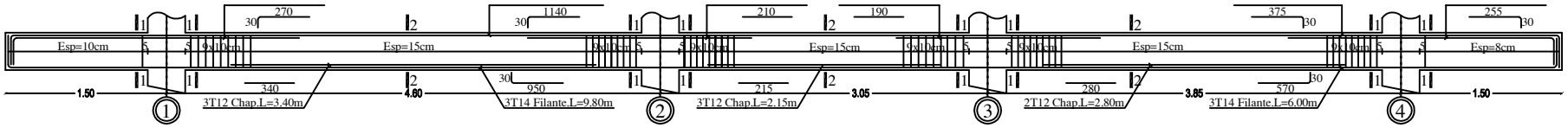
coupe e-e:

COFFRAGE DE RADIER

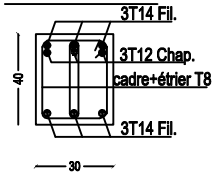


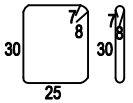
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	Plan de Ferraillage de poteaux
Dirigé par: Mr GHOUILEM	plan: 07
	Echelle:1/50
	2018/2019

Ferraillage des poutres principales

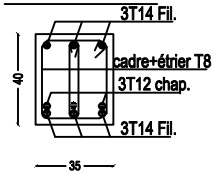


COUPE 1-1

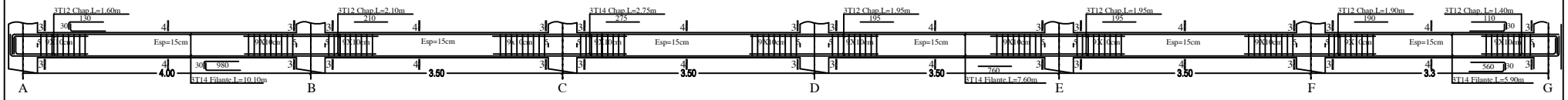




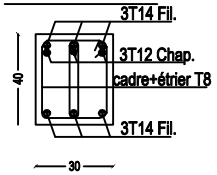
COUPE 2-2

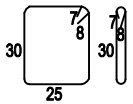


Ferraillage des poutres secondaires

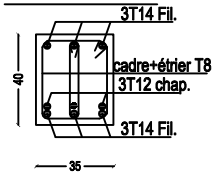


COUPE 3-3



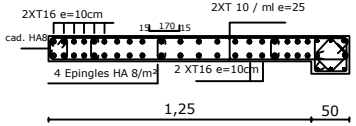


COUPE 4-4

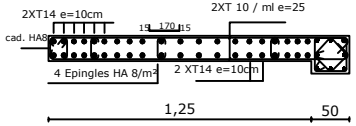


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	Plan de Ferraillage des poutres	plan: 08
		Echelle: 1/50
Dirigé par: Mr GHOUILEM		2018/2019

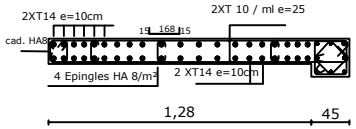
Coffrage & ferraillage du voile typeVT1=1.50m.EP=20cm zoneI



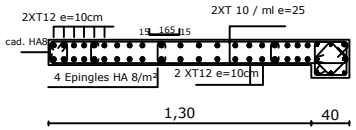
Coffrage & ferraillage du voile typeVT1=1.50m.EP=20cm zoneII



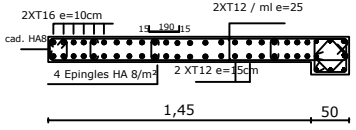
Coffrage & ferraillage du voile typeVT1=1.50m.EP=20cm zoneIII



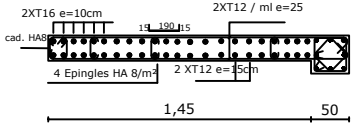
Coffrage & ferraillage du voile typeVT1=1.50m.EP=20cm zoneIV



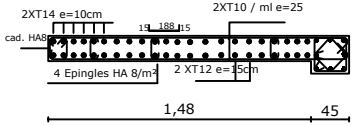
Coffrage & ferraillage du voile typeVT2=1.70m.EP=20cm zoneI



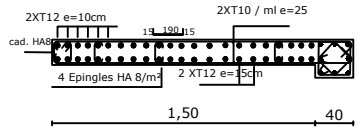
Coffrage & ferraillage du voile typeVT2=1.70m.EP=20cm zoneII



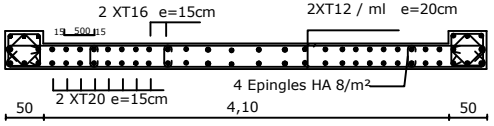
Coffrage & ferraillage du voile typeVT2=1.70m.EP=20cm zoneIII



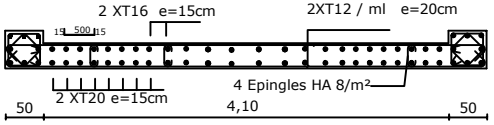
Coffrage & ferraillage du voile typeVT2=1.70m.EP=20cm zoneIV



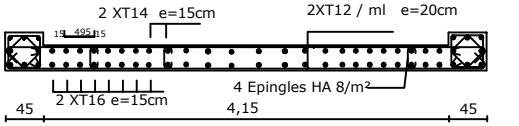
Coffrage & ferraillage du voile typeVL1=4.60m.EP=20cm zoneI



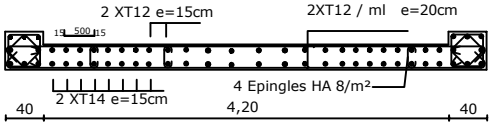
Coffrage & ferraillage du voile typeVL1=4.60m.EP=20cm zoneII



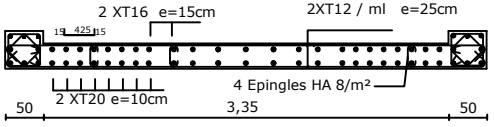
Coffrage & ferraillage du voile typeVL1=4.60m.EP=20cm zoneIII



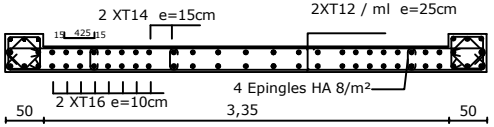
Coffrage & ferraillage du voile typeVL1=4.60m.EP=20cm zoneIV



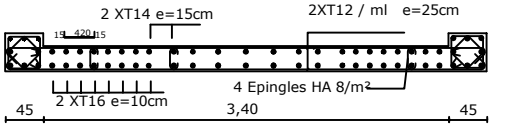
Coffrage & ferraillage du voile typeVL2=3.85m.EP=20cm zoneI



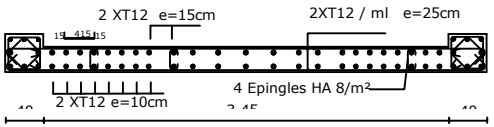
Coffrage & ferraillage du voile typeVL2=3.85m.EP=20cm zoneII



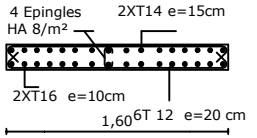
Coffrage & ferraillage du voile typeVL2=3.85m.EP=20cm zoneIII



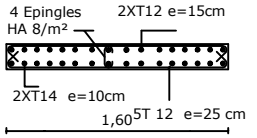
Coffrage & ferraillage du voile typeVL2=3.85m.EP=20cm zoneIV



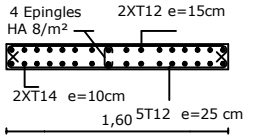
Coffrage & ferraillage du voile typeVL3=1.60m.EP=20cm zoneI



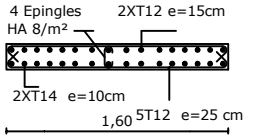
Coffrage & ferraillage du voile typeVL3=1.60m.EP=20cm zoneII



Coffrage & ferraillage du voile typeVL3=1.60m.EP=20cm zoneIIi

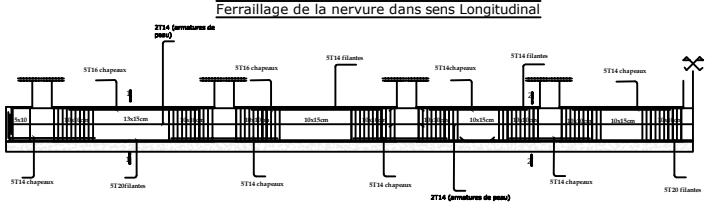


Coffrage & ferraillage du voile typeVL3=1.60m.EP=20cm zoneIV



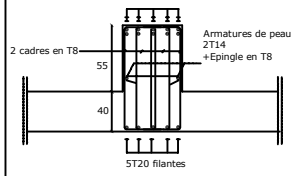
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	plan de ferraillage des voiles	plan:09
Dirigé par:		Echelle:1/50

Ferraillage de la nervure dans sens Longitudinal

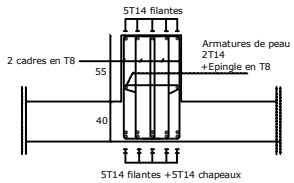


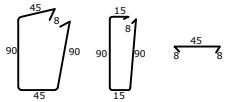
Coupe 1-1

5T20 filantes+5T16 chapeaux

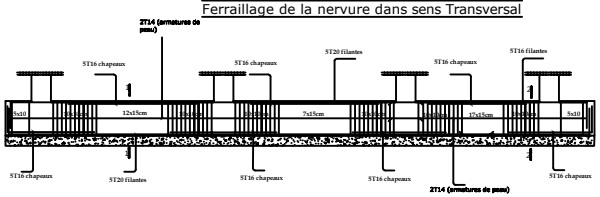


Coupe 2-2



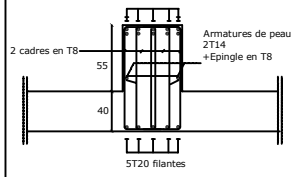


Ferraillage de la nervure dans sens Transversal

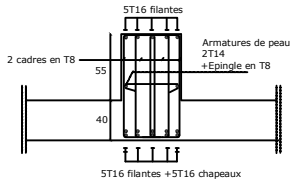


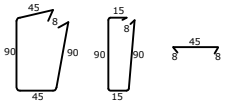
Coupe 1-1

5T20 filantes+5T16 chapeaux

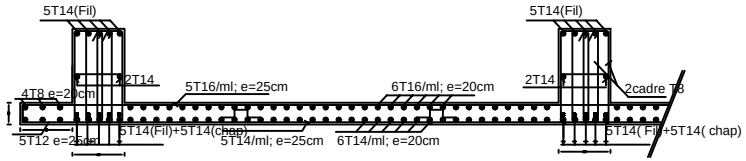


Coupe 2-2

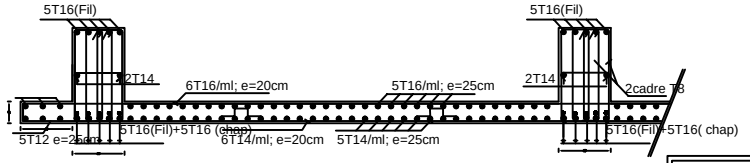




Ferraillage du radier général dans sens Longitudinal coupe 2-2



Ferraillage du radier général dans sens Transversal coupe 2_2



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: Melle TAKILT SAMIRA Melle SAIDI SABRINA	Plan de ferraillage du radier général	plan: 10
		Echelle:1/50
Dirigé par: Mr GHOUILEM		2018/ 2019

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude menée dans le cadre de ce mémoire nous a permet de concrétiser les apprentissages jusqu'alors théoriques, par le calcul d'un cas pratique, qui est celui d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale. Par ailleurs, nous avons pu nous familiariser avec les méthodes de calcul et le déroulement de ces différentes étapes, mais aussi l'utilisation des logiciels de modélisation et de calcul ou encore de dessin technique à savoir **ETABS** et **AUTOCAD** et les tableurs **(EXCEL)**. Nous avons aussi pu établir les différents plans d'exécution.

Le déroulement des calculs ont été fait suivant la réglementation parasismique algérienne **RPA 99 version 2003** et aussi en utilisant le **BAEL 91 modifié 99** et les différents documents techniques notamment les **DTR**. Toutes ses impositions visent à assurer, d'une part la résistance de notre ouvrage vis-à vis des efforts horizontaux et des efforts verticaux et, d'autre part, à garantir sa mise en service, sans pour autant ignorer le coté économique.

En résumé des résultats que nous avons obtenu, nous avons opté pour un système de contreventement mixte et un radier général comme type de fondation. La disposition des voiles, les schémas de ferraillage des éléments et les différents plans ont été par ailleurs élaborés.

Nous pouvons conclure que les plans d'architecture ainsi établis peuvent être réalisés pour cet ouvrage sur le terrain, en leur associant la note de calcul qui peut être formée à travers le présent mémoire ainsi que les différents plans que nous avons obtenu.

Bibliographie

- **Charges permanentes et surcharge d'exploitation (D.T.R/B.C-2.2).**
- **Cours et TD (Béton, MDS, RDM) des années précédentes.**
- **Formulaire du Béton armé de Victor DAVIDOVICI.**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**
- **Règlement parasismique algérien (R.P.A 99-Version 2003).**
- **Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91-modifiée 99).**
- **Règles de conception et de calcul des structure en béton armé C.B.A.93 (DTR-BC 2.41).**
- **Recherche globale sur internet.**