REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur 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 : constructions civiles et industrielles

Thème

Etude d'un bâtiment en R+10 à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles porteurs avec l'application ETABS

❖ **Etudié par :**

M^{elle} **LOUIZINI Fatma**

M^{elle} **KICHOU Taouès**

dirigé par :

M^{r} **HAMMAR Rabah**

Promotion 2018 / 2019

Remerciements

Tout d'abord , nous remercions le bon Dieu ; notre créateur de nous avoir donné la force , le volonté et le courage afin d'accomplir ce modeste travail.

Ces remerciements vont au corps professoral et administratif de la faculté de génie de la construction, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Nos vifs remerciements vont à notre encadreur Mr HAMMAR Rabah pour son aide ; sa patience, et les conseils judicieux qu'il nous a apporté.

Nous remercions également tous les membres de jury qui ne feront l'honneur d'examiner notre travail et l'enrichir par leurs propositions.

Nous remercions nos chers parents pours leurs soutiens et leurs patiences.

Nous voudrons exprimer notre reconnaissance aux personnes qui ont accepté de répondre à nos questions.

Dédicaces

Au nom d'ALLAH :

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A mes très chers parents qui m'ont encouragé durant toute la période de mes études , ils resteront toujours la bougie qui éclaircit ma vie , que dieu me les garde .

A mes chers frère Ahmed ,Ikhlef et Massinissa

A mes chères copines

A toute ma famille

A ma très chère binôme Fatma

A toute la promotion 2018 – 2019

Taouès.K

Dédicaces

Au nom d'ALLAH :

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A mers très chers parents qui m'ont encouragé durant toute la période de mes études , ils resteront toujours la bougie qui éclaircit ma vie , que dieu me les garde .

A mes chères sœurs et A mon frère Saïd

A mes chères copines

A toute ma famille

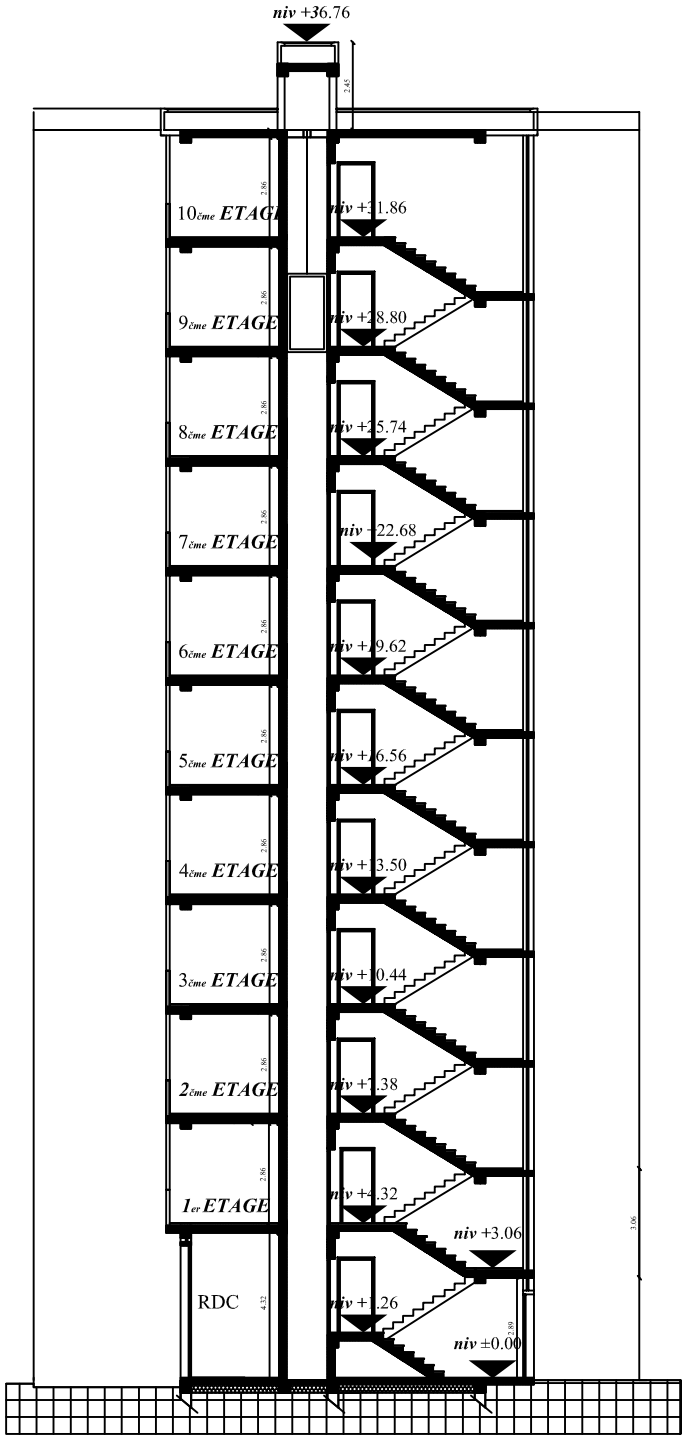
A ma très chère binôme Taouès

A toute la promotion 2018 – 2019

Fatma.L

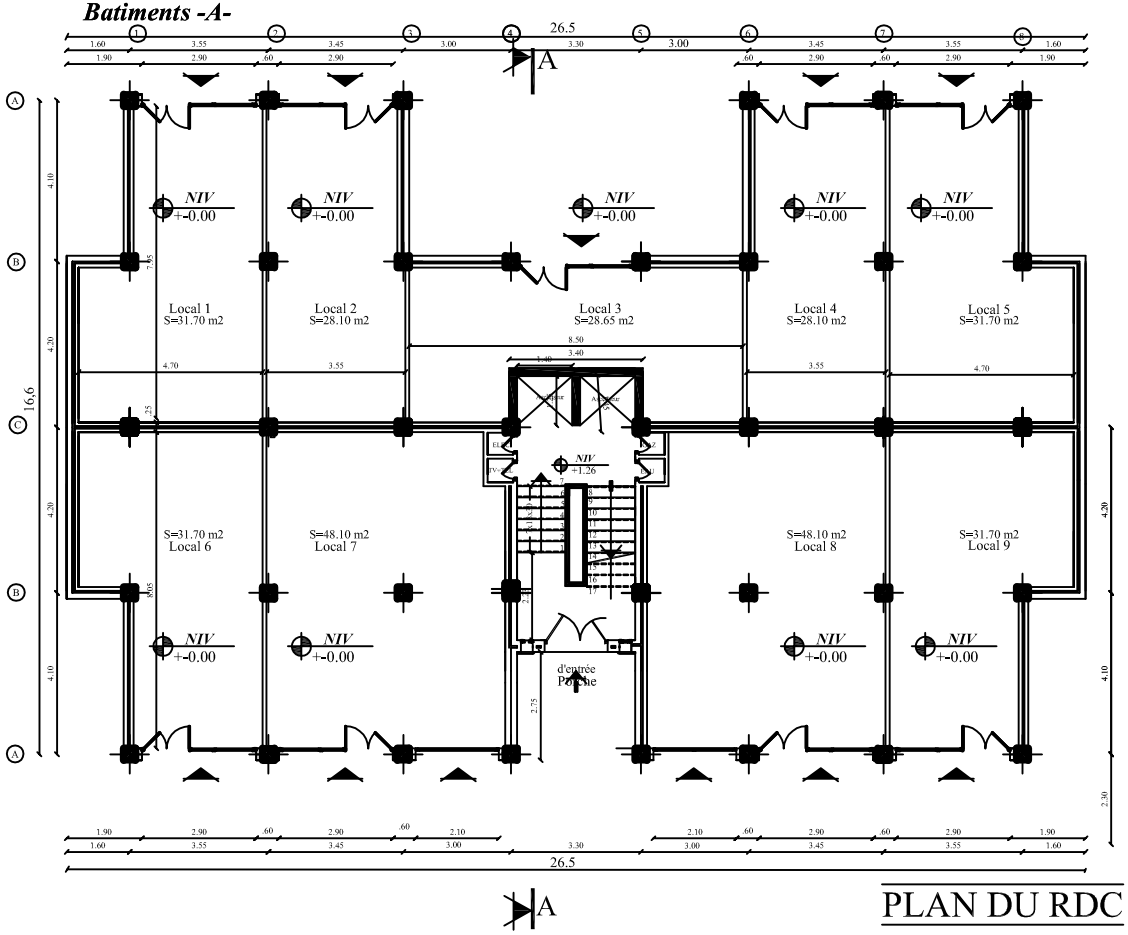
FACADE COTE ENTREE

FACADE COTE RUE

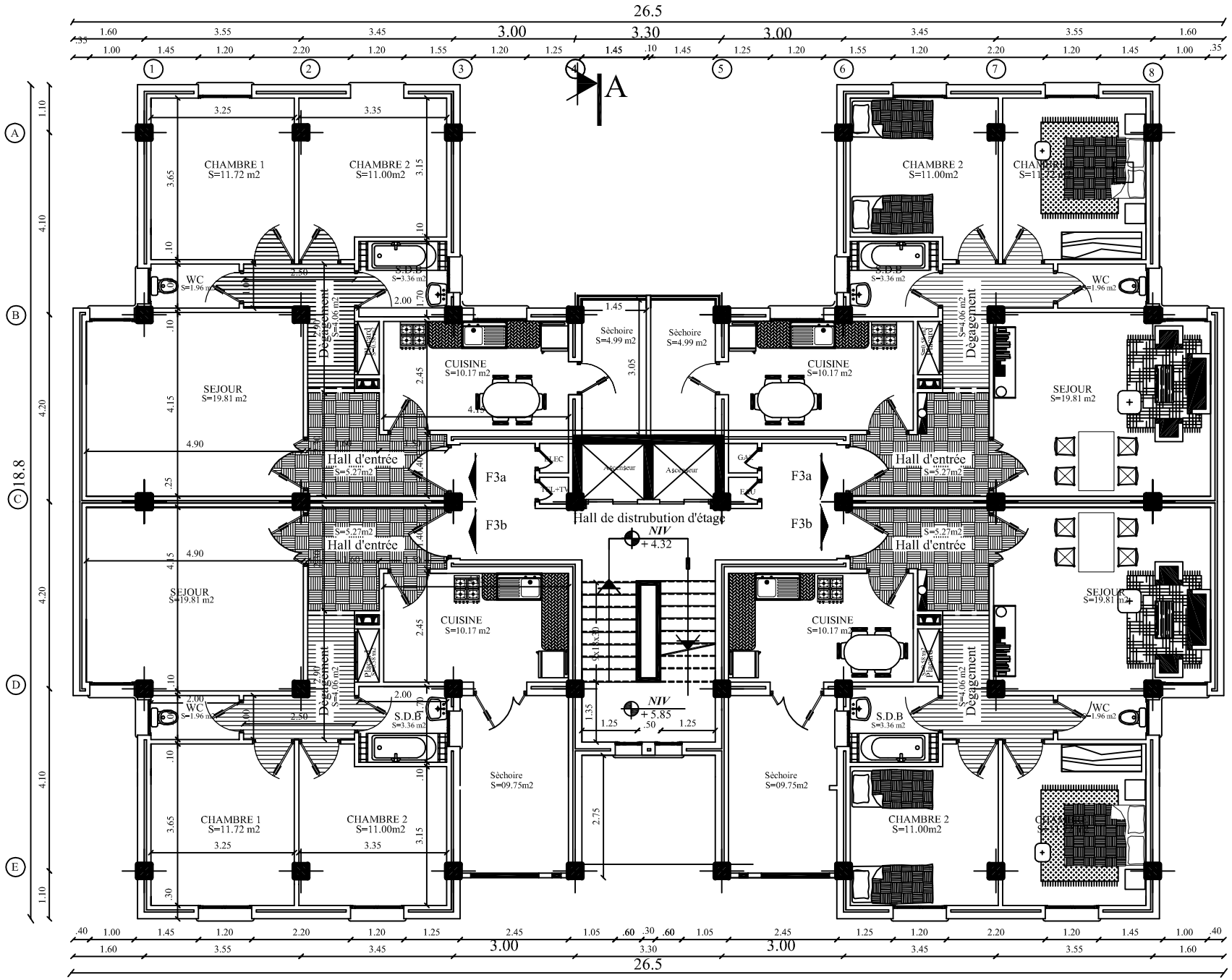

niv +36.76
10ème ETAGE
niv +31.86
9ème ETAGE
niv +28.80
8ème ETAGE
niv +25.74
7ème ETAGE
niv +22.68
6ème ETAGE
niv +19.62
5ème ETAGE
niv +16.56
4ème ETAGE
niv +13.50
3ème ETAGE
niv +10.44
2ème ETAGE
niv +7.38
1er ETAGE
niv +4.32
niv +3.06
RDC
niv +1.26
niv ±0.00

COUPE A-A

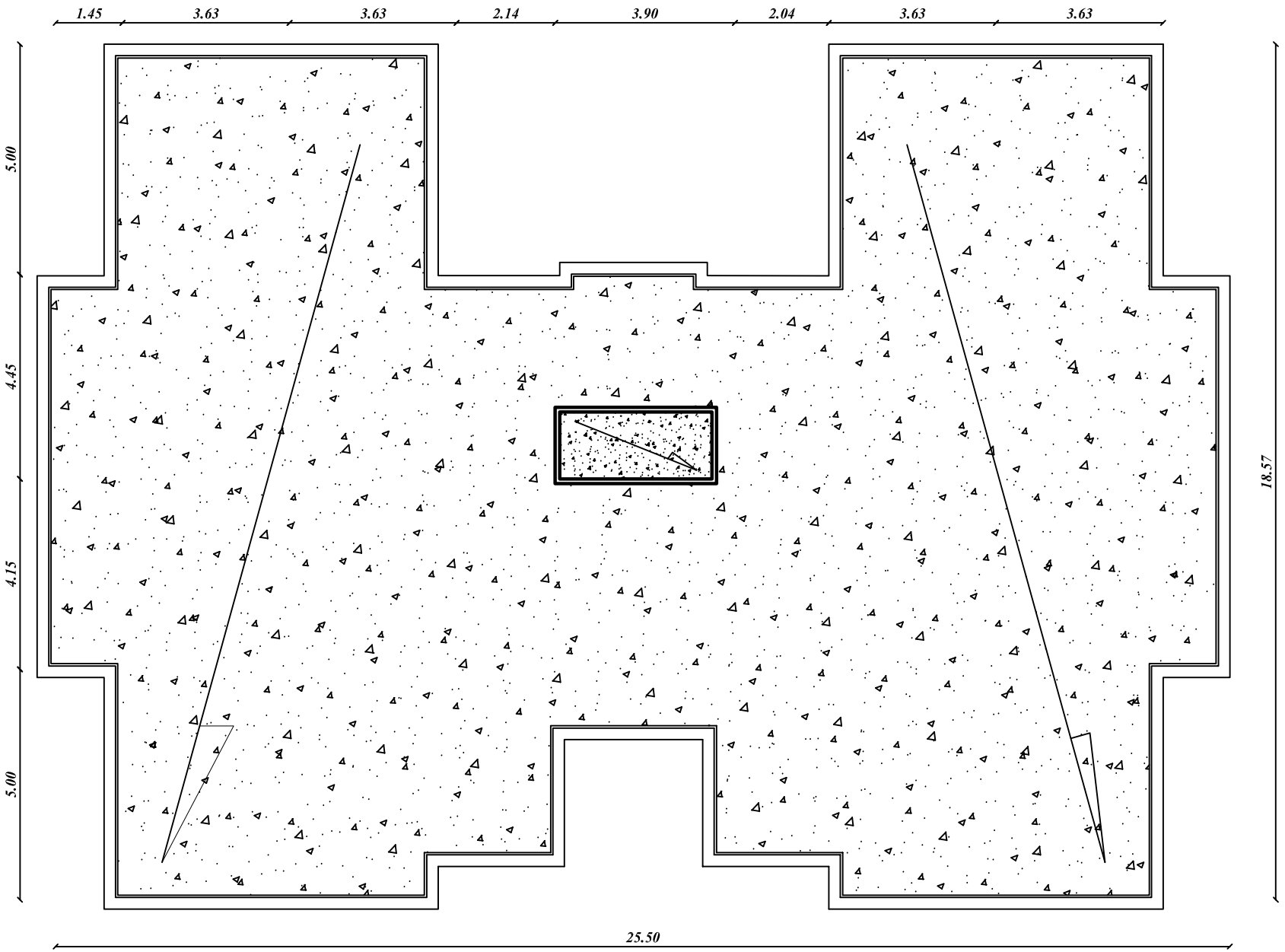
Batiments -A-



PLAN DU RDC



PLAN DES ETAGES COURANTS



PLAN DE TOITURE

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20191215105640+01’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20191215105640+01’00’)
/CreationDate
(BAKIR_5)
/Author
-mark-

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage …….1 - 12

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments ……..13 - 34

Chapitre III : calcul des éléments

III-1 : Acrotère……...35 - 46

III-2- planchers……..47 - 76

III-3 – escaliers……77 - 122

III-4- poutre palière……123 - 133

III-5-poutre de chainage…….134 - 144

III-6- salle machine……...145 - 154

Chapitre IV : Etude de contreventement…….155 - 186

Chapitre V : modélisation…….187 - 208

Chapitre VI : vérification des exigences de RPA……209 - 216

Chapitre VII : Ferraillage des éléments

- **Poutres…….217 - 230**
- **Poteaux……231- 248**
- **Voiles ……..249 - 264**

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure…….265 - 303

Chapitre X : plans d'exécutions

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

FIGURE I-1: Plancher en corps creux……....2

FIGURE I-2: Principaux termes relatifs à un escalier……..3

FIGURE I-3: Diagramme contrainte- déformation du béton à l' ELU……..7

FIGURE I-4 : Diagramme des contraintes-déformation à l'ELS……8

FIGURE I-5 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'ELU…..11

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

FIGURE II-1 : coupe verticale d'un plancher en corps creux…….14

FIGURE II-2 : Dimensions de la poutre principale ……16

FIGUREII-3 :Dimensions de la poutre secondaire . ……16

FIGURE II-4: coupe du voile en élévation…….17

FIGURE II.5: Coupe de voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité…..18

FIGURE II.6 : Coupe du plancher terrasse……..21

FIGURE II.7 : Coupe du plancher étage courant……22

FIGURE II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur……23

FIGURE II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur……24

FIGURE -II-10 : Coupe verticale de l'acrotère……..24

FIGURE II.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité……25

FIGURE II.12 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation…….…..27

Chapitre III : calcul des éléments

- **Acrotère :**

FIGURE III1-1-1: Coupe transversale de l'acrotère……..…35

FIGURE III-1-2 : schéma statique de l'acrotère……37

FIGURE III-1-3 : diagramme des efforts……..37

FIGURE III-1-4 : section rectangulaire……38

FIGURE III-1-5 : section rectangulaire soumise à la flexion……39

FIGURE III-1-6 : section rectangulaire soumise à la flexion composée……...39

- **Planchers :**

FIGURE III-2-1 : schéma du treillis soudé……..48

FIGURE III-2-2 : section transversale de la poutrelle……..49

FIGURE III-2-3 : schéma statique de la poutrelle……49

FIGURE III-2-3-1: Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 3 appuis….55

FIGURE III-2-3-2: diagramme des moments d'une poutre continue……55

FIGURE III-2-3-3: Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 8 appuis…59

FIGURE III-2-3-4: diagramme des moments d'une poutre continue……59

FIGURE III-2-3-5: Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 4 appuis…62

FIGURE III-2-3-6: diagramme des moments d'une poutre continue……..63

FIGURE III-2-3-7 : section de calcul de poutrelle aux appuis……67

- **Escaliers :**

FIGURE III-3-1 : Principaux termes relatifs à un escalier……77

FIGURE III-3-2 : schéma statique de la première volée……79

FIGURE III-3-3 : schéma statique de calcul de la première volée à L'ELU……82

FIGURE III-3-4 : diagramme des efforts internes de la 1 ère volée à L'ELU ……85

FIGURE III-3-5 : schéma statique de calcul de la première volée à L'ELS ……..91

FIGURE III-3-6 : diagramme des efforts internes à L'ELS……..94

FIGURE III-3-7:Schéma de calcul des escaliers ……97

F IGURE III-3-8 : schéma statique de la 2ème volée ……99

FIGURE III-3-9 : schéma statique de calcul de la deuxième volée à L'ELU……..101

FIGURE III-3-10 : diagramme des efforts internes de la 2 ème volée à L'ELU……..105

FIGURE III-3-11 : schéma statique de calcul de la deuxième volée à L'ELS……112

FIGURE III-3-12 : Diagramme des efforts internes de la 2 ème volée à L'ELS……116

FIGURE III-3-13 :Schéma de calcul des escaliers ……119

- **Poutre palière** :

FIGURE III.4.1 : schéma statique de la poutre palière…….123

FIGURE III-4-2 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants …125

FIGURE III-4-3 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS ……..131

- **Poutre de chainage :**

FIGURE III-5-1 : coupe transversal de la poutre de chainage …….134

FIGURE III-5-2 : Diagramme des efforts internes à ELU…….135

FIGURE III-5-3 : Diagramme des efforts internes à ELS……..140

- **Salle machine :**

FIGURE III-6-1 : schéma statique de la salle machine……145

Chapitre IV : Etude de contreventement

FIGURE IV-1 : coupe des voiles en plan ……..156

FIGURE IV-2: coupe verticale d'un niveau…….157

FIGURE .IV.3 : plan donnant le nombre de portique suivant les deux sens……159

FIGURE .IV.4 : plan donnant la disposition des voiles dans l'RDC et étages courants…167

FIGURE IV-5: système de forces horizontales et efforts tranchants résultants….171

FIGURE IV-6-: Centre de gravité d'un trapèze.

FIGURE IV-7: Diagramme des moments des aires

Chapitre VII : Ferraillage des éléments

- **Poutre :**

FIGURE VII-1-1: Disposition des armatures SDA……219
FIGURE VII- 1-2 : Disposition des armatures SDA……..219

- **Voiles :**

FIGURE VII-3-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……..255
FIGURE VII-3-2 : Disposition des voiles……256

Chapitre VIII :Etude de l'infrastructure

FIGURE VIII.1: Schéma de la semelle isolée…….266
FIGURE VIII.2 : Coupe verticale de radier……..273
FIGURE VIII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux……..276
FIGURE VIII-4: Diagramme des contraintes du sol……278
FIGURE VIII.5: Entre axe du panneau le plus sollicité……..282
FIGURE VIII - 6 : Schéma statique du débord……290
FIGURE VIII.7: Présentation de chargement simplifié……..292
FIGURE VIII-8: Répartition triangulaire…….293
FIGUREVIII-9: Répartition trapézoïdale…….293

Liste des tableaux

Chapitre II :pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse ……..21

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant ……22

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du mur extérieur ……23

Tableau II-4 : Valeur de la charge permanente du mur intérieur……23

Tableau II.5 : Valeurs des charges d'exploitations…….25

Tableau II.6 :Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau C2…….30

Tableau II.7 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA….31

Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III.1 : Rapport de charges……56

Tableau III.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU…..57

Tableau III.3 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU…….61

Tableau III.4 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU……..64

Tableau.III. 3.1 : Charge totale du palier……81

Tableau.III. 3.2 : Charge totale de la volée ……..81

Tableau.III. 3.3 : Charge totale du palier……100

Tableau.III. 3.4 : Charge totale de la volée ……100

Tableau III-6-1 : Calcul du ferraillage de la salle machine à l'ELU……..149

Chapitre IV :Etude de contreventement

Tableau IV.1 :calcul des rigidité linéaires des poutres dans le sens longitudinal ….160

Tableau IV.2 :calcul des rigidité linéaires des poutres dans le sens transversal..…..161

Tableau IV.3 :calcul des rigidité linéaires des poteaux dans le sens longitudinal ….162

Tableau IV.4 :calcul des rigidité linéaires des poteaux dans le sens transversal …..162

Tableau IV.5 :calcul des rigidités relative par portiques dans le sens longitudinal ….163

Tableau IV.6 :calcul des rigidités relative par portiques dans le sens transversal. ….165

(Etage courant)

Tableau IV.7 :calcul des rigidités des voiles dans le sens longitudinal ….168

Tableau IV.8 :calcul des rigidités des voiles dans le sens transversal ….168

(RDC)

Tableau IV.9 :calcul des rigidités des voiles dans le sens longitudinal ….169

Tableau IV.10 :calcul des rigidités des voiles dans le sens transversal ….169

Tableau IV.11 : centre de torsion des voiles dans le sens longitudinal ….170

Tableau IV.12 : centre de torsion des voiles dans le sens transversal ….170

Tableau IV.13 :valeurs des flèches des refends à chaque niveau …….174

Tableau IV.14 :inertie fictives des portiques longitudinaux…….177

Tableau IV.15 :inertie fictives des portiques transversaux…..…….180

Chapitre VI :vérifications et exigences de RPA

Tableau VI-1 : Les périodes et les participations massiques……207

Tableau VI-2 : Vérification de l'excentricité suivant x-x et y-y……208

Tableau VI-3: les déplacements relatif…….212

Tableau VI-4: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ…….213

Chapitre VII :Ferraillage des éléments

- **Poutres :**

Tableau VII-1-1 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier……..220

Tableau VII-1-2 : Ferraillage des poutres principales (les armatures en travée)…..221

Tableau VII-1-3: Ferraillage des poutres principales (les armatures aux appuis)…..221

Tableau VII-1-4 : Ferraillage des poutres secondaires (les armatures en travée)…..223

Tableau VII-1-5: Ferraillage des poutres secondaires (les armatures aux appuis)……223

- **Poteaux :**

Tableau VII-2-1 : Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x)…….234

Tableau VII-2-2 : Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y)……234

Tableau VII-2-3 : Choix des armatures transversales…….238

Tableau VII-2-4: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux……241

Tableau VII-2-5 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens (x-x)…….242
Tableau VII-2-6 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens (y-y) …….242
Tableau VII-2-7: Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)…245
Tableau VII-2-8 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)..245
Tableau VII-2-9 : Ferraillage finale des poteaux……..246

- **Voiles :**

Tableau VII-3- ferraillage des voiles longitudinales et transversales……260 -264

Chapitre VIII :Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)……268
Tableau VIII.2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal……..268
Tableau VIII-3 : surface des semelles filantes sous poteaux……269
Tableau VIII.4 : vérification des contraintes…….281
Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif de ferraillage……..285
Tableau VIII. 6: Tableau récapitulatif de ferraillage …….299

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières années ont été meurtrières ; énormes pertes humaines et dégâts de matériels importants.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas .pour cela nous disposons de connaissances scientifiques techniques et de mise en œuvre qui permettent quelle que soit la région de construction parasismique de limiter les conséquences d'un séisme.

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+10 , 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/version2003 et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I-1 / Description de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en **(R+10)** ; ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles)

Ce projet sera implanté à la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien **(RPA 99/ Vérsion2003**) comme zone de moyenne sismicité,

c'est-à-dire (**zone IIa**) et classé selon sa destination dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**) **(Article3.2 de RPA)**

I-2 / Description de l'ouvrage :

Ce projet est composé de :

- (01) RDC à usage commercial,
- (10) étages courants à usage d'habitation,
- (01) cage d'escaliers,
- (02) cages d'ascenseur,
- L'acrotère.

I-3/ les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment……..**36.76 m**
- Largeur totale du bâtiment ……**18.8 m**
- Longueur totale du bâtiment ……**26.50m**
- Hauteur du RDC…….**4.32 m**
- Hauteur de l'étage courant …….. **3.06 m**

I-4 / éléments de l'ouvrage :

I.4.1 Ossatures du bâtiment

L'ossature du bâtiment est mixte, constituée de poteaux et poutres formant des

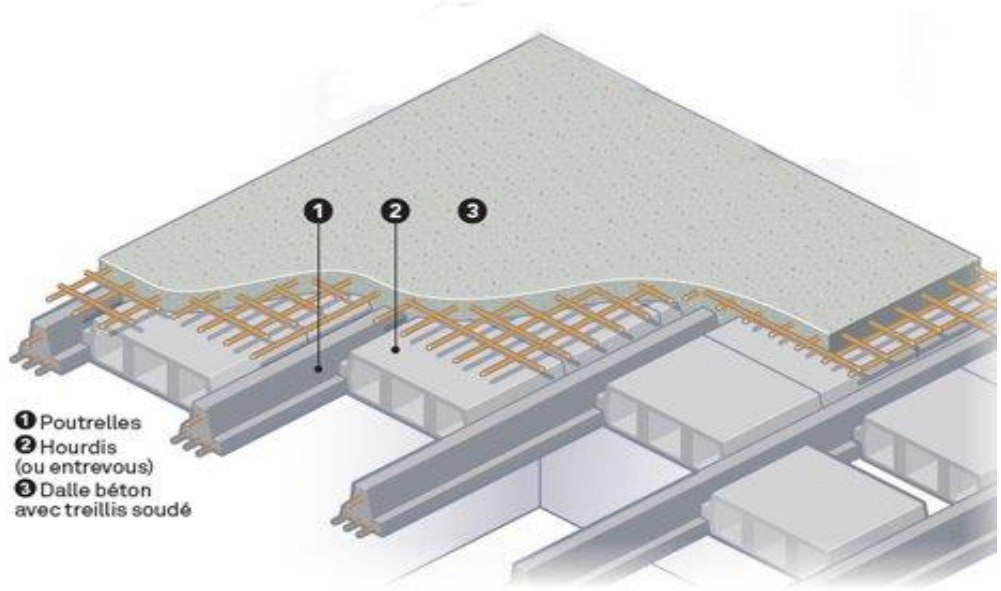
Portiques transversaux et longitudinaux puis voiles en béton armé dans les deux directions.

I.4.2 Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages ; ils assurent deux fonctions principales que sont :

- **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propres, les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

-Plancher en corps creux : les planchers réalisés en corps creux sont constitués de nervures, appelés poutrelles ; qui assurent la fonction de portance, d'un remplissage en corps creux et d'une dalle de compression en béton.



- **FIGURE I-1: Plancher en corps creux.**

Le plancher terrasse est équipé d'une isolation thermique et d'une pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, ainsi que d'une étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé.

I-4-3/ Acrotère :

C'est un élément en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.4.4/ Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :** Ils seront réalisés avec la brique creuse en double cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de **5 cm.**

- **Murs intérieurs** : ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

I-4-5/Les voiles :

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

I-4-6 /Les revêtements :

-Mortier de ciment pour les façades extérieures et cages d'escaliers.
-Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
-Revêtement en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.
-carrelage pour les planchers et les escaliers.

I-4-7 /Les escaliers :

- Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier de trois volées qui relie l'RDC au premier étage et une autre de deux volées reliant le premier étage aux autres.
- Les volées seront constituées de paliers et paillasses coulés sur place en béton armé.

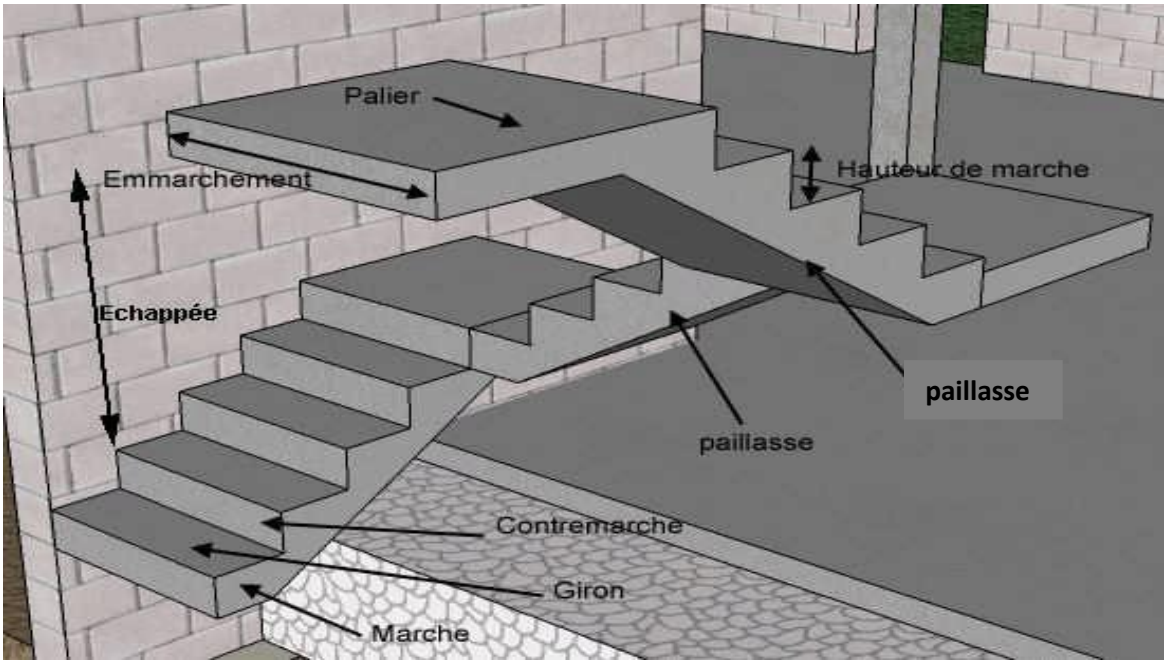


FIGURE I-2*:* Principaux termes relatifs à un escalier.

I-4-8 / cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur et elles seront réalisées en voiles.

I -4-9/ Fondation:

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-4-10 / Etude du sol :

- ✓ la contrainte du sol donnée par laboratoire est de **2 bars.**
- ✓ Site ferme (S2).

I -5 /Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrages seront choisis conformément Aux règles **(BAEL 91**) et aux autres règles parasismiques algériennes **(RPA 99) modifié en 2003.**

I-5-1/ le béton :

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers, …)
- Eau de gâchage
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge, …)

Il sera dosé à **350 kg / m^3** de ciment (CPG)

⇨ Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

a) Résistance caractéristique à la compression du béton :

Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise(ou spécifiée) noté $\mathbf{f_{c28}}$.

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j< 28 jours , sa résistance à la compression est calculée comme suite :

Selon le BAEL91 (modifié99 Art A 2.1.11)

$$f_{cj}=\frac{j}{4,76+0.83j}.f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj}=\frac{j}{1,40+0,95j}.f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40MPa$$

Pour notre étude on prendra **: f_{c28}=25MPa**

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

Selon le **BAEL91 (modifié99 Art A-2.1.12)**

$$f_{tj}=0,6+0,06\ f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60MPa$$

Pour notre étude on prendra **:f_{c28}=25 MPa** ⟹ **f_{t28} = 2.1 MPa**

c) Modules de déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de ≪ *j* ≫ jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1.22)}$$

Pour : j=28jours f_{c28}=25MPa → Ei_{28}= 32164,2 MPa.

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suite :

$$E_{vj}=3700\ f_{c28}^{\frac{1}{3}}=1/3E_{ij} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1.22)}$$

Pour j=28jours f_{c28} =25MPa → E_{v28}=10818,865 MPa

d) Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G=\frac{E}{2(1+\vartheta)} \longrightarrow \textbf{(BAEL91/Art A-2.1.3)}$$

e) Coefficient de Poisson :

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

Il est pris égale à :

- $\vartheta = 0$ pour des justifications à ELU (béton fissuré)
- $\vartheta = 0.2$ pour des justifications à ELS (béton non fissuré)

} **BAEL91(Art A-2.1,3)**

f) Contraintes limites du béton :

1- Contrainte de compression :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à la limite :

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

Elle est donnée par

$$f_{bc}=\frac{0{,}85\,.\,fc28}{\theta\,.\,\gamma b} \textbf{ en MPa} \longrightarrow (\textbf{BAEL91/ArtA} - 4.3.41)$$

Avec :

γ_b **:** Coefficient de sécurité partiel

γb**=1,50** en situation courante $\Longrightarrow$ f_{bc}**=14.17 MPa**

γb**=1,15** en situation accidentelle $\Longrightarrow$ f_{bc}**=21,74 MPa**

θ Coefficient d'application des actions considérées

θ**=1** si la durée d'application des actions est supérieure à **24h.**

θ**=0,9** si la durée d'application des actions est entre **1h** et **24h**.

θ**=0,85** si la durée d'application des actions est inférieure à **1h**.

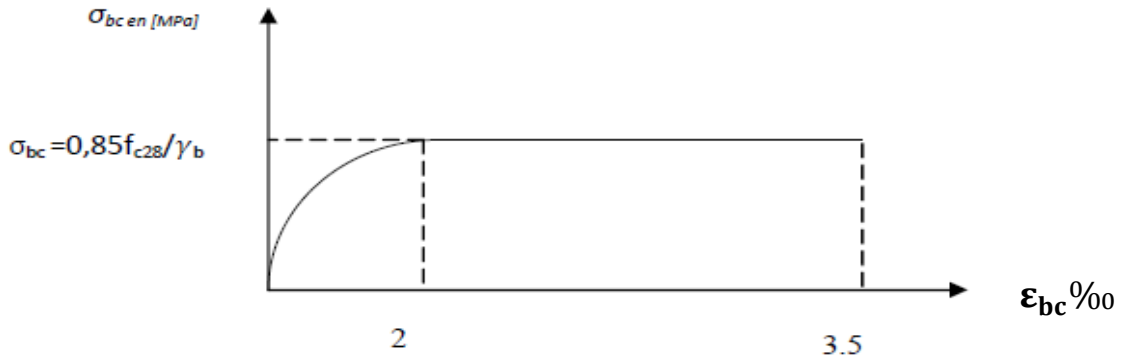


Figure I-3: Diagramme contrainte- déformation du béton à l' ELU

Le diagramme est constitué :

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

Le diagramme qui peut âtre utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

Avec :

σ_{bc}**:** Contrainte de calcul du béton en compression.

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

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

Pour $\varepsilon_{bc} < 2‰$ on applique la loi de Hooke qui dit **:**

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

$\mathbf{E_b}$=Module de Young.

- **Etat limite de service (ELS) :**

C'est l'état dans lequel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions sont vérifiées, il correspond à :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture s des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma_{bc}}$ **:** Contrainte admissible à **L'ELS .**

Pour $\mathbf{f_{c28}=25MPa}$ $\Longrightarrow$ $\overline{\sigma_{bc}}$ **=15MPa**

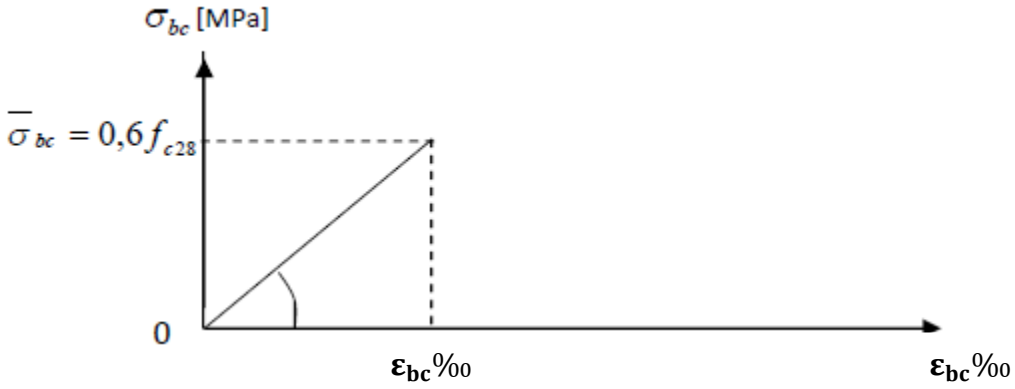


FIGURE I-4 : Diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

2- Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-5.1.21)}$$

⇨ Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\bar{\tau}_u$=min ($\frac{0.2 .f_{c28}}{\gamma_b}$,5MPa) pour la fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u$= min ($\frac{0,15 .f_{c28}}{\gamma_b}$, 4MPa) pour la fissuration préjudiciable.

Avec :

*V*u = Effort tranchant à L'E.L.U dans la section
b0 =Largeur de la section cisaillée.
d = 0,9h : Position des aciers tendus

I-5-2 / Les aciers :

Les aciers enrobés dans le béton porte le nom d'armatures. Ces dernières sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même (les efforts de traction en général), comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne suffit pas.

Pour la réalisation de cet ouvrage, on a besoin de deux types d'acier :

Type d'acier	Nomination	symbole	Fe(MPa) Limite d'élasticité	Résistance à la rupture
En barre	**Haute adhérence**	**HA**	**400**	**480**
Acier en treillis	**Treillis soudés TLE520 (Ø<6mm) (Ø =5mm)**	**TS**	**520**	**550**

a) Le module d'élasticité longitudinal de l'acier :

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement :

E_s=2x10^5 MPa ⟶ Art (A.2.2,1 BAEL 91)

b) Contrainte limite dans les aciers : (BAEL91 /Art A-4.3.1)

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Les armatures sont destinées à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{st}=\frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\mathbf{f_e}$: La limite d'élasticité de l'acier.

$\boldsymbol{\gamma_s}$: Coefficient de sécurité de l'acier qui est égal à :

γ_s**=1,15** ……Situation durable.

γ_s**=1** ……Situation accidentelle.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
F_e**= 400 MPA**	σ_{st}**= 348 MPA**	σ_{st}**=400 MPA**
F_e**=520 MPA**	σ_{st}**=452 MPA**	σ_{st}**=500MPA**

- **Diagramme contraintes-déformations :**

Pour les états limites ultimes, les contraintes de calcul **(σ_s)** sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation **(ε_s)** de l'acier définie par le diagramme suivant :

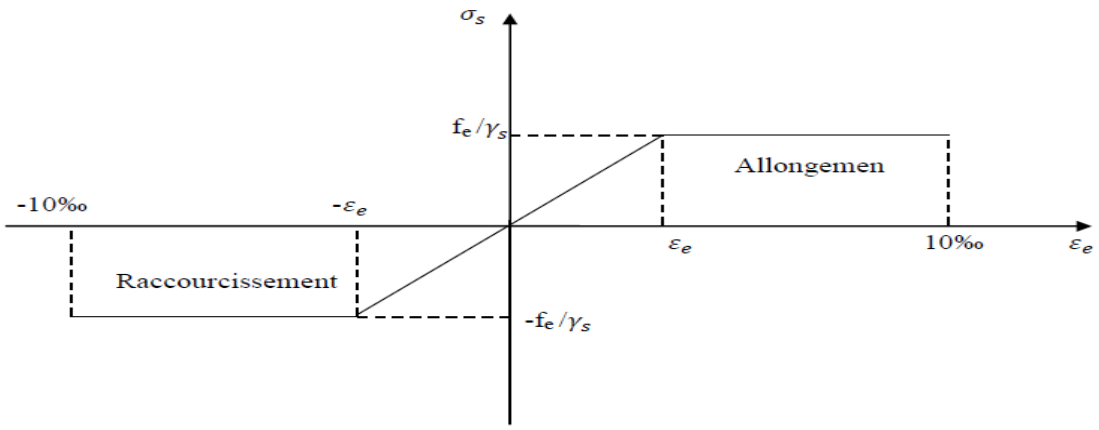


FIGURE I-5 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'ELU.

- **Etat limite de service (ELS) :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton , on doit limiter les contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$= **f (fissuration)**

- **Fissuration peu préjudiciable**

La contrainte n'est soumise à aucune réduction c'est-à-dire aucune vérification n'est à effectuer.

$$\overline{\sigma_{st}} = f_e$$

- **Fissuration préjudiciable**

Lorsque les éléments en objet sont exposés aux intempéries ou à des condensations où peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \min\left[\frac{2}{3} fe \; ; \; max(0.5fe ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right] \text{MPa} \longrightarrow \textbf{(BAEL91, modifié 99/Art.4.5.33)}$$

f_e= la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} = résistance caractéristique à la traction du béton (MPa)

η= coefficient de fissuration :

η =1 pour les aciers ronds lisse et treillis soudés.

η =1,3 pour les aciers de haute adhérence **(** $\emptyset < 6\mathbf{mm}$)

η =1,6 pour les aciers de haute adhérence **(**$\emptyset > 6\mathbf{mm}$)

- **Fissuration très préjudiciable**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité il faut avoir :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \min\left[\frac{1}{2} fe; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right] \text{MPa} \longrightarrow \textbf{(BAEL99/Art.4.5.34)}$$

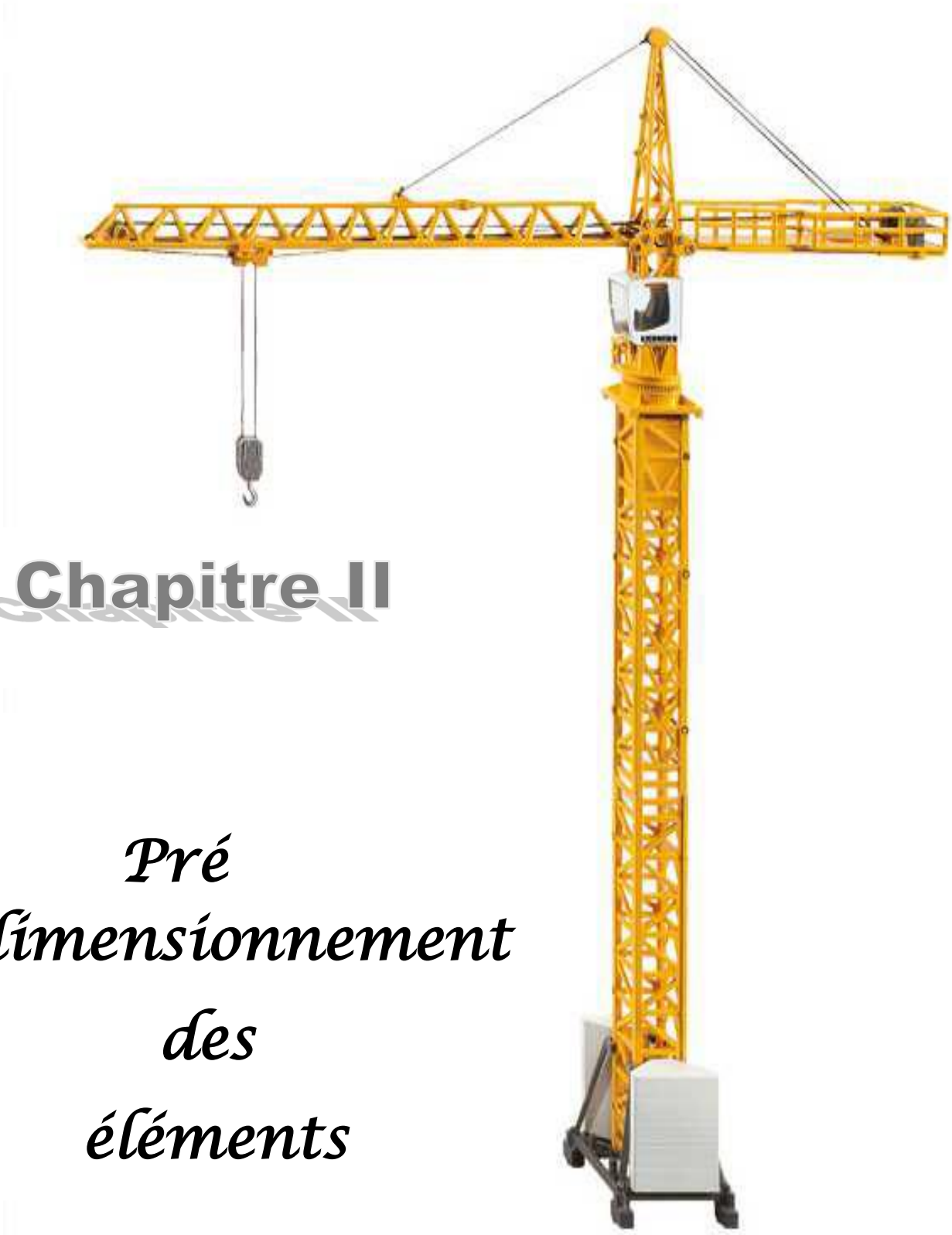
c) Protection des armatures : (BAEL91/Art A-7.240)

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

- **C≥5cm** : pour les éléments exposés à la mer ; aux embruns ou aux brouillardes salins, ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- **C≥3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (canalisation, réservoirs, tuyaux).

- **C≥1cm** : pour les parois situés dans les locaux non exposés aux condensations.



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II -1 / introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant, nous allons passer au Pré-dimensionnement qui a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles …)

Les dimensions obtenues ne sont pas définitifs, elles peuvent être augmentés après la vérification dans la phase du dimensionnement.

II-2 / .Les planchers :

Sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

❖ plancher à corps creux :

Il est constitué d'un corps creux , une dalle de compression en béton armé coulé sur place reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée a fin de limiter la flèche .

L'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t > \frac{L_{max}}{22,5} \qquad \text{(BAEL91 modifié99/Art B.6.8.424)}$$

Avec :

h_t : Epaisseur du plancher.

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

L_{max} =355 -25=330 cm

$h_t = \frac{330}{22,5} = 14,66$ cm **On opte pour : h_t=20cm**

On adoptera un plancher **(16+4)** en corps creux de **16 cm** et une dalle de compression de **4cm** pour tous les étages comme l'indique la figure ci-dessous :

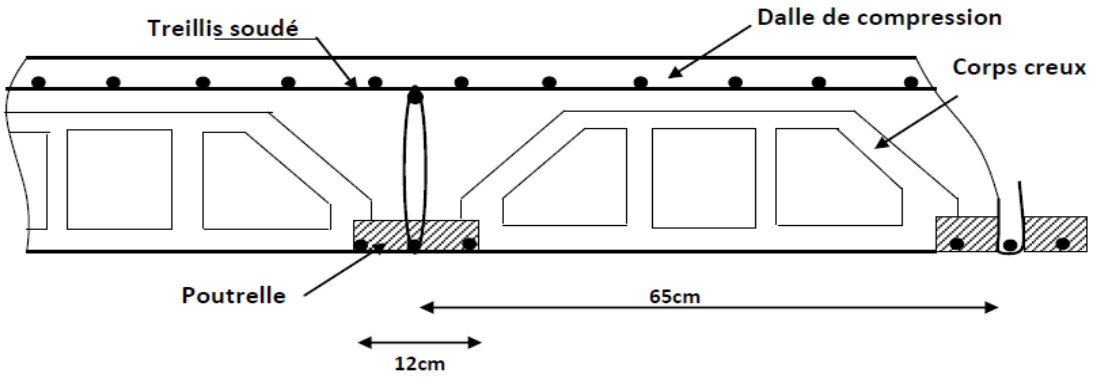


FIGURE II-1 : coupe verticale d'un plancher en corps creux

II-3 /Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chainage

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$
- $0{,}4\ ht \leq b \leq 0{,}7\ ht$

(BAEL91modifié 99, Art 4.14)

Avec :

$\mathbf{L_{max}}$**:** La plus grande travée dans le sens considéré

b : Largeur de poutre.

ht: hauteur de la poutre.

Par ailleurs le **RPA99** préconise les prescriptions, les dimensions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20cm$$
$$h \geq 30cm$$
$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Art 7.5.1 RPA/version 2003

II-3-1/ <u>Poutres principales</u> :

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles .

Sachant que la portée maximale dans les files est L_{max} = 420cm -25=**395cm**

- **Hauteu**r : elle est définie par :

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

$\frac{395}{15} \leq h_t \leq \frac{395}{10}$ $\Longrightarrow$ 26,33 cm $\leq h_t \leq$ 39,5 cm $\Longrightarrow$ on prend **: ht=35m**

- **Largeu**r : elle est définie par :

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

$0{,}4(35) \leq b \leq 0{,}7(35)$ $\Longrightarrow$ 14 cm $\leq b \leq$ 24.5cm $\Longrightarrow$ on prend **: b=25cm**

- **<u>Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article</u> : (Art 7.5.1 du RPA99version2003)**

- $b \geq 20cm$…… 25 > 20cm $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**.
- $h_t \geq 30m$ ……..35 > 30cm $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**
- $\frac{h_t}{b} \leq 4$ …… $\frac{35}{30} = 1{,}4 < 4$ $\Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

Donc on adopte : **Poutre principale ⟹ (25x35) cm²**

II-3-2/ <u>poutres secondaires</u> :

Disposées parallèlement aux poutrelles suivant le sens longitudinal.

L_{max} =355-25=330cm

- La hauteur de la poutre est : $\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10}$ ⟹ $22cm \leq h_t \leq 33$ cm

⇨ On prend **: h_t = 30cm**

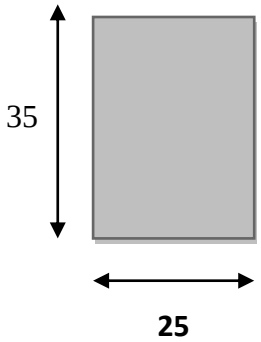
- La largeur de la poutre est : $0{,}4(30) \leq b \leq 0{,}7(30)$ ⟹ $12 \leq b \leq 21$

⇨ On prend : **b=25cm**

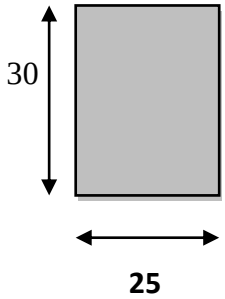
➢ **<u>Vérification relatives aux exigences du RPA de l'article</u> : (7.5.1 du RPA99 version 2003) :**

- $b \geq 20cm$ …….. 25 > 20cm ⟹ **Condition vérifiée.**
- $h_t \geq 30cm$ ……30 ≥30cm ⟹ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h_t}{b} \leq 4$ ……$30/25 = 1{,}2 < 4$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Donc on adopte : **Poutre secondaire ⟹ (25x30) cm²**



<u>FIGURE II-2</u> : Dimensions de la poutre Principale



<u>FIGUREII-3</u> : Dimensions de la poutre secondaire

II-4/ les voiles :

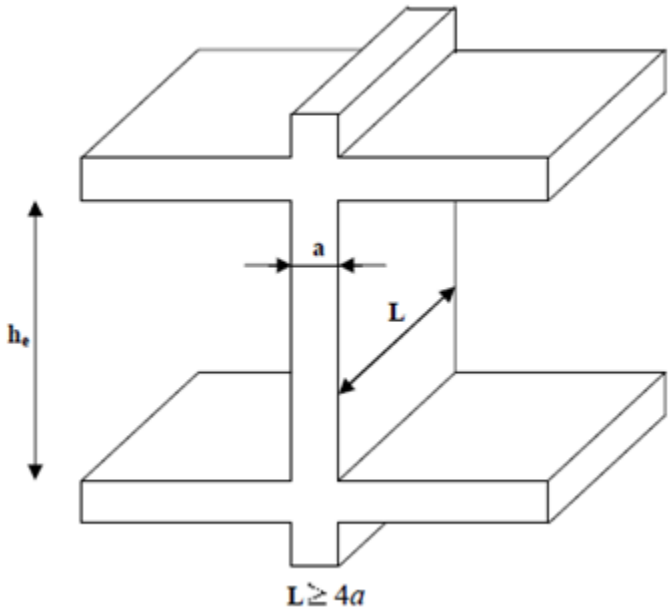


FIGURE II-4: coupe du voile en élévation

Sont des murs en béton armé qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment, pour leur pré dimensionnement est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99/ V2003.**

D'après ce dernier les éléments satisfaisants la condition **($L_{min} \geq 4a$)** sont considérés comme des voiles contrairement aux éléments linéaires où **L** et **a** sont respectivement la portée et l'épaisseur.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) avec une valeur minimale exigée par le même article de 15 cm et des conditions de rigidité à l'extrémité selon les formules suivantes :

- **Forme U** $\Longrightarrow a \geq \frac{h_e}{25}$
- **Forme T et L** $\Longrightarrow a \geq \frac{h_e}{22}$
- **Forme rectangulaire** $\Longrightarrow a \geq \frac{h_e}{20}$

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}$$

Avec :

$\mathbf{L_{min}}$: Longueur minimale de voile

a : épaisseur du voile.

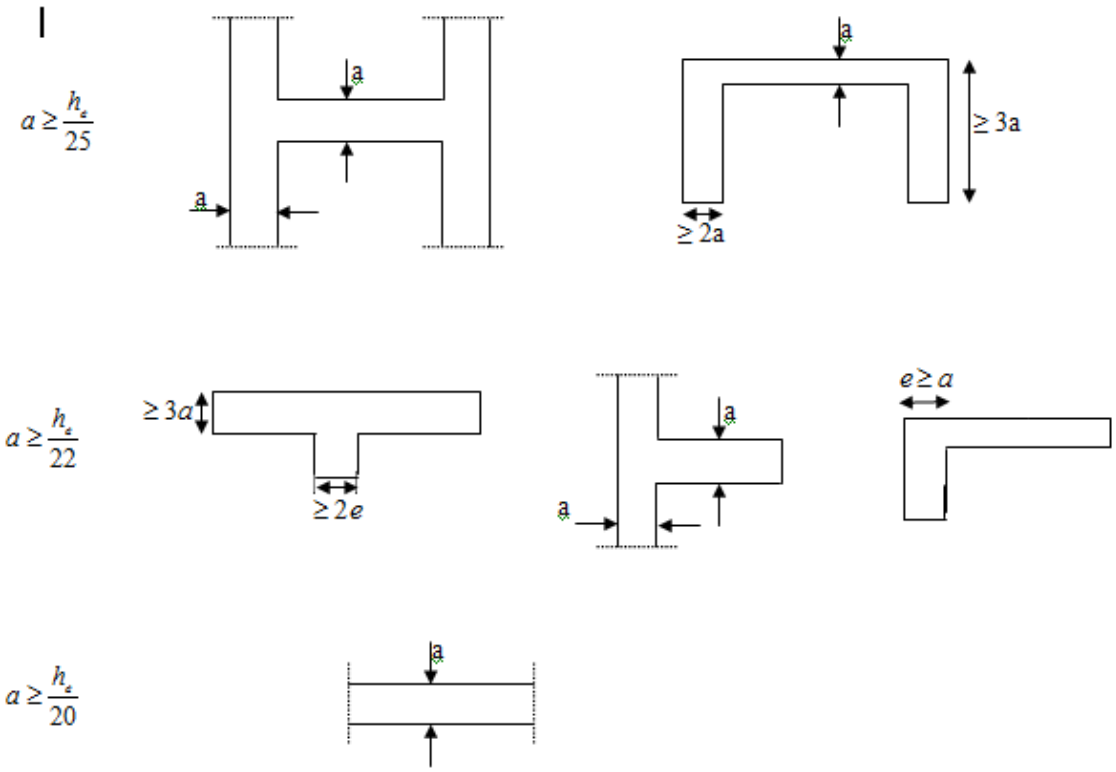


FIGURE II.5: Coupe de voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

- **Au niveau rez-de-chaussée :**

h_{voile} = 432 -20 = 412cm, épaisseur du plancher (16+4) =20cm

⇨ a= $\frac{h_{voile}}{20} = \frac{412}{20}$=20.6 cm

- **Au niveau de l'étage courant :**

h_{voile} = 306 -20=286 cm

⇨ a= $\frac{h_{voile}}{20} = \frac{286}{20}$ = 14.3 cm

Donc, on opte pour **a=25cm**

- **Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003(Art 7.7-1)** :

$$L_{min} \geq 4\ a$$

Avec :

L_{min} =275cm $\Longrightarrow$ 4a = 4x25= 100cm

$L_{min} \geq 4\ a$ $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

II-5 / Poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée , rectangulaire , ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticale) et transversales (horizontales).Ils permettent la transmission des charges d'étage en étage puis au fondations .

Ils sont pré-dimensionnés à **L'ELS** en compression simple. En considérant un effort **N** qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité.Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bs}}$$

- **Vérification des exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux de zoneII_a :**
  - **Min (b_1, h_1) $\geq$ 25cm**
  - **Min (b_1, h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$**
  - $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Avec :

b_1= largeur de la section.

h_1 =longueur de la section

$\mathbf{h_e}$= hauteur libre du poteau

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité ayant la plus grande surface d'influence).En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges, la section du poteau est donné par la formule suivante : **(Art 7.4.3.1 du RPA /2003)**

$$\begin{cases} N_s = G+Q \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} \end{cases} \qquad S > \frac{N_s}{\overline{\sigma_{bc}}}$$

$\mathbf{N_s}$=effort normal revenant un poteau considéré

S=section du poteau

G= charge permanente

Q= surcharges d'exploitation en tenant compte de la régression des surcharges

$\mathbf{f_{c28}}$= résistance du béton à **28jours**

- **Remarque** : en considérant en premier lieu pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le **RPA** qui est de **(25x25) cm^2.**

❖ **Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :**

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

1- **Charges permanentes (G) :**

a) **Plancher terrasse inaccessible :**

On a, la charge **G = ρe**

ρ: Poids volumique .

e : l'épaisseur de l'élément .

➢ **Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m^3)	Charges(KN/m^2)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale :			**G=5.46**

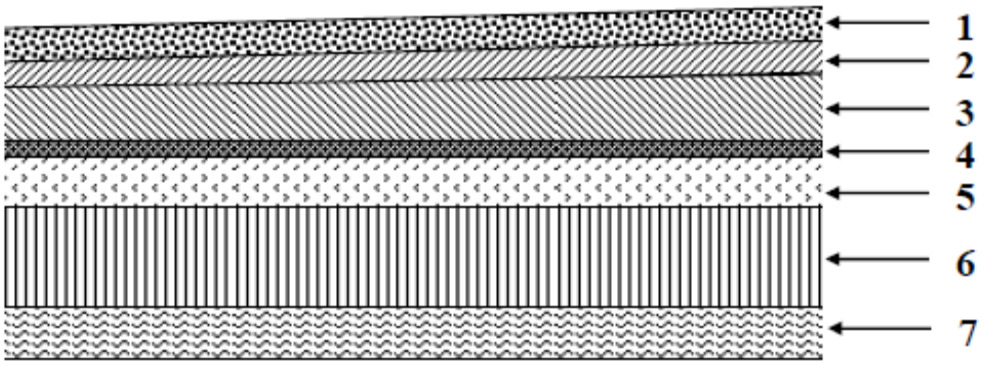


FIGURE II.6 : Coupe du plancher terrasse

b) Plancher étage courant :

➢ **Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique[KN/m^3]	Charges[KN/m^2]
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparation Interne	0.10	9	0.90
	Charge permanente totale :			G=5.06

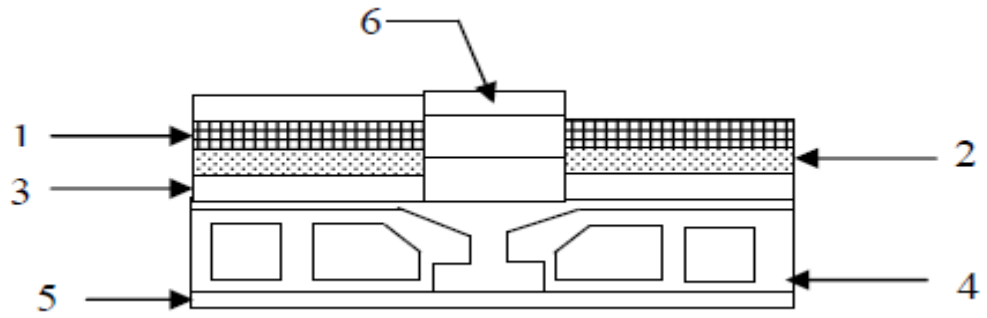


FIGURE II.7 : Coupe du plancher étage courant

c) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

C'est une double cloison en brique creuse de **25 cm** d'épaisseur **(10+5+10).**

- **Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du mur extérieur :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique[KN/m^3]	Charges[KN/m^2]
1	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	00	00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale :			G=2.40

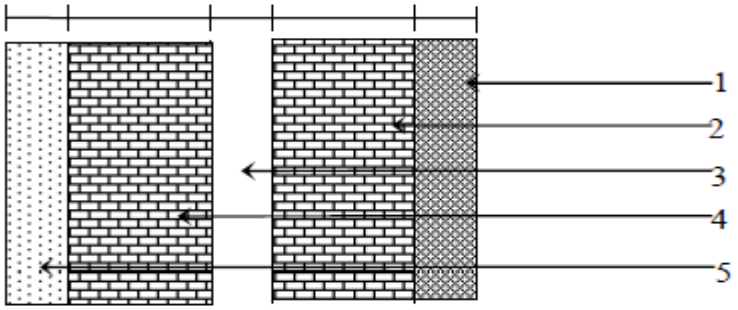


FIGURE II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur

- **Murs intérieurs :**
  - **Tableau II-4 : Valeur de la charge permanente du mur intérieur :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m^3]	Charges [KN/m^2]
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.02
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale :			G=1.30

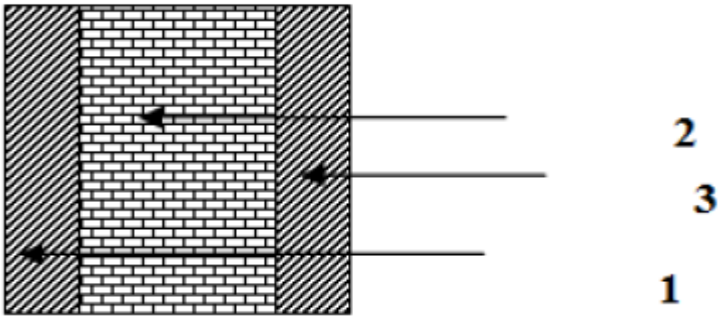


FIGURE II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur

d/ L'acrotère :

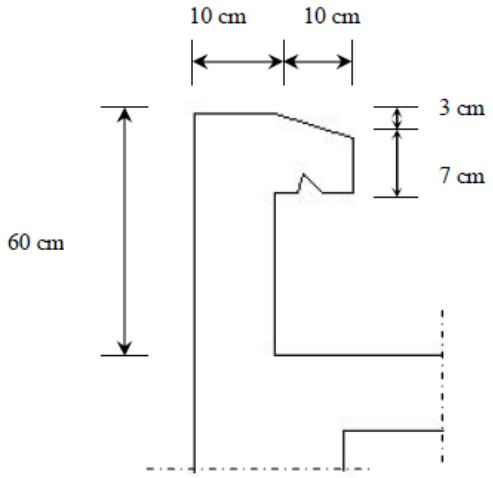


Figure -II-10 : Coupe verticale de l'acrotère

G= G_{ac} x 1m = ρ x Sx1m

Avec :

ρ: Masse volumique du béton **(25 KN/m^3)**

S : Section transversale de l'acrotère.

G= 25 x [0,6 x 0,1 +0,1X0,07 + $\frac{0,03\ X\ 0,1}{2}$] x 1m = 1.71 KN/m

G= 1,71 KN/m

2/ Surcharges d'exploitations (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR (article 7.2 et 7.2.2)** comme suit :

- **Tableau II.5 : Valeurs des charges d'exploitations**

Eléments	Surcharges
Acrotère	**1KN/m^2**
Plancher terrasse inaccessible	**1KN/m^2**
Plancher étage courant (habitation)	**1,5 KN/m^2**
Les escaliers	**2,5 KN/m^2**
Plancher RDC (commerce)	**4 KN/m^2**

❖ **descente de charge :**

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

a) Localisation du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est celui de rez-de-chaussée correspondant au croisement des portiques **« c »** et **« 2 »** comme le montre la figure ci-après :

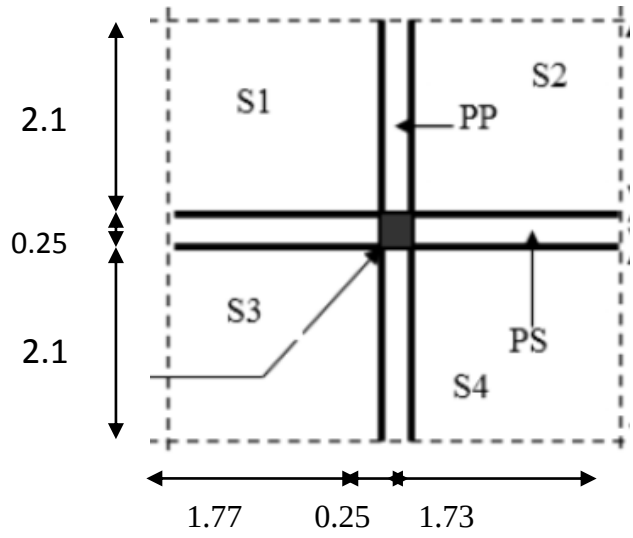


FIGURE II.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

- **Surface d'influence :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

S_1 = 2,1 x 1,77 = 3,72 m^2

S_2 = 2,1 x 1,73 = 3,63 m^2

S_3 = 2,1 x 1,77 = 3,72 m^2

S_4 = 2,1 x 1,73 = 3,63 m^2

$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$ = 14,7m^2

b) Poids propre des éléments :

- **Plancher terrasse :**

$\mathbf{PP_t = G_t \times S_n}$= 5,46×14.7= 80.262 KN

- **Plancher étage courant :**

$\mathbf{PP_c = G_C \times S_n}$ = 5,10×14.7=74.97KN

- **Poutres :**

⇨ **Poutres principales :**

PP_p= 0,35 x 0,25 x (2,1+2,1+0,25) ×25 =11,68 KN.

⇨ **Poutres secondaires :**

PP_s= 0 ;30 x 0,25x (1,77+1,73+0,25) ×25 =7,03 KN.

Donc : le poids propre des poutres :

$P_{tot} = PP_p + PP_s$

P_{tot} = 11,68 + 7;03 = 18,71 KN

- **Poteaux :**
  - **Poteaux du RDC :**

PP_{RDC} =0,25×0,25×4,32×25= 6,75 KN

  - **Poteaux de l'étages courant :**

PP_{etage} = 0,25 x 0,25 x 3,06 x 25 = 4,78KN.

  - **Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le document technique réglementaire **(DTR. B.C.2.2)** nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout les plancher.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

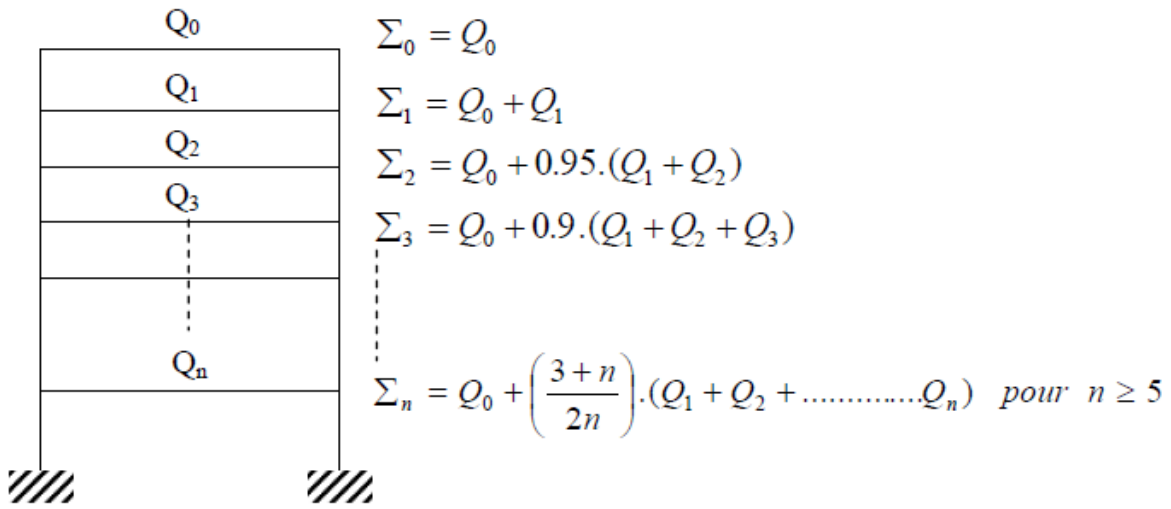


FIGURE II.12 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Avec :

$\mathbf{Q_0}$: Surcharge d'exploitation à la terrasse.

$\mathbf{Q_i}$: Surcharge d'exploitation de l'étage **i**

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

$\mathbf{Q_n}$: Surcharge d'exploitation à l'étage **« n »** en tenant compte de la dégression des surcharges.

- **Surcharges d'exploitations :**

- **Plancher terrasse** : Q0= 1 x 14.7 = 14,7 KN
- **Plancher étage courant de 1à 10** : Q1 = ...= Q10 =1.5 x 14,7=22,05 KN
- **Plancher RDC partie commercial** : QRDC = 4x 14.7=58,8 KN
- **Plancher terrasse inaccessible :** Q0= 14.7KN

$Q_1=Q_0+ Q_1$= 14,7+ 22,05= **36.75 KN**

$Q_2=Q_0+ 0,95(Q_1+ Q_2)$ = 14,7 + 0,95(22,05 +22,05) =**56.595 KN**

$Q_3=Q_0+ 0,90(Q_1+ Q_2+Q_3)$ = 14.7+ 0,90(22,05+22,05+22,05) = **74,235 KN**

$Q_4=Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3+Q_4)$ = 14,7 + 0,85 (22,05+22,05 +22,05+22,05)

= **89.67 KN**

$Q_5=Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 +Q_5)$= 14.7 + 0,80 (22.05+ 22.05 +22.05 +22.05 +22.05) = **102.9 KN**

$Q_6=Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 +Q_5+ Q_6)$= 14,7+0,75 (22.05 +22.05 +22.05 +22.05 +22.05+22.05)=**113.925 KN**

$Q_7=Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5+ Q_6+Q_7)$

=14,7 + 0,71(22.05+22.05+22.05+22.05+22.05+22.05+22.05)=**124.2885KN**

$Q_8=Q_0+ 0,68 (Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4+ Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)$

= 14,7 + 0,68 (22.05 +22.05 +22.05+22.05 +22.05+22.05+22.05+22.05) = **134.652 KN**

$Q_9=Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)$

=14,7+0,66 (22.05 +22.05+22.05 +22.05 +22.05+ 22.05+22.05+22.05 +22.05) = **145.677 KN**

$Q_{RDC} =Q_0+0,65 (Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{RDC})$

=14,7+0,65 (22.05 +22.05 +22.05 +22.05 +22.05 +22.05 +22.05+22.05+22.05 + 83,4)

=**181.9125 KN**

II-5-2 / <u>Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau C2 :</u>

Niveaux	Charges Permanents [KN]					Charges D'Exploitation [KN]		Efforts Normaux [KN]	Section [cm^2]	
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	$N=G_c+Q_c$	$S \geq N/0.6f_{c28}$	Section adoptée
10	80.262	18,71	0,000	98,972	98,972	14,7	14,7	113,672	75,781	35x35
9	74.97	18,71	4,78	97,87	196,842	22,05	36,75	233,592	155,728	35x35
8	74.97	18,71	4,78	97,87	294,712	22,05	56,595	351,307	234,204	35x35
7	74.97	18,71	4,78	97,87	392,582	22,05	74,235	466,817	311,211	40x40
6	74.97	18,71	4,78	97,87	490,452	22,05	89,67	580,122	386,748	40x40
5	74.97	18,71	4,78	97,87	588,322	22,05	102,9	691,222	460,814	40x40
4	74.97	18,71	4,78	97,87	686,192	22,05	113,925	800,117	533,411	45x45
3	74.97	18,71	4,78	97,87	784,062	22,05	124,2885	908,3505	605,567	45x45
2	74.97	18,71	4,78	97,87	881,932	22,05	134,652	1016,584	677,722	45x45
1	74.97	18,71	4,78	97,87	979,802	22,05	145,677	1125,479	750,319	50x50
RDC	74.97	18,71	6,75	99,842	1079,644	58,8	181,9125	1261,5565	841,037	50x50

II-5-3/ Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35 X 35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\ cm$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35\ cm \geq 25\ cm.$	CV
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3\ cm \leq 35cm$	CV
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	CV
40 X 40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\ cm$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40\ cm \geq 25\ cm.$	C V
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3\ cm \leq 40cm$	C V
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	C V
45 X 45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\ cm$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45\ cm \geq 25\ cm.$	CV
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3\ cm \leq 45cm$	CV
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	CV

50 X 50	**Min (b_1 , h_1) ≥25 cm**	**Min (b_1 , h_1) =50 cm ≥ 25 cm.**	**CV**
	Min (b_1, h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$	**$\frac{h_e}{20} = \frac{432}{20}$ = 21,6 cm ≤ 50cm**	**CV**
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	**$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{50}{50} = 1 < 4$**	**CV**

- **<u>Conclusion</u> : le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA**

II-5-2 / <u>Vérification des poteaux au flambement</u> :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

<u>Avec :</u>

***Lf*:** longueur de flambement **(Lf = 0.7 L0)** (poteau encastré à la base et articulé),

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

L_0: hauteur libre du poteau ;

S: section transversale du poteau **(b x h)** ;

I: moment d'inertie du poteau (**$I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)**

<u>D'où</u> :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0{,}7\, L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0{,}7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{B}$$

- **Poteaux (35 X 35)**: L_0= 306 cm

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{Iyy}{S}}} = \frac{0,7 \times 306}{\sqrt{\frac{35^2}{12}}} = 0,7 \times 306 \frac{\sqrt{12}}{35} = 21.20 < 50$$

- **Poteaux (40 X 40)**: L_0 = 306 cm

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{Iyy}{S}}} = \frac{0,7 \times 306}{\sqrt{\frac{40^2}{12}}} = 0,7 \times 306 \frac{\sqrt{12}}{40} = 18.55 < 50$$

- **Poteaux (45 X 45) :** L_0= 306 cm

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{Iyy}{S}}} = \frac{0,7 \times 306}{\sqrt{\frac{45^2}{12}}} = 0,7 \times 306 \frac{\sqrt{12}}{45} = 23.27 < 50$$

- **Poteaux (50X 50)**: L_0 = 432 cm

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{Iyy}{S}}} = \frac{0,7 \times 432}{\sqrt{\frac{50^2}{12}}} = 0,7 \times 432 \frac{\sqrt{12}}{50} = 20.95 < 50$$

❖ **Conclusion** :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement

❖ **Conclusion générale :**

Pré-dimensionnements	ht
Les planchers en corps creux	20 cm (16+4)
Les voiles	25 cm

II-6· Pré dimensionnement des poutres :

	Poutres principales	Poutres secondaires
Section adoptée	(25x 35) cm^2	(25x 30) cm^2

II-7· Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	Section adoptée
RDC commerce, 1er niveau	**(50 X 50)cm²**
2ème , 3ème, 4ème niveaux	**(45 X 45) cm²**
5ème, 6ème, 7ème niveaux	**(40X40) cm²**
8ème, 9ème, 10ème niveaux	**(35X35) cm²**

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement (poutres , poteaux , voiles) ,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-1/ L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussé de vent . La forme de la pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Le calcul des armatures se fera à **L'ELU** et la vérification à **L'ELS** pour une bande de largeur d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère **« G »** et à un effort latéral **(Q= 1KN)** dû à la main courante provoquant un moment de renversement M_r**.**

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

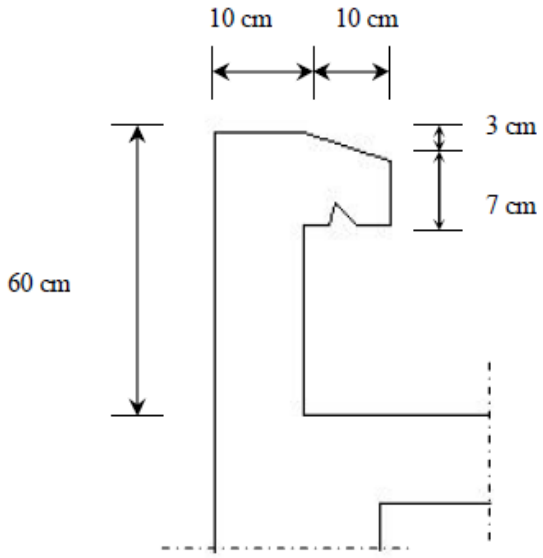


Figure III1-1-1: Coupe transversale de l'acrotère

III-1-1/Calcul des sollicitations :

- **effort normal dû au poids propre :**

$$G == G_{ac} \cdot 1m = \ . S \ .1m$$

Avec :

ρ: Masse volumique du béton **(25 KN/m^3)**

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \times [\ 0,6 \times 0,1 + 0,1 \times 0,07 + \frac{0,03 \times 0,1}{2}\ ] \times 1m$$

G= 1,71 KN/m

- **Surcharge due a l'effort latéral Q :**

Q=1 KN/ml

- **Effort tranchant dû à l'effort latéral :**

T= Qx1ml = 1KN

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

N_G= G x 1 = 1,71 x 1=1,71 KN

- **Effort normal dû à la surcharge Q** :

$N_{Q=}$ 0 KN

- **Moment de renversement dû à G :**

M_G=0KN

- **Moment de renversement dû à l'effort horizontal Q :**

M_Q=Q x h x 1m = 1 x 0,6 x 1= 0,6 KN.m

- **Diagramme des efforts internes (M,N,T)**

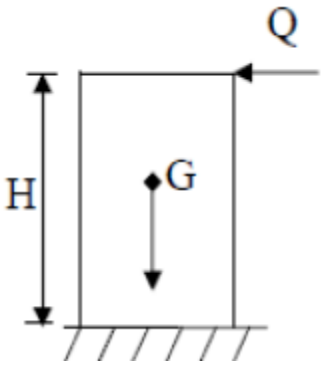
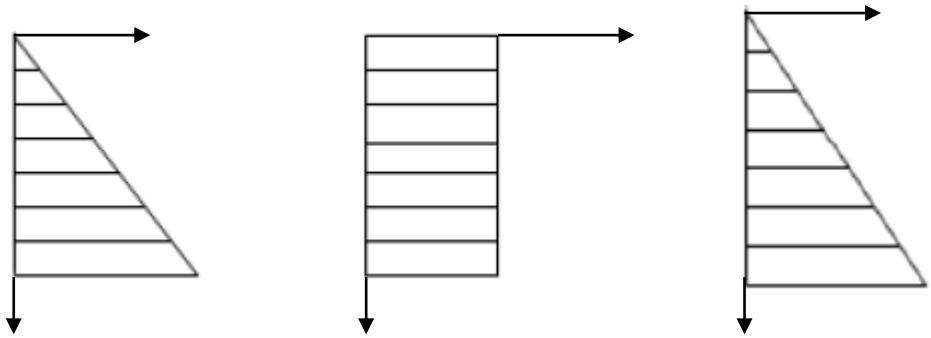


Figure III-1-2 : schéma statique de l'acrotère

Moment fléchissant **effort tranchant** **effort normal**



M=0,6KN.m **T=Q=1kN** **N=G=1,71 KN**

Figure III-1-3 : diagramme des efforts

III-1-2 / combinaisons de charge :

a/état limite ultime (ELU) :

La combinaison de charge est **1,35G+ 1,5 Q**

- **effort normal de compression** :

$N_u = 1,35N_G + 1,5\ N_Q = (1,35 \times 1,71) + (1,5 \times 0) = 2,31$ KN

- **Effort tranchant** :

$T_u = 1,5 \times 1 = 1,5$ KN

- **Moment fléchissant** :

$M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5\ M_Q = (1{,}35 \times 0) + (1{,}5 \times 0{,}6) = 0{,}9$ KN.

b/ état limite de service (ELS) :

la combinaison de charge est : **G+Q**

- **effort normal de compression :**

$N_s = N_G + N_Q = 1{,}71 + 0 = 1{,}71$ KN

- **Effort tranchant** :

$T_S = T = 1$ KN

- **Moment fléchissant :**

$M_s = M_G + M_Q = 0 + 0{,}6 = 0{,}6$ KN.m

III-1-3 /le ferraillage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire (h=10cm, b=100cm) soumise à une flexion composée.

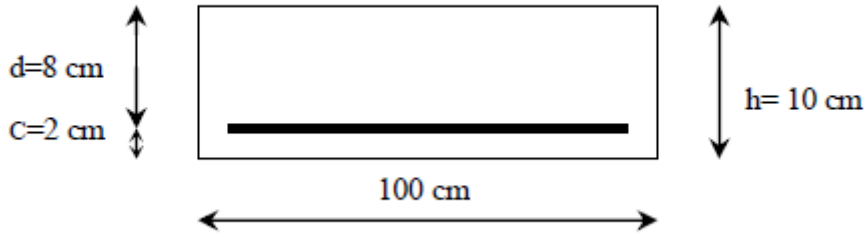


Figure III-1-4 : section rectangulaire

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression« *N* » et un moment de flexion « *M* ». dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f ,afin de déterminer les armatures fictives Af ,puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.

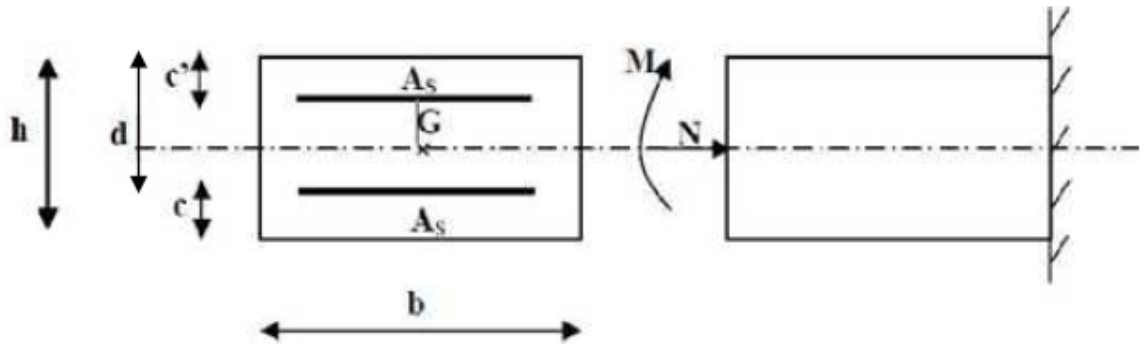


Figure III-1-5 : section rectangulaire soumise à la flexion simple .

Avec :

h : épaisseur de la section .

c =2cm : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton .

d= h-c : hauteur utile

$\mathbf{M_f}$:moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues .

f_e=400MPa ; γ_s=1,15 ; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ = 348 MPa

⇨ Le calcul se fait à **L'ELU** puis les vérifications à **L'ELS**.

III-1-3-1 /Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul de l'excentricité (centre de pression)** :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times (10)^2}{2,31} = 38,96 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3\text{cm}$$

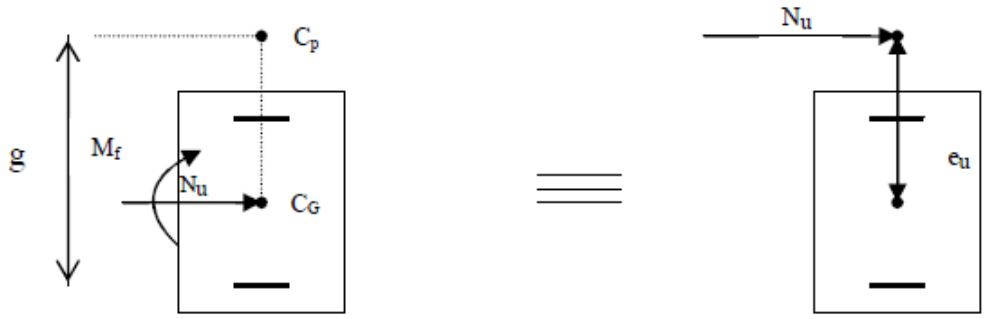


Figure III-1-6 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

⇨ Le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section , l'effort normal (*N*) est un effort de compression =>**Section partiellement comprimée (SPC).**

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $\mathbf{M_f}$, puis elle se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple** :

- **Moment fictif** :

$$\mathbf{M_f = N_u \, . \, g}$$

Avec :

g: distance entre «C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues

$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38{,}96 + \frac{10}{2} - 2 = 41{,}96 \text{ cm} = 0{,}42 \text{ m}$

d'où : $M_f = 2{,}31 \times 0{,}42 = 0{,}97$ KN .m

- **moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b\, d^2\, f_{bu}} = \frac{0{,}97 \times 10^3}{100 \,.8^2\, .14{,}2} = 0{,}0106$$

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

$\mu_b = 0{,}0106 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ **SSA**

$\mu_b = 0{,}0106 \Rightarrow \beta = 0{,}995$

- **Armatures fictives** :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{0{,}97 \times 10^3}{0{,}995 \,.8\, .348} = 0{,}35 \text{cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures réelles en flexion composée :** $\mathbf{A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}}$

Avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348$ MPa

$A_u = 0{,}35 - \frac{2{,}31 \times 10}{348} = 0{,}28\ cm^2$

III-1-3-2 / <u>vérification à L'ELU</u> :

- **<u>Condition de non fragilité</u>** : **(Art :A.4.2.1 / BAEL91)**

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

- **<u>Armatures principales</u>** :

$$\mathbf{A_u \geq A_{min}}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\left(\frac{e_s - 0{,}445\ d}{e_s - 0{,}185\ d}\right)$$

<u>Avec</u> :

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{c28} = 0{,}6 + 0{,}06\ (25) =$ **2,1 MPa**

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0{,}6}{1{,}71} =$ **35,08 cm** .

⇨ $A_{min} = \frac{0{,}23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 2{,}1}{400}\left(\frac{35 - 0{,}445\ (8)}{35 - 0{,}185\ (8)}\right)$

A_{min}= 0,90 cm^2

⇨ D'où les armatures principales : $A_u = 0{,}28\ cm^2 < A_{min} = 0{,}90\ cm^2$

- **<u>Conclusion</u>** :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$A = A_{min} = 0{,}90\ cm^2$

Soit $A_{adoptée}$ = 5HA8 = 2.51 cm^2/ ml avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20$ cm

- **Armatures de répartition** :

$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 cm^2$

Soit A_r = 4HA8 = 2,01 cm^2 /ml avec un espacement : S_t = 20 cm

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; \ 4MPa\right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right\} = \min\left\{\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4MPa\right\} = \min\{2,5MPa ; 4MPa\}$$

$\overline{\tau_u}$=2 ,5MPa

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd}}$ avec : $\mathbf{V_u}$ = 1,5 x Q = 1,5 x 1 = 1,5 KN

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_u}$ = 0,019 MPa < $\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$ = 2,5MPa ⟹ **condition vérifiée**

- **Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement, donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement. les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL 91)**

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

f_{t28} =2,1 MPa

$\boldsymbol{\Psi_s}$:coefficient de scellement

- $\boldsymbol{\Psi_s = 1,5}$ Pour Acier de haute adhérence
- $\boldsymbol{\Psi_s = 1}$ Pour les ronds lisse.

D'où : $\overline{\tau_{se}}$ = 1,5 x 2,1 = 3,15 MPa

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

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

n : nombre de barres .

$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 10,05$ cm

D'où :

$\tau_{se} = \frac{1,5 \, .10}{0,9 \, .8 \, .10,05} = 0,21$ MPa

τ_{se} = 0,21 MPa < $\overline{\tau_{se}}$ = 3,15 MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

- **Espacement des barres** :

- Armatures principales : S_t= 20 cm < min {3h ;33cm }= 30 cm
- Armatures de répartition : S_t= 20 cm < min {4h ;45cm }= 40 cm

- **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\overline{\tau_{su}}}$

Avec :

- **Contrainte d'ancrage** :

$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \, (\Psi_s^2) f_{t28} = 0,6 \, (1,5)^2 \, . \, 2,1 = 2,84$ MPa

D'où : $L_s = \frac{8x400}{4x2,84} = 281,69$ mm = 28,169 cm $\Longrightarrow$ soit L_s**= 30 cm**

III-1-3-3 /<u>vérification à L'ELS</u> :

- ✓ **<u>Ferraillage</u> :**
  - ❖ **<u>Calcul de la section d'armatures en flexion simple</u>** :

    - **<u>Moment fictif</u>** :

$$\mathbf{M_f = N_s \cdot g}$$

<u>Avec</u> :

g: distance entre «C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues

$e_s = \frac{M_s}{N_s}$ =35,09cm $> \frac{h}{2}$ - c=3cm ⟶ **SPC**

$g = e_s + \frac{h}{2} - c = 35,09 + \frac{10}{2} - 2 = 38,012cm = 0,38m$

<u>d'où :</u> M_f = 1,71 x 0,38 = 0,65 KN .m

- **<u>moment réduit</u>** :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b\, d^2\, f_{bu}} = \frac{0,65 \times 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,2} = 0,0071$$

<u>Avec</u> : $f_{bu} = \frac{0,85\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5}$= 14,2 MPa

μ_b= 0,0071 < μ_l = 0,392 ⟹ **SSA**

μ_b= 0,0071 => β= 0,871

- **<u>Armatures fictives</u>** :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{0,65 \times 10^3}{0,871 \cdot 8 \cdot 348} = 0,27cm^2$$

❖ **<u>Calcul des armatures réelles en flexion composée :</u>** $\mathbf{A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}}$

avec$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ = 348 MPa

$A_u = 0,27 - \frac{1,71 \times 10}{348} = 0,22$

⇒ Le ferraillage adopté à l'ELU est suffisant.

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

La fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; 110\sqrt{n\, f_{t28}}\right\}$$

Avec : n = 1,6 pour les barres H.A

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min\left\{\frac{2}{3}400 \; ; 110\sqrt{1{,}6 \text{ X } 2{,}1)}\right\} = \min\{266{,}6 \; ; \; 201{,}63\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201{,}63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta . d . A_s}$$

β: est fonction de ρ.

$$\rho = \frac{100 . A_s}{b.d} = \frac{100.2{,}51}{100.8} = 0{,}313 \longrightarrow \beta = 0{,}912$$

$$\sigma_s = \frac{0{,}6 .10^3}{0{,}912 \; . \; 8 \; .2{,}51} = 32{,}76 \text{MPa}$$

σ_{st}= 32,76MPa < $\overline{\sigma_{st}}$= 201 , 63 MPa ⟹ **condition vérifiée .**

- ✓ **vérification de l'acrotère au séisme** : **(Art 6.2.3 RPA 99)**

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_P , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge **Q** donnée .

[Art .6.2.3 / RPA99 version 2003]

$$F_p = 4 . A . C_p . W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau **(4,1)[RPA99 version 2003]** Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

Cp : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) **[RPA99 version 2003]**, Il est pris égal à **0,8** (élément console)

Wp: poids de l'acrotère, égal à **1,71 KN/m**

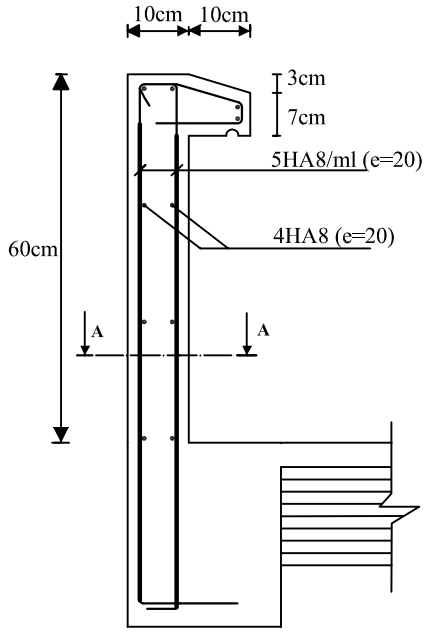
D'où :

Fp =4x 0,15x 0,8x 1,71 = 0,820 KN<Q = 1 KN/ml.

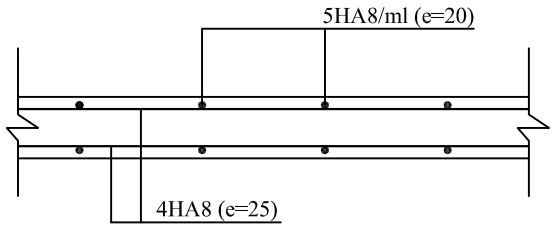
- **Conclusion**: .

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal **Q=1KN/ml** supérieure à la force sismique , d'où le calcul au séisme est inutile .

On adopte donc pour le ferraillage celui choisi précédemment



Coupe A-A



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie civil

FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

Proposé par:		octobre 2019
Présenté par:	**Melle: LOUIZINI Fatma** **Melle: KICHOU Taouès**	Plan:
Encadré par:	Mr : HAMMAR Rabah	Echelle:

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title
()
/Subject
(D:20191215113232+01’00’)
/ModDate
()
/Keywords
(PDFCreator Version 0.9.5)
/Creator
(D:20191215113232+01’00’)
/CreationDate
(BAKIR_5)
/Author
-mark-

III-2 / Les plancher :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux (16+4), il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T : elles sont disposées suivant la petite portée distance de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance
- Le corps creux de 16 cm qui se repose sur les poutrelles est utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur.

III -2-1 / ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de « 4cm » d'épaisseur ; armée d'un treillis soudé de nuance **(TLE520)** dont le but est :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets de charges appliqués sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser une valeur indiquée par le **BAEL(Art B.6.8.423)** qui sont :

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a/ les armatures ⊥ aux poutrelles (BAEL91/B.6.8.5)

$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$ Si $l \leq 50$ [cm]

$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$ Si $50 \leq l \leq 80$cm

Avec :

l : distance entre axes des poutrelles en **cm** .

Dans notre cas : l=65[cm] $\Longrightarrow \boldsymbol{A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}}$

AN : $A_{\perp} \geq \frac{4 .65}{520} \geq 0.5\ cm^2$ /ml

On adoptera $\boldsymbol{A_{\perp}}$**= 5T5/ml = 0.98** $\boldsymbol{cm^2}$ **/ml** avec un espacement $\boldsymbol{S_t}$ **= 20cm.**

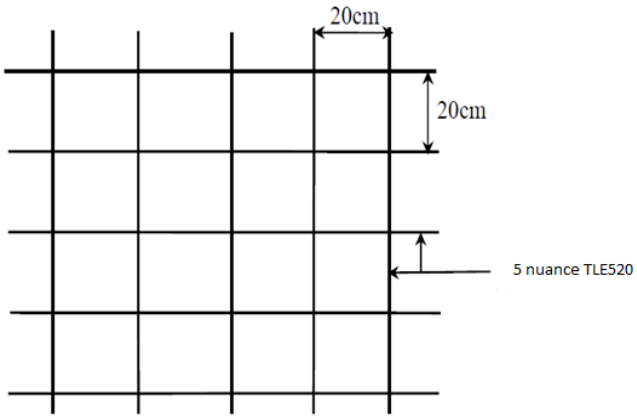
b/ <u>armatures parallèles aux poutrelles :</u>

$\boldsymbol{A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}} = \frac{0.98}{2} = 0.49\ cm^2$/ ml

On adoptera $\boldsymbol{A_{\parallel}}$ **=5T5 /ml = 0.98** $\boldsymbol{cm^2}$**/ ml**ave un espacement $\boldsymbol{S_t}$**=20cm**

<u>Conclusion :</u>

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé **(TLE520)** de dimension **(5x5x200x200) mm²**



<u>Figure III-2-1</u> : schéma du treillis soudé

III-2-2/ <u>calcul des poutrelles</u> :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

a/ Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m²et celui de la main d'œuvre.

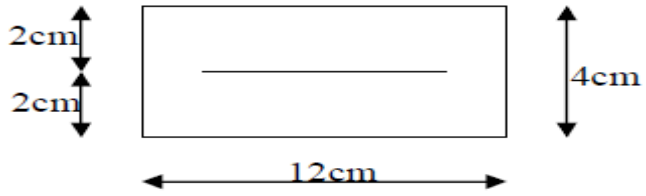


Figure III-2-2 : section transversale de la poutrelle

-Poids propre de la poutrelle :

G_1=0,12 x 0,04 x 25 = 0.12 KN /ml

-Poids du corps creux :

G_2=0,65 x 0,95 = 0.62 KN /ml

$\Longrightarrow$ G= G_1+G_2=0.12+0.62=0.74 KN/ml

-Surcharge de l'ouvrier : Q=1 KN/ml

1/ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la plus grande travée ; en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable

- ✓ **Combinaisons des charges :**

q_u=1.35G+1.5Q = (1.35 x 0.74) + (1.5x 1)=2.5 KN/ml

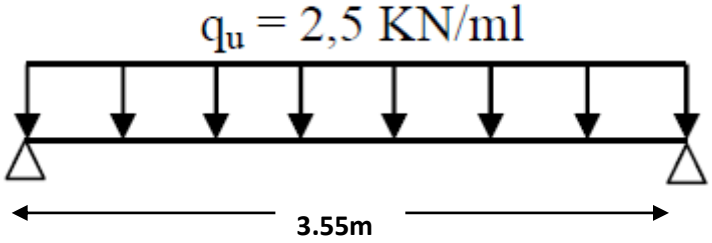


Figure III-2-3 : schéma statique de la poutrelle

- ✓ **Calcul du moment en travée :**

M_u= q_u x $\frac{l^2}{8}$ = 2.5 x $\frac{(3.55)^2}{8}$ = 3.938 KN/m

- ✓ **Calcul de l'effort trenchant** :

T_u=$\frac{q_u .l}{2}$ = $\frac{2.5 \text{ x } 3.55}{2}$ = 4.437 KN

- ✓ **Ferraillage :**

Avec : b=12cm c=2cm

h=4cm d=h-c = 2cm (hauteur utile)

$$\boldsymbol{\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}}\ \mathbf{f_{bu} = 14.2\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\mu_b} = \frac{3.938\ x10^3}{12x2^2x14.2} = 5.777 > 0.392$$

- ➢ La section est doublement armée.

Conclusion :

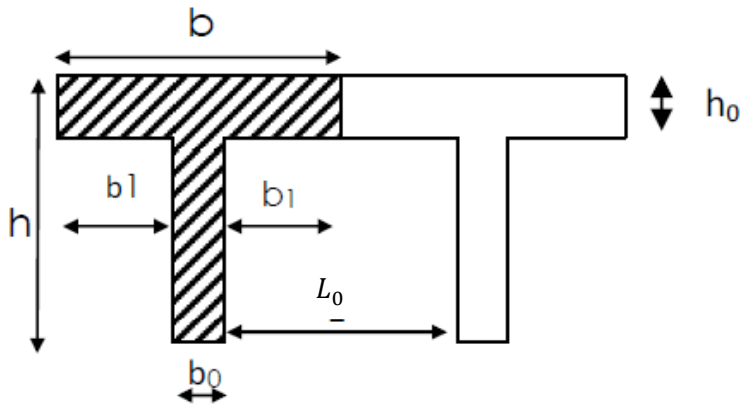
Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm , il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction , ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression .

b/ Après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue de section en Té avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simple.

- **Dimensionnement de la section en Té (BAEL /Art A.4.1,3)** :



Les règles de BAEL précisent que la largeur d'hourdis (b_1) à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min}\left(\frac{L_0}{2};\ \frac{L}{10};\ 8h_0\right)$$

Avec :

L : Longueur entre nus d'appuis de la plus grande travée (355cm)

$\boldsymbol{L_0}$: Longueur libre entre axes des poutrelles (65-12=53cm)

h : hauteur du plancher (16+4=20cm)

$\boldsymbol{h_0}$: Epaisseur de la dalle de compression

c : enrobage (2cm)

d : hauteur utile (d=h-c=20-2=18cm)

$\boldsymbol{b_0}$: Largeur de la nervure

$\boldsymbol{b_1}$: débord $b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{355}{10}; 32\right)$ **b_1=26.5 cm**

- **Charge et surcharge :**
  - ✓ **Charge permanente :**

-plancher étage courant : G=5.06x0.65=3.289KN/ml

-plancher terrasse : G=5.46x0.65=3.549KN/ml

  - ✓ **Charge d'exploitation :**

-plancher étage courant : Q=1.5x0.65=0.975KN/ml

-plancher terrasse :Q=1x0.65=0.65KN/ml

- **Combinaison a L'ELU et L'ELS :**

-**plancher étage courant :**

à**L'ELU**: q_u=1.35G+1.5Q=1.35(3.289)+1.5(0.975)=5.902KN/ml

àL'ELS: q_u=G+Q=3.289+0.975=4.264KN/ml

-**plancher terrasse:**

àL'ELU : q_u=1.35G+1.5Q=1.35(3.549)+1.5(065)=5.766 KN/ml

àL'ELS : q_u=G+Q=3.549+0.65=4.199KN/ml

Remarque :

Vu la différence des surcharges entre les étage d'habitations et le plancher de la terrasse on effectuera le calcul pour le cas le plus défavorable. Pour le Plancher d'étage courant on aura alors trois types de poutrelles à étudier.

- **Calcul des efforts interne :**

✓ **Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide des trois méthodes suivantes :

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

III.2.3/ Choix de la méthode de calcul :

❖ **Méthode forfaitaire :**

- **Domaine d'application (B.6.2,210 BAEL91) :**

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5kN/m² .

$$Q \leq \max \{2G ; 5kN/m^2\}$$

Q =1,5 kN/m^2< 2G = 10,12 kN/m²⟹**Condition vérifiée**

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées.⇒***Condition vérifiée***

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**.

$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3.55}{3.45}$=1.02 $\quad\quad$ $\frac{l_4}{l_5} = \frac{3.25}{3.00}$ =1.08

$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.45}{3.00}$=1.15 $\quad\quad$ $\frac{l_5}{l_6} = \frac{3.00}{3.45}$ = 0.86 $\quad\quad$ ⇒**Condition vérifiée**

$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.00}{3.25}$=0.92 $\quad\quad$ $\frac{l_6}{l_7} = \frac{3.45}{3.55}$=0.97

4) la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable ⇒**Condition vérifiée**

Conclusion :

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

- **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et aux appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 en travée. Celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Exposé de la méthode :**

(α) : le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes et d'exploitation :

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

$\boldsymbol{M_0}$: la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges $\boldsymbol{M_0}=\frac{ql^2}{8}$

l: la longueur entre nus des appuis.

$\boldsymbol{M_w}$: la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$\boldsymbol{M_e}$: la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$\boldsymbol{M_t}$: moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs$\mathbf{M_w}$, $\mathbf{M_e}$, $\mathbf{M_t}$: doivent vérifier les conditions suivantes :

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

- ✓ $\mathbf{M_t} \geq (\frac{1+0.3\alpha}{2})M_0$ dans une travée intermédiaire.
- ✓ $\mathbf{M_t} \geq (\frac{1.2+0.3\alpha}{2})M_0$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

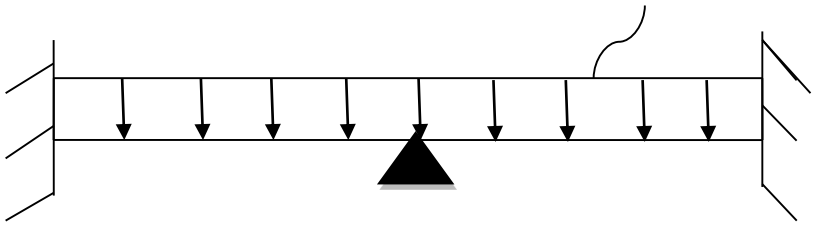
- ✓ **0,6 $\mathbf{M_0}$** pour une poutre à deux travées.
- ✓ **0,5 $\mathbf{M_0}$** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- ✓ **0,4$\mathbf{M_0}$** pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ **0,3 $\mathbf{M_0}$** pour les appuis de rive semi encastrés.

III-2-4/ <u>application de la méthode :</u>

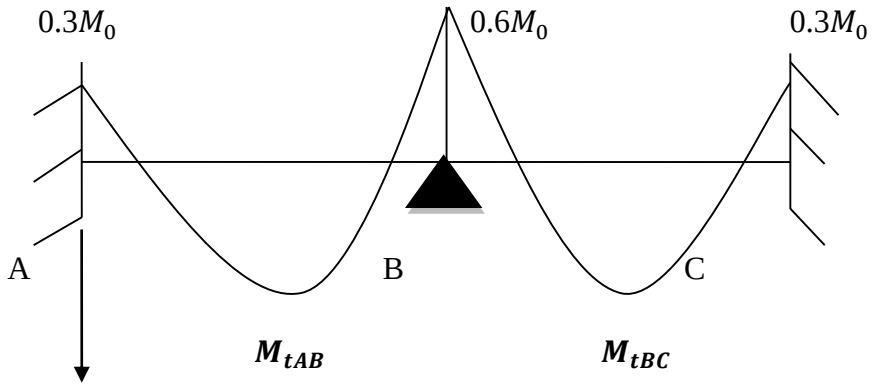
- ➢ **<u>A L'ELU :</u>**

  q_u=5.9KN/ml

<u>1er type :</u> q_u=5.9KN/ml



<u>Figure III-2-3-1:</u> Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 3 appuis



<u>Figure III-2-3-2</u>: diagramme des moments d'une poutre continue

✓ **Calcul de α :**

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$	$1 + 0.3\alpha$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$
0.228	**1.068**	**0.534**	**0.634**

Tableau III.1 : Rapport de charges

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

- **Moments isostatique :**

$M_{01}=\frac{5.9(3.55)^2}{8}$=9.29KN.m

$M_{02}=\frac{5.9(3.45)^2}{8}$=8.78KN.m

- **Moments sur appuis:**

M_A**=0.3**M_{01}=0.3x9.29=2.79KN.m

M_B**=0.6max(**M_{01} **;**M_{02}**)=0.6**M_{01}=0.6x9.29=5.57KN.m

M_C**=0.3**M_{02}=0.3x8.78=2.64KN.m

- **Moments en travée :**

⇨ **Travée A-B:**

$M_{tAB} \geq 1.068(9.29)-\frac{2.79+5.57}{2}$ $M_{tAB} \geq$ 5.74KN.m

$M_{tAB} \geq 0.634(9.29)$ $M_{tAB} \geq$ 5.89KN.m

Donc: M_{tAB}**=5.89KN.m**

⇨ **Travée B-C**:

$M_{tBC} \geq 1.068(8.79) - \frac{5.57+2.64}{2}$ $M_{tBC} \geq$ 5.28KN.m

$M_{tBC} \geq 0.634(9.29)$ $M_{tBC} \geq$ 5.57KN.m

Donc: M_{tAB}**=5.57KN.m**

✓ **Calcul des efforts tranchants :**

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

L : Longueur de la travée considérée.

θ**(x)** : Effort tranchant de la travée isostatique, avec : $\theta(x) = \frac{q_u.l}{2} -$ **qu .X**

M_{i+1}; M_i: Sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \qquad T_e = -\frac{q_u.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec :

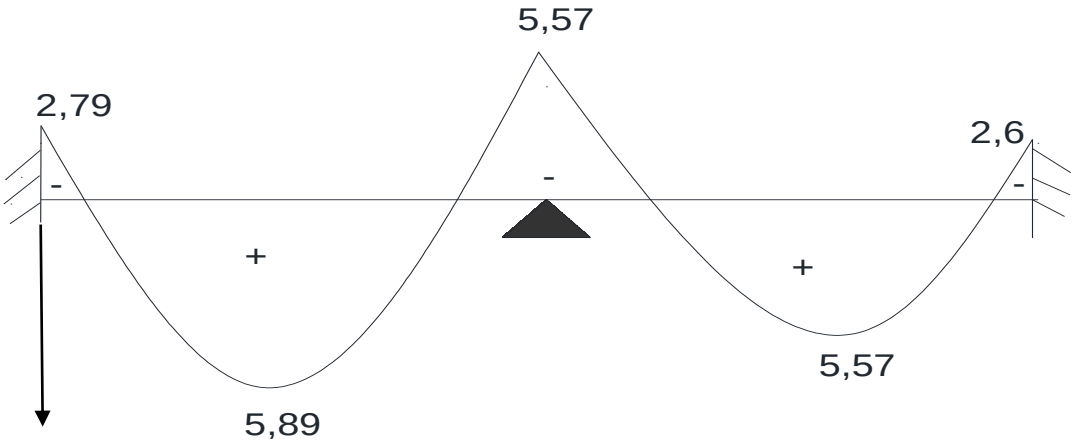
- **Tw** : Effort tranchant à gauche de l'appui.
- **Te** : Effort tranchant à droite de l'appui .

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées :

Travée	A-B	B-C
$M_w(KN.m)$	2.79	5.57
$M_e(KN.m)$	5.57	2.64
$T_w(KN)$	9,69	11.02
T_e(KN)	-11.25	-9.33

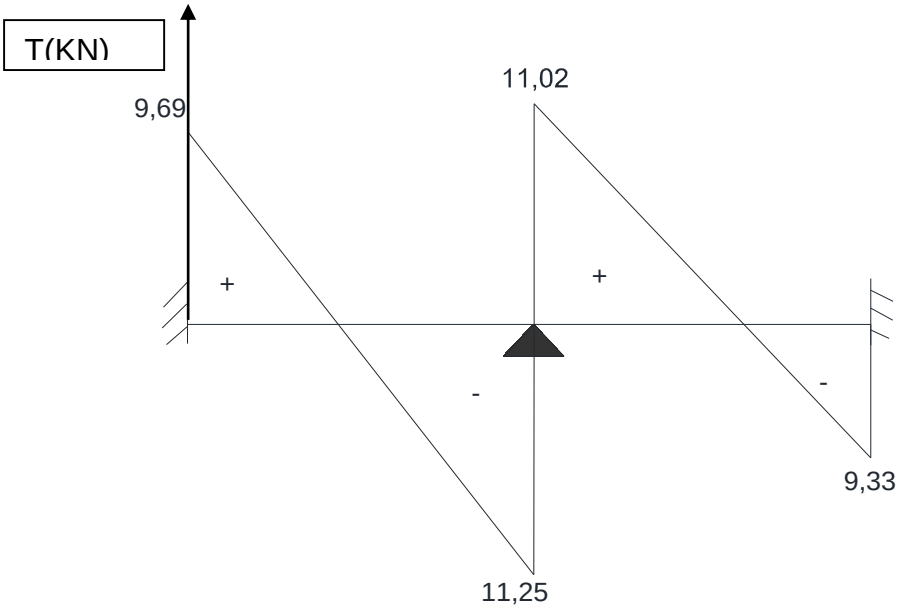
Tableau III.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

- **Diagramme des moments fléchissant à L'ELU :**



M(KN.m)

- **Diagramme des efforts tranchants à L'ELU :**



2 éme type :

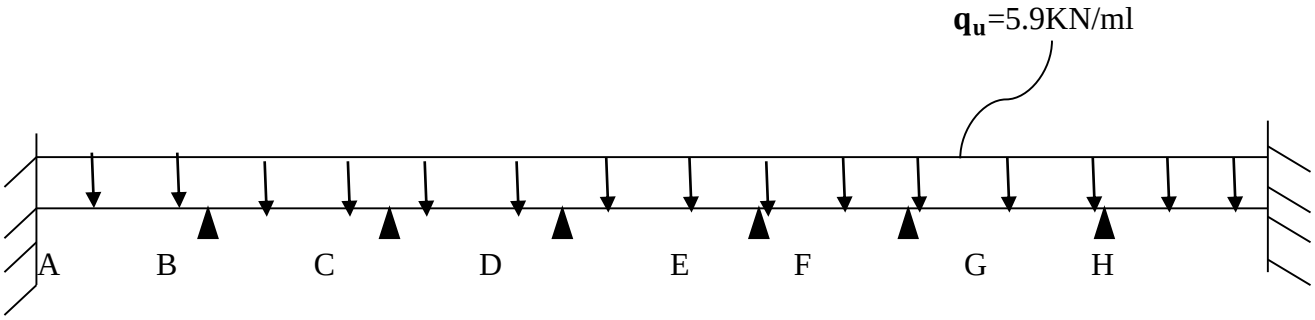


Figure III-2-3-3: Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 8 appuis

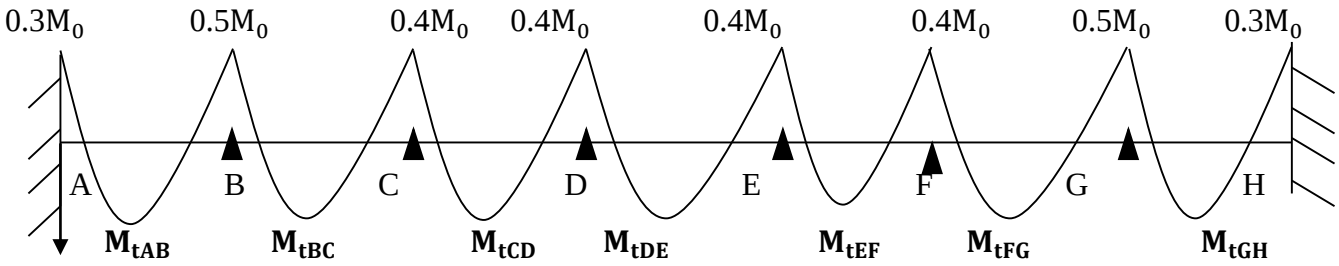


Figure III-2-3-4: diagramme des moments d'une poutre continue

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

- **Moments isostatique :**

$M_{01}=5.9.\frac{3.55^2}{8}=9.29KN.m$

$M_{02}==5.9.\frac{3.45^2}{8}=8.78KN.m$

$M_{03}==5.9.\frac{3.00^2}{8}=6.64KN.m$

$M_{04}==5.9.\frac{3.30^2}{8}=8.03KN.m$

- **Moments sur appuis :**

$\mathbf{M_A=M_H}$ $\mathbf{=0.3M_{01}}$=0,3x9,29=2,79KN.m

$\mathbf{M_B=M_G}$ $\mathbf{=0.5max(\ M_{01};M_{02})=0.5M_{01}}$=0,5x9,29=4,65KN.m

$\mathbf{M_C=M_F}$ $\mathbf{=0.4max(\ M_{02};M_{03})=0.4M_{01}}$ =0,4x8,78=3,51KN.m

$\mathbf{M_D=M_E}$ $\mathbf{=0.4max(\ M_{03};M_{04})=0.4M_{01}}$ =0,4x8,03=3,21KN.m

- **Moments en travée:**

⇨ **Travée A-B:**

$M_{tAB} \geq 1.068(9.29)-\frac{2.79+4.65}{2}$ $M_{tAB} \geq$ 6.20KN.m

$\mathbf{M_{tAB}} \geq 0.634(9.29)$ $\mathbf{M_{tAB}} \geq$ 5.89KN.m

Donc: M_{tAB}**=6.20KN.m**

⇨ **Travée B-C:**

$\mathbf{M_{tBC}} \geq 1.068(8.78)-\frac{4.65+3.51}{2}$ $\mathbf{M_{tBC}} \geq$ 5.29KN.m

$\mathbf{M_{tBC}} \geq 0.534(8.78)$ $\mathbf{M_{tBC}} \geq$ 4.68KN.m

Donc: M_{tBC}**=5.29KN.m**

⇨ **Travée C-D:**

$\mathbf{M_{tCD}} \geq 1.068(6.64)-\frac{3.51+3.21}{2}$ $\mathbf{M_{tCD}} \geq$ 3.73KN.m

$\mathbf{M_{tCD}} \geq 0.534(6.64)$ $\mathbf{M_{tCD}} \geq$ 3.55KN.m

Donc: M_{tCD}**=3.73KN.m**

⇨ **Travée D-E:**

$M_{tDE} \geq 1.068(8.03) - \frac{3.21+3.21}{2}$ $M_{tDE} \geq 5.36KN.m$

$M_{tDE} \geq 0.534(8.03)$ $M_{tDE} \geq 4.29KN.m$

Donc: M_{tDE}**=5.36KN.m**

On a:

$M_{tAB} = M_{tGH}$=6.20KN.m

$M_{tBC} = M_{tFG}$ =5.29KN.m

$M_{tCD} = M_{tEF}$ =3.73KN.m

M_{tDE}= 5.36KN.m

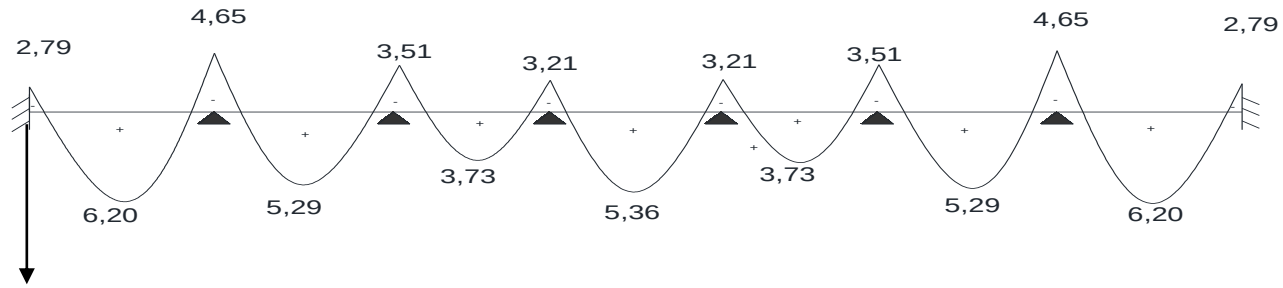
✓ **Calcul des efforts tranchants:**

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées :

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
$M_w(KN.m)$	2.79	4.65	3.51	3.21	3.21	3.51	4.65
$M_e(KN.m)$	4.65	3.51	3.21	3.21	3.51	4.65	2.79
$T_w(KN)$	9.95	10.50	8.95	9.74	8.75	9.85	10.99
$T_e(KN)$	-10.99	-9.85	-8.75	-9.74	-8.95	-10.50	-9.95

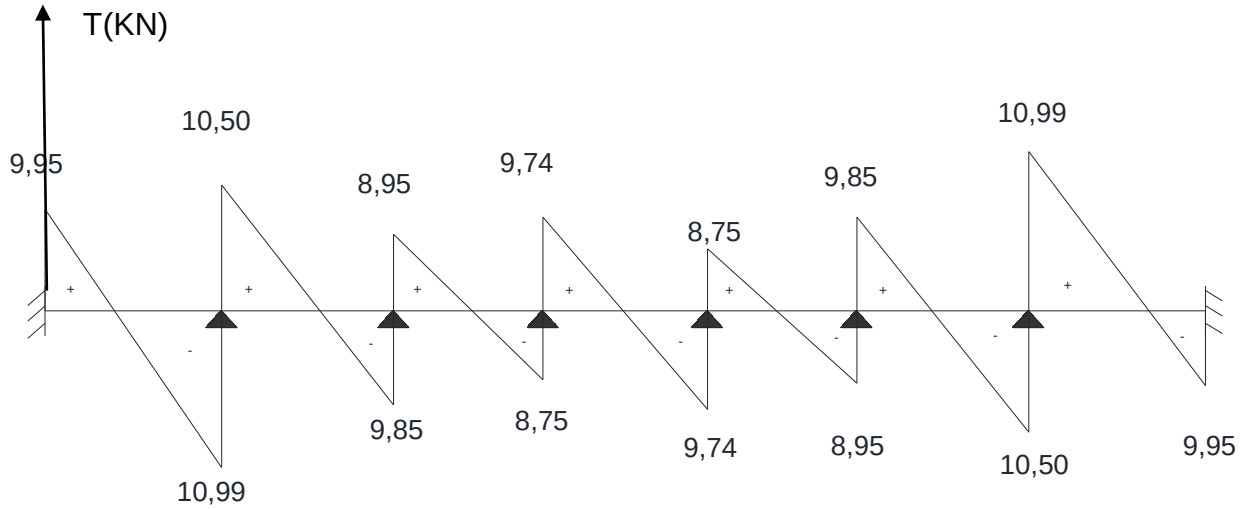
Tableau III.3 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

- **diagramme des moments fléchissant à L'ELU :**



M(KN.m)

- **Diagramme des efforts tranchants à L'ELU :**



- **3éme type :**

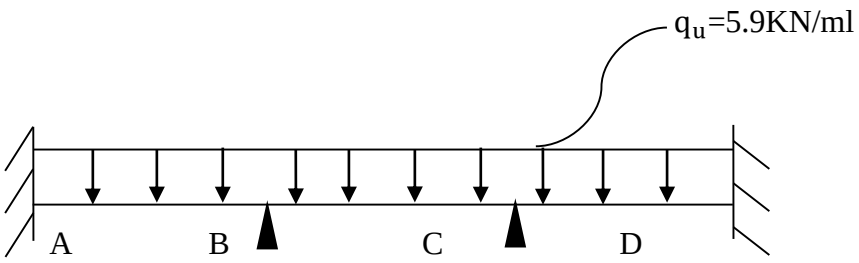


Figure III-2-3-5: Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 4 appuis

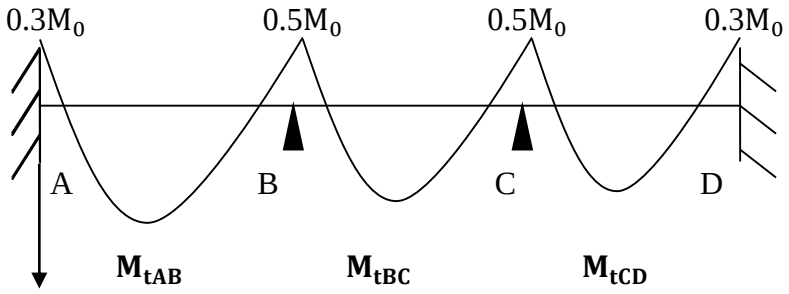


Figure III-2-3-6: diagramme des moments d'une poutre continue

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

- **Moments isostatique :**

$\mathbf{M_{01}}$=5,9.$\frac{3,55^2}{8}$=9,29KN.m

$\mathbf{M_{02}}$=5,9.$\frac{3,45^2}{8}$=8,78KN.m

$\mathbf{M_{03}}$=5,9.$\frac{300^2}{8}$=6,64KN.m

- **Moments sur appuis :**

$\mathbf{M_A=0.3M_{01}}$=0.3x9.29=2.79KN.m

$\mathbf{M_B=0.5max(M_{01}\ ;M_{02})=0.5M_{01}}$=0.5x9.29=4.65KN.m

$\mathbf{M_C=0.5max(\ M_{02};M_{03})=0.5M_{02}}$ =0.4x8.78=4.39KN.m

$\mathbf{M_D=0.3\ M_{03}}$=0.3x6.64=1.99KN.m

✓ **Moments en travée:**

⇨ **Travée A-B:**

$\mathbf{M_{tAB}} \geq 1.068(9.29)-\frac{2.79+4.65}{2}$ $\mathbf{M_{tAB}} \geq$ 6.20KN.m

$\mathbf{M_{tAB}} \geq 0.634(9.29)$ $\mathbf{M_{tAB}} \geq$ 5.89KN.m

Donc: M_{tAB}=6.20KN.m

⇨ **Travée B-C:**

$\mathbf{M_{tBC}} \geq 1.068(8.78) - \frac{4.65+4.39}{2}$ $\mathbf{M_{tBC}} \geq$ 4.88KN.m

$\mathbf{M_{tBC}} \geq 0.534(8.78)$ $\mathbf{M_{tBC}} \geq$ 4.68KN.m

Donc: M_{tBC}=4.88KN.m

⇨ **Travée C-D:**

$\mathbf{M_{tCD}} \geq 1.068(6.64) - \frac{4.39+1.99}{2}$ $\mathbf{M_{tCD}} \geq$ 3.90KN.m

$\mathbf{M_{tCD}} \geq 0.634(6.64)$ $\mathbf{M_{tCD}} \geq$ 4.21KN.m

Donc: M_{tCD}=4.21KN.m

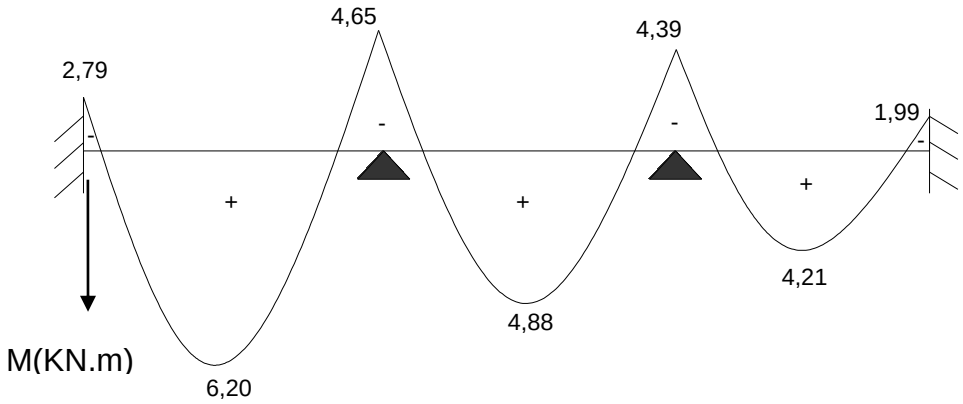
✓ **Calcul des efforts tranchants:**

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées :

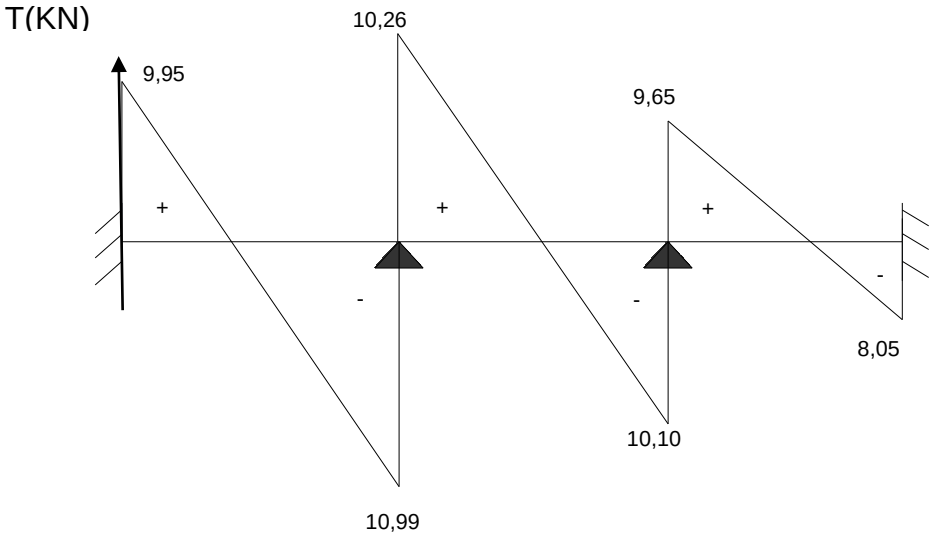
travée	A-B	B-C	C-D
$\mathbf{M_w(KN.m)}$	2.79	4.65	4.39
$\mathbf{M_e(KN.m)}$	4.65	4.39	1.99
$\mathbf{T_w(KN)}$	9.95	10.26	9.65
$\mathbf{T_e(KN)}$	-10.99	-10.10	-8.05

Tableau III.4 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

- **diagramme des moments fléchissant à L'ELU :**



- **Diagramme des efforts tranchants à L'ELU :**



- **ferraillage à L'ELU** :

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

- $\mathbf{M_t^{max}}$**==6.20KN.m**
- $\mathbf{M_a^{max}}$**=5.57KN.m**

a)Armatures longitudinales :

✓ **En travée :**

Le moment max en travée est :$\mathbf{M_t^{max}}$=**6.20KN.m**

-position de l'axe neutre :

⇨ *Si* $\mathbf{M_t^{max} > M_0}$ l'A.N est dans la nervure

⇨ Si $\mathbf{M_t^{max} < M_0}$ l'A.N est dans la table de compression

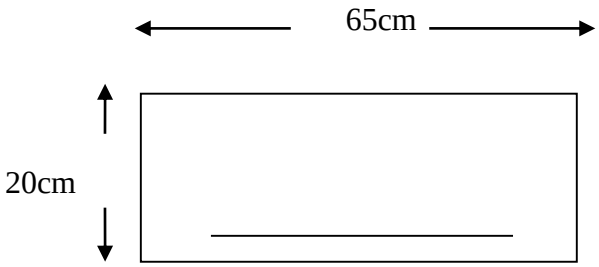
Avec :

$\mathbf{M_0}$**:**le moment équilibré par la table de compression

$\mathbf{M_0=f_{bu}.b.h_0\ (d-\frac{h_0}{2})}$ $=14.2x10^3x0.65x0.04(0.18-\frac{0.04}{2})$ =59.072KN.m

$\mathbf{M_t^{max} < M_0}$ l'A.N est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (65x20)



$\mu=\frac{M_t^{max}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6.20.10^3}{65.18^2.14,2}$ = **0.020 ;** μ **=0.020** $<$ μ_l**= 0.392** ⟹ **SSA (Asc = 0)**

μ**=0.020** ⟹ **β=0.990**

$\mathbf{A_{st}=\frac{M_t^{max}}{b.d.\sigma_s}=\frac{6.20.10^3}{0.990.18.348}=1.00cm^2}$ **Soit :A_{st}= 2HA10=1.57cm^2**

✓ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $\mathbf{b_0 \times h}$.

Le moment max aux appuis : $\mathbf{M_a^{max}}$ **=5.57KN.m**

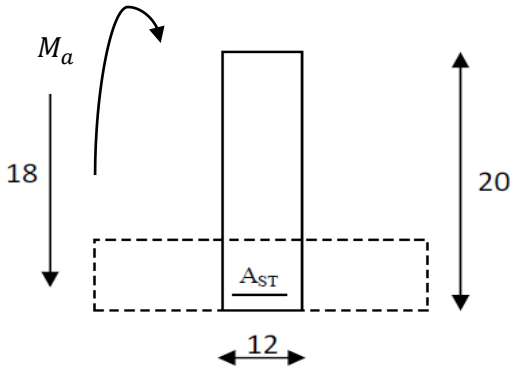


Figure III-2-3-7 : section de calcul de poutrelle aux appuis

$$\mu=\frac{M_a^{max}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5{,}57.10^3}{12.18^2.14{,}2} = \mathbf{0.100}$$

μ**=0.100** $<$ μ_l**= 0.392** $\Longrightarrow$ **SSA (Asc = 0)**

μ**=0.100** $\Longrightarrow$ **β=0.947**

$$A_{st}=\frac{M_a^{max}}{b.d.\sigma_s} = \frac{5{,}57.10^3}{0{,}947.18.348} = 0.94cm^2$$ **Soit :A_{st}= 1HA12=1.13cm²**

b) Armatures transversales :

⇨ **diamètre minimal des armatures transversales (art. A.7.2.2 / BAEL91)**

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

$\emptyset t \leq \min\left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10}\right)$

$\emptyset t = 5{,}71$ mm **soit : Øt =6mm**

on opte pour un étriers en **Ø6** donc : **Øt =2T6=0.56cm²**

⇨ **Espacement des armatures : (A.5.1,22 BAEL 91)**

$S_t \leq \min(0.9d ; 40cm)$

$S_t \leq \min(16{,}2 ; 40cm) = 16.2$

Soit : $\mathbf{S_t = 15cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{\mathbf{A_t f_e}}{\mathbf{b_0 S_t}} \geq 0.4\text{MPA} \longrightarrow \mathbf{A_t} \geq \frac{\mathbf{0{,}4 b_0 S_t}}{\mathbf{f_e}}$$

$$A_t \geq \frac{0{,}4.12.15}{235} = 0.30\text{cm}^2 \longrightarrow A_{min}=0.30\text{cm}^2$$

$\mathbf{A_t > A_{min}}$…… **C.V**

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant ***St* = 15 cm** sur la totalité des poutrelles.

III.2.4/ Vérifications à l'ELU :

1 / Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifiée99)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0{,}23.\,b.\,d.\,f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ **En travée :**

$$\mathbf{A_{min}} = \frac{\mathbf{0{,}23.b.d.f_{t28}}}{\mathbf{f_e}} = \frac{0{,}23.65.18.2{,}1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$\mathbf{A_{adopté}}=1.57\text{cm}^2 > 1.41\text{cm}^2$……**CV**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\mathbf{A_{min}} = \frac{\mathbf{0{,}23.b_0.d.f_{t28}}}{\mathbf{f_e}} = \frac{0{,}23.121.18.2{,}1}{400} = 0,\ 26\text{cm}^2$$

$\mathbf{A_{adopté}}=1{,}13\text{cm}^2 > 0{,}26\text{cm}^2$……**CV**

2/ contrainte tangentielle: (A.5.1,1/BAEL91modifiée 99)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$

-Calcul de $\overline{\tau_u}$:

Pour les fissurations peu préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPA) Donc : **$\overline{\tau_u}$=3,33MPA**

-Calcul de τ_u:

T_{max}=*11,25KN*

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11{,}25}{120.180}$=*0.52MPA* *donc* τ_u ***=0.52MPA***

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ……..**CV**

3 / Entrainement des barres :(Art A.6.1, 3 /BAEL91modifiée 99)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0{,}9.d.\sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

-Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s . f_{t28}$; **avec :** Ψ_s=1.5 (pour les aciers H.A)

donc : $\overline{\tau_{se}}$ **=3,15MPA**

-Calcul de τ_{se}:

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres

$\sum U_i = n.\pi.\emptyset$=1.3,14.12=37,68mm

$\tau_{se} = \frac{11{,}25.10^3}{0{,}9.180.37{,}68}$; donc : τ_{se} **=1,84MPA**

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$……..**CV**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales

4/ longueur du scellement droit : (Art A.6.1.22 /BAEL91modifiée 99)

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

-Calcul de τ_{su} :

$\tau_{su}=0,6\Psi^2 f_{t28}$=0,6.$(1,5)^2$.2,1=2,835MPA

$L_s = \frac{1,2.400}{4.2,835}$ = 42,32 ; on prend L_s =**50cm**

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet ≪ L_c ≫ est au moins égale à **0,4**. $L_s$pour les aciers H.A.

donc: L_c=20cm

5/ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A_{calculé} \geq \frac{T_u}{\sigma_s}$$

A/-Appuis de rive :

A_s =1,13cm^2 $\geq \frac{9,75\ X10^3}{348X100}$ = 0,28…….**CV**

B/- Appuis intermédiaires:

A_s=1,57cm^2 $\geq \frac{11,25\ X10^3}{348X100}$= 0,32……**CV**

6/ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91)

On doit vérifier :

$$\frac{2T_u}{b_0.0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Tu \leq \frac{0,4b_0.0,9d.f_{c28}}{\gamma_b}$ $Tu \leq \frac{0,4.120.0,9.180.25.10^3}{1,5} \Longrightarrow$ Tu ≤129,6KN

- ✓ **Appuis de rive:**

  T_u^{max}=9,95KN <129,6KN ……**CV**

- ✓ **Appuis intermédiaires :**

  T_u^{max}=11,25KN <129,6KN ……**CV**

7/ vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure:(Art A.5.3,2/BAEL91)

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u(b-b_0)}{1{,}8.b.d.h_0} < \overline{\tau_u}}$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{11{,}25(650-120)}{1{,}8.650.180.40} = \frac{59{,}625}{84{,}24} = 0{,}707\text{MPA}$$

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$**=3,33MPA**……..**CV**

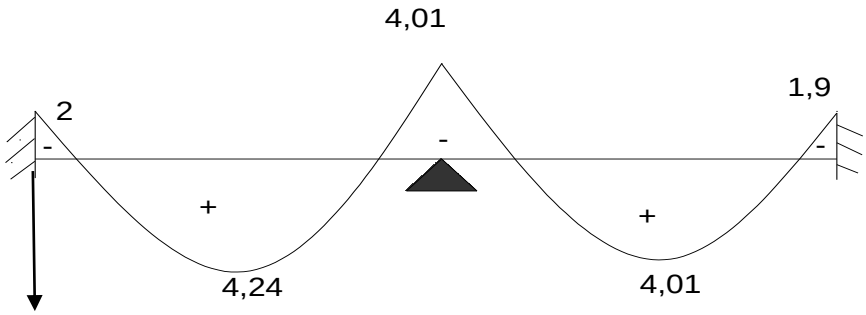
III.2.5/ Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées ,pour obtenir les valeurs des moments à L'ELS , il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$: $\frac{q_s}{q_u} = \frac{4{,}26}{5{,}9} = 0{,}72$

Tel que : qs=G+Q =4,26kN/ml.

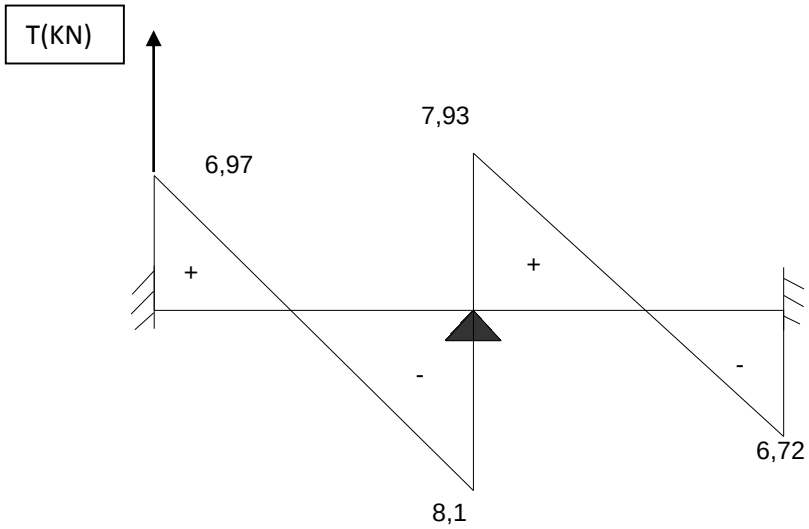
qu=1,35G+1,5Q = 5,9kN/ml

- **1er type :**
  - **diagramme des moments fléchissant à L'ELS :**

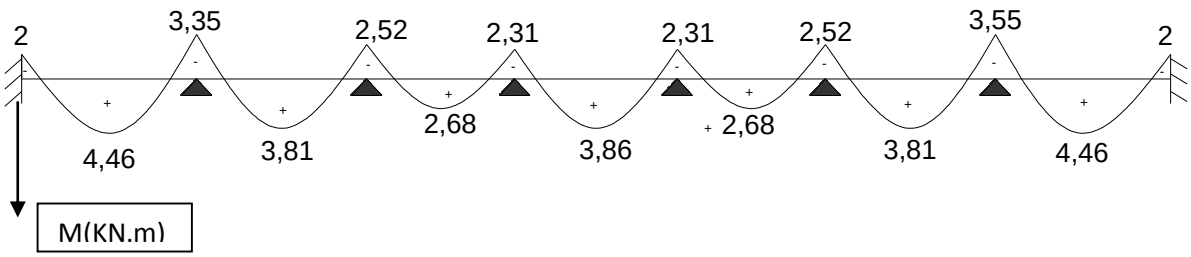


M(KN.m)

- **Diagramme des efforts tranchants à L'ELS :**

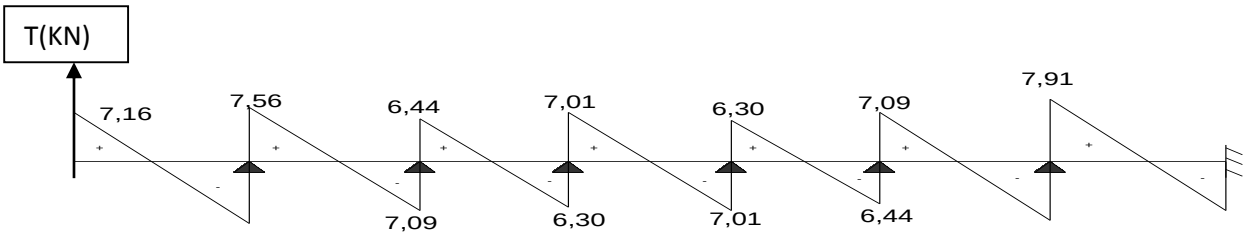


- **2eme type :**
  - **diagramme des moments fléchissant à L'ELS**



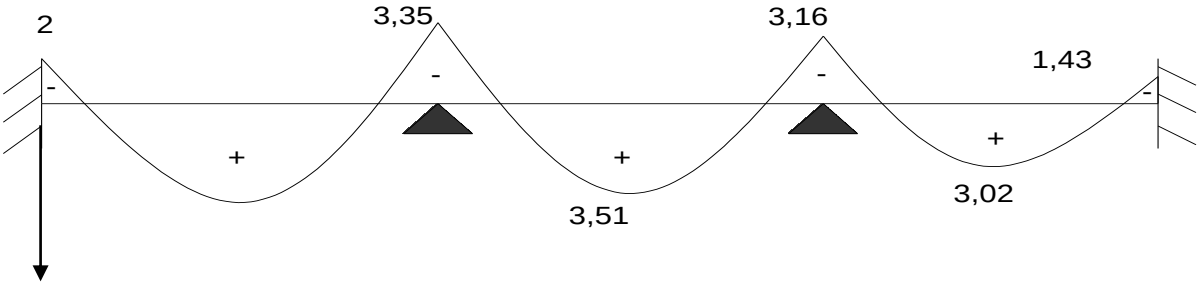
M(KN.m)

- **Diagramme des efforts tranchants à L'ELS :**

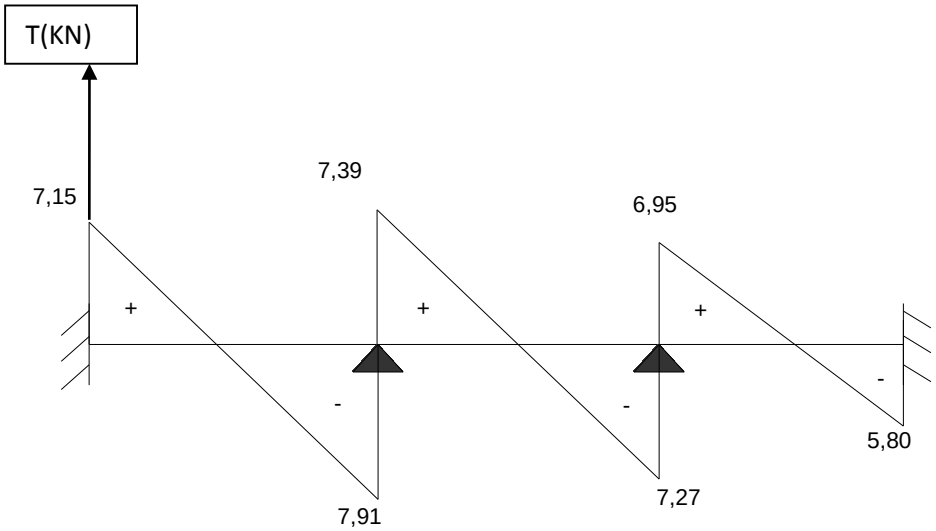


- **3éme type :**

- **diagramme des moments fléchissant à L'ELS :**



- **Diagramme des efforts tranchants à L'ELS :**



❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :** ***(Art A.5.3,2/BAEL 91)***

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de résistance du béton en compression :**

✓ **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$=348MPA

$\rho_1(\%)=\frac{A_{st}}{b.d}.100 = \frac{1,57}{12.18}.100 = 0,726$

ρ_1=0,726 ⟶ **β_1=0,877 ; K_1=25,65**

$\sigma_s=\frac{M_{sr}}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{4,46.10^3}{0,877.18.1,57}$ =179,98MPa

σ_s=179,98 ≤ $\overline{\sigma_s}$=348MPa……..…….**cv**

- **Contrainte dans le béton :**

On doit assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$=15MPA

$\overline{\sigma_{bc}}=0,6f_{c28}$=0,6.25=15MPA

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{179,98}{25,65}$=7,02

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$…… **CV**

✓ **En appuis :**

✓ **Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$=348MPA

$\rho_1(\%)=\frac{A_{st}}{b.d}.100 = \frac{1,13}{12.18}.100 = 0,523$

ρ_1=0,523 ⟶ β_1=0,892 ; K_1=31,30

$\sigma_s = \frac{M_{sr}}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{4,01.10^3}{0,892.18.1,13} =$ 221,02

σ_s=221,02 ≤ $\overline{\sigma_s}$=348MPa……CV

✓ **Contrainte dans le béton :**

On doit assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$=15MPA

$\overline{\sigma_{bc}}$=0,6f_{c28}=0,6.25=15MPA

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{221,02}{31,30}$ =7,06

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$…… CV

Conclusion :

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

❖ **Etat limite de déformation :***(Art A.3.6.51/ BAEL91)*

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

Lorsque on prévoit des étais intermédiaires, on peut se dispenser de la justification de la flèche du plancher si les trois conditions sont vérifier :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3,6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

Avec :

h_t : Hauteur de la section est égale à 20cm

L :portée libre de la poutrelle

$\mathbf{M_t}$: Moment fléchissant max en travée

$\mathbf{M_0}$: Moment isostatique en travée

$\mathbf{b_0}$: Largeur de la poutrelle

A : section des armatures tendues

AN :

- $\frac{0,20}{3,55} = 0,056 > \frac{1}{22,5} = 0,044$ ……..CV
- $\frac{0,20}{3,55} = 0,056 \geq \frac{Mt}{15M_0} = \frac{6,20}{15.9,29} = 0,044$ ……..CV
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{1,57}{12.18} = 0,007 < \frac{3,6}{400} = 0,009$……CV

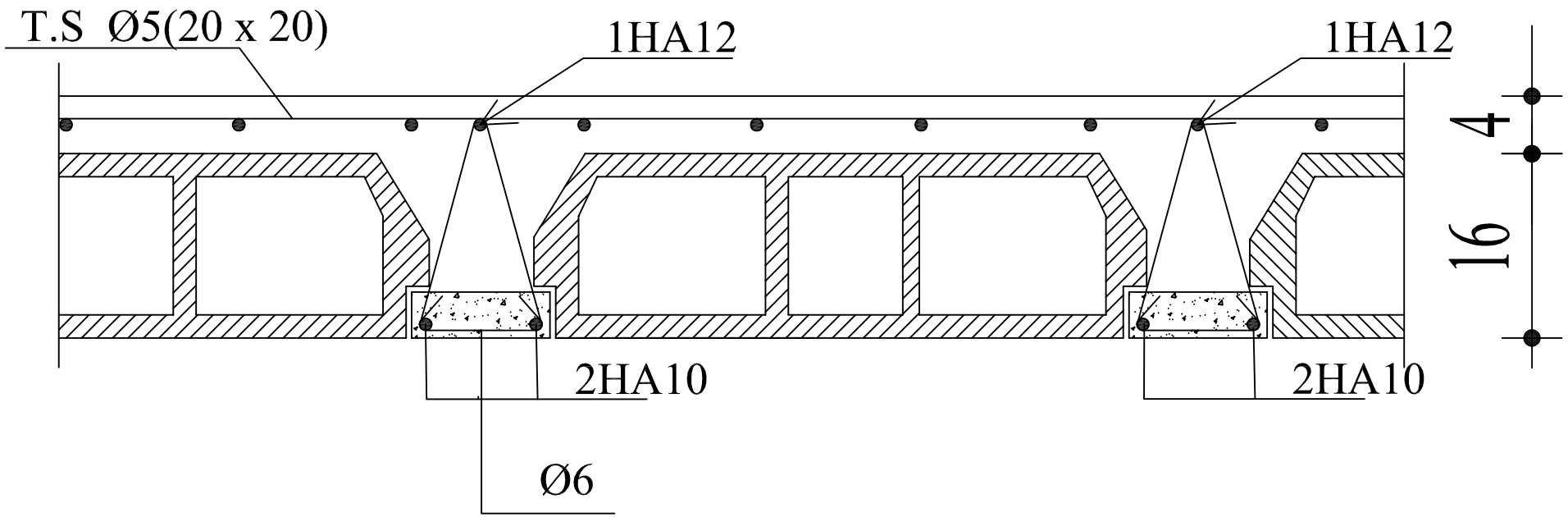
Les trois conditions sont vérifie donc pas de risque de flèche.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifier donc les poutrelles des étages seront ferraillées comme suit :

- **Armatures longitudinales** :
  - **En travée : 2HA10**
  - **Aux appuis : 1HA12**

- **Armatures transversales :**
  - 1 étriers en Ø**6** tous les **15 cm**



UNIVERSITE MOULOUD MAMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

FERRAILLAGE . PLANCHER

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle: Louzini FATMA** **Melle: Kichou TAOUES**	Plan:
Encadré par:	**Mr: Hammar RABAH**	Echelle:

III-3 / Calcul de l'escalier :

- **Introduction :**

Un escalier est un ouvrage constitue d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

III-3 -1/ Terminologie et définitions :

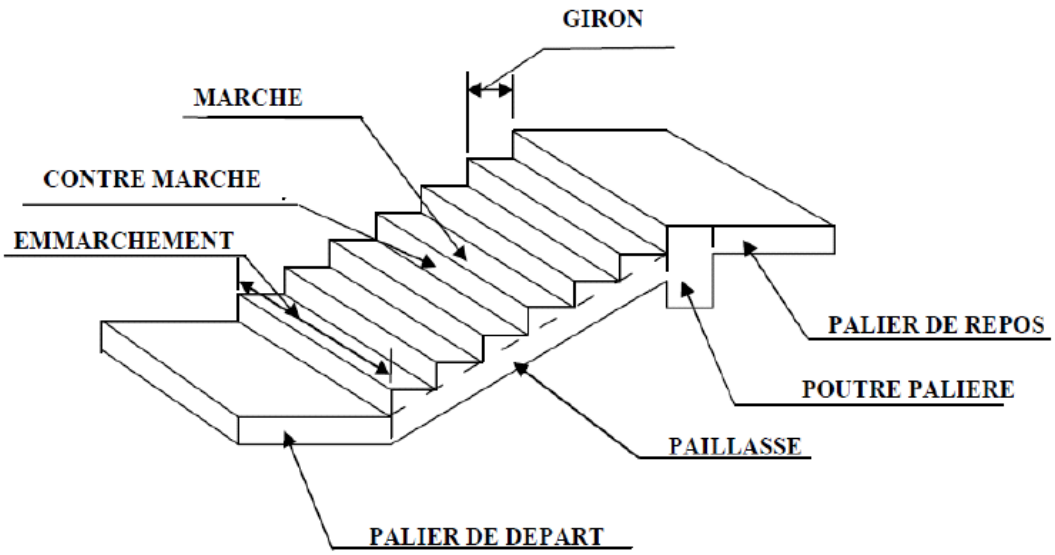


Figure III-3-1 : Principaux termes relatifs à un escalier

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc...
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches Successives, valeurs courantes varies de 13 à 18 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (**25 au maximum**) compris entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier :** est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **Cage d'escalier :**

  - L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.
  - L'escalier de l'RDC est à trois volées et deux paliers intermédiaires.
  - Deux escaliers des étages courants sont à deux volées et un palier intermédiaire.

Nous calculerons l'escalier à trois volées (RDC) et nous adopterons le même ferraillage pour les escaliers à deux volées (étages courants).

III-3 -2/ Dimensionnement :

Le pré dimensionnement des marches et contres marches sera déterminé par cette formule :

13cm ≤ h ≤ 18cm.

28cm ≤ g ≤ 36cm.

h=18cm g=28cm

Soit :

n : nombre de contre marches

m : nombre de marches.

H= la hauteur de l'RDC

H=432 cm h=18cm

- **Calcul du nombre de marches et contre marches :**

Donc : $n=\frac{H}{h}=\frac{432}{18}$ = **24 contre marches**

-les 24 contre marches seront réparties de manière suivante :

- **volée (1) et (3)** ⟹ n=7 contre marches

  m= n-1 =6 marches

- **volée (2)** ⟹ n=10 contre marches

  m= n-1 =9 marches

➢ **<u>Vérification de la relation de BLONDEL</u> :**

59cm ≤ g+2h ≤ 66cm

La limite inférieure **(59 cm)** correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure **(66 cm)** à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

g=28cm

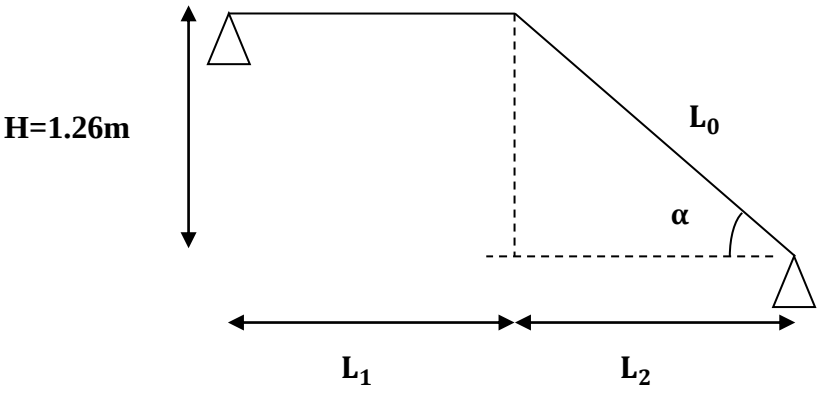
h=18cm

} 59cm ≤ 64cm ≤ 66cm

⇨ **condition vérifiée donc l'escalier est confort**

- **<u>Etude de l'escalier de RDC</u> :**

III-3-3 <u>/ Etude de la 1ère volée</u>



<u>Figure III-3-2</u> : schéma statique de la première volée

- **Dimensionnement de la paillasse :**

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

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

L_2 : longueur de la paillasse projetée (ligne de foulé)

$L_2 = m \times g = 6 \times 28 = 168cm =$ **1.68m**

$Tg(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{18}{28} = 0.642 \Longrightarrow$ **α=32,7°**

$Cos\alpha = \frac{L_2}{L_0}$ => $L_0 = \frac{L_2}{cos\alpha} =$ **2m**

L_1=1.40m

- **Longueur réelle de la paillasse** :

$L = L_0 + L_1 = 2 + 1.40 =$ **3.40 m**

$$\frac{340}{30} \leq \textbf{ep} \leq \frac{340}{20}$$

11.33 cm ≤ **ep** ≤ 17 cm

⇨ On opte alors pour une épaisseur de la paillasse **ep=15cm**

NB : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier**.**

III-3-4 / Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de **1 m** de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

❖ **les charges permanentes :**

- **Le palier**

désignation	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	G(KN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Dalle en béton	0.02	25	3.75
			G= 5.11

Tableau.III. 3.1 : Charge totale du palier

- **La volée :**

désignation	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	G(KN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
marches	/	25	25x(0.18/2) =2.125
paillasse	/	25	$\frac{25x0.15}{cos31.26}$ =4.386
Poids de garde corps	/	/	0.20
			G=8.072

Tableau.III. 3.2 : Charge totale de la volée

❖ **surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est donnée par **le DTR B.C.2.2** et elle est la même pour la volée et le palier

Q =2,5 x 1 m = 2,5 KN/ml

III-3-5 / Calcul à l'ELU :

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

➢ **Palier :** $qu^1 = 1{,}35\ G_1 + 1{,}5\ Q = 1{,}35 \times 5.11 + 1{,}5 \times 2{,}5 =$ **10.648 KN/ml.**

➢ **Volée :** $qu^2 = 1{,}35\ G_2 + 1{,}5 \times Q = 1{,}35 \times 8.072 + 1{,}5 \times 2{,}5 =$ **14.647 KN/ml**

- **Calcul des efforts internes :**

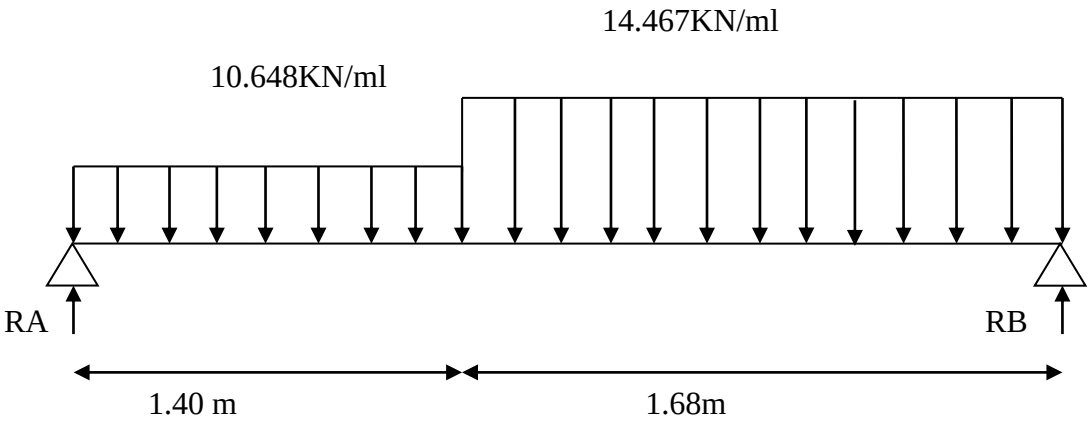


Figure III-3-3 : schéma statique de calcul de la première volée à L'ELU

- **Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la **RDM**:

$\Sigma F = 0$

$RA + RB = (10.648 \times 1{,}40) + (14.647 \times 1.68)$

$RA + RB = 39.514KN$

ΣM/A =0 ΣM/B =0

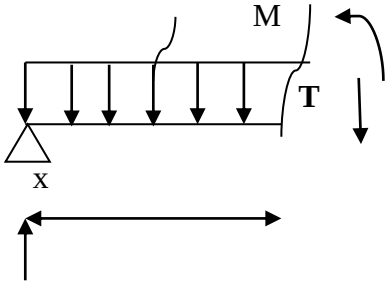
ΣM/A= 0 ⟹ (10.648 x 1.40 x 0.7) + (14.647 x1.68 x 2.24) =3.08 RB

Donc : RB = 21.28KN

RA = 18.23KN

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**
  - **Tronçon 1 : 0 ≤ x ≤ 1.40m**

10.648KN/ml



-Effort tranchant :

ΣF =0

T(x) – 18.23 +10.648 x = 0

T(x) = - 10.648 x + 18.23

pour
- x=0 ⟹ T(0) = 18.23 KN
- x=1.40m ⟹ T(1.40) = 3.32 KN

-Moment fléchissant :

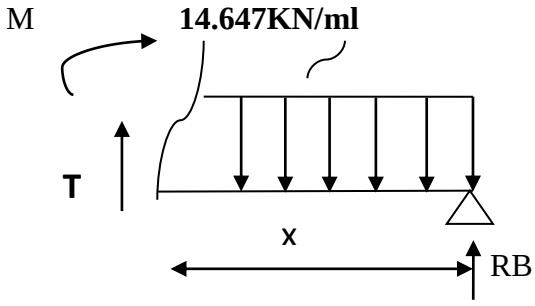
M (x) – 18.23 x +10.648 .x.$\frac{x}{2}$

M(x)=-5.324x^2 +18.23x

pour
- x= 0 ⟹ M(0) = 0kN.m
- x=1,40 m ⟹ M (1,40)=15,09 kN.m

- **Tronçon 2: 0 ≤ x ≤ 1.68m**

-Effort tranchant:



$\Sigma F = 0$

$T(x) - 21.28 - 14.647\,x = 0$

$T(x) = 14.647\,x - 21.28$

pour $\begin{cases} x=0 \Longrightarrow T(0) = -21.28 \text{ KN} \\ x=1.68\text{m} \Longrightarrow T(1.68) = 3.32 \text{ KN} \end{cases}$

-**Moment fléchissant** :

$M(x) = -21.28x + 14.647 \cdot x \cdot \frac{x}{2}$

$M(x) = -7.323x^2 + 21.28\,x$

pour $\begin{cases} x= 0 \Longrightarrow M(0) = 0\text{kN.m} \\ x=1{,}40\text{ m} \Longrightarrow M(1{,}40) = 15{,}09\text{ kN.m} \end{cases}$

- **Moment maximum :**

$T=0 \Longrightarrow 14.647\,x - 21.28 = 0$

x=1.45m

$M^{max} = -7.323\,(1.45)^2 + 21.28(1.45)$ **=15.46KN.m**

Remarque:

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

M (appuis) = - 0.3 M max = - 0,3 x 15.46 = **- 4.64 KN.m**

Mt (travée) = 0.85 M max = 0,85 x 15.46 = **13.14 KN.m**

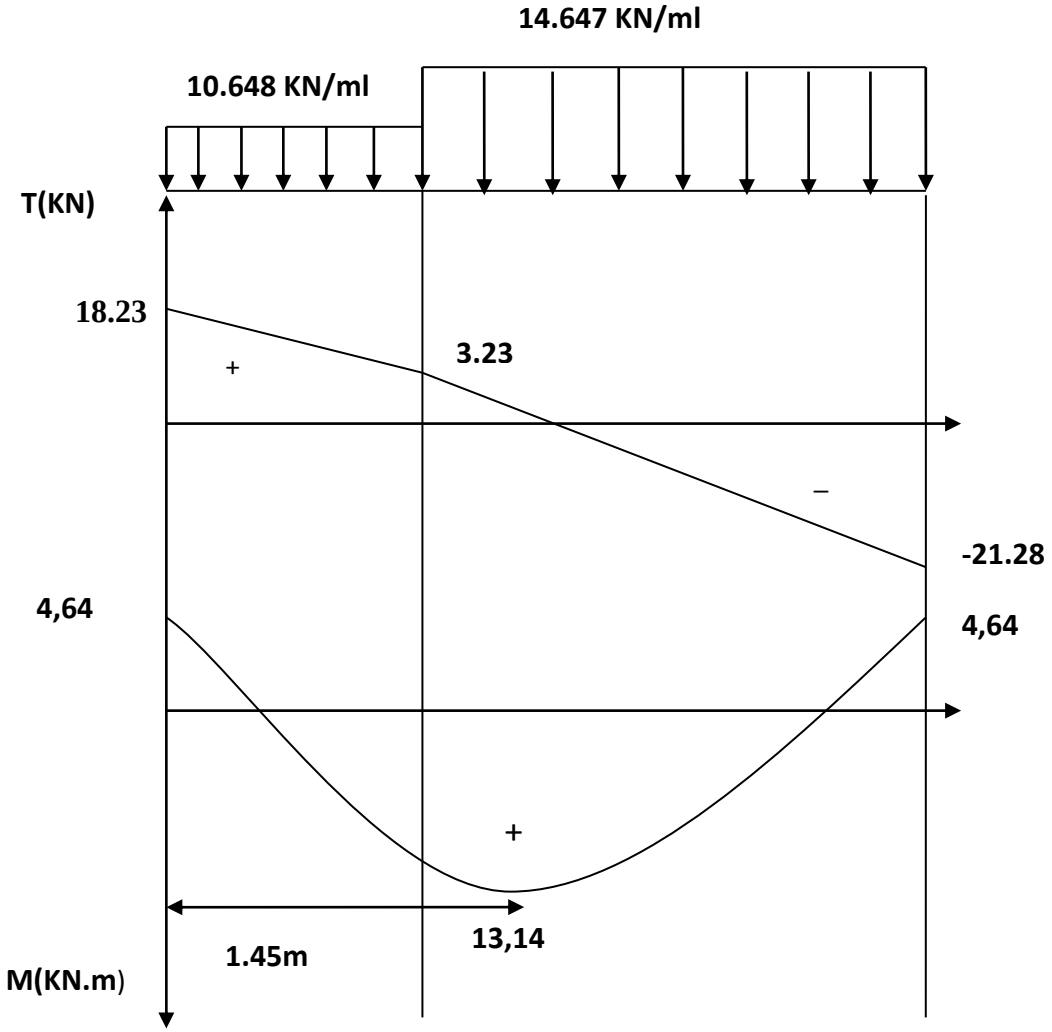
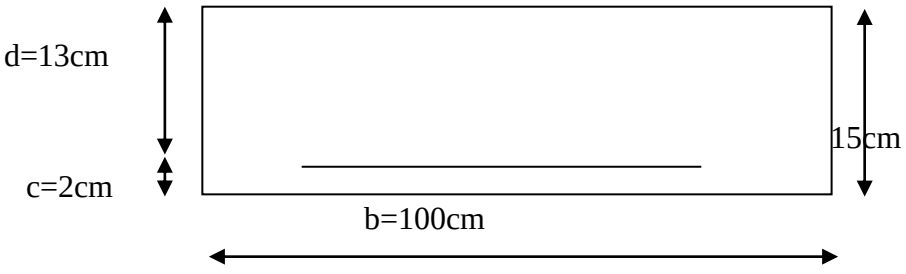


Figure III-3-4 :diagramme des efforts internes de la 1 ère volée à L'ELU

- **Ferraillage**



h=15cm

d=13cm

c=2cm

b=100cm

le calcul s'effectuera pour une bande de **1m** d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale à la volée , tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple

- **<u>En travée</u>:**

$M^t u$ = 13.26 KN.m

- **<u>Armatures principales</u>** :

✓ **<u>Moment réduit</u> :**

$$\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}}$$

<u>Avec</u> :

M : moment supporté par la section.

$\mathbf{f_{bc}}$: Contrainte limite de compression dans le béton.

b et **d** : dimensions de la section.

$$\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{13.26 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2} = 0.055 < 0.392 \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

μ_b=0.055 $\Longrightarrow$ β = 0.9715

✓ **<u>Section d'armatures</u>** :

$$A_t = \frac{Mu^t}{\beta\, d^2 \sigma_s} = \frac{13.26 \text{ x } 10^3}{0.9715 \text{x } 13^2 \text{x } 348} = 3.02 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm^2** avec un espacement **St=20cm**

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4}$ = 1.41 cm^2

Soit : **5HA10 =3.92 cm^2** avec un espacement **St=20cm**

➢ **En appuis:**

M^a = 4.68 KN.m

- **Armatures principales** :

✓ **Moment réduit** :

$\mu_b = \frac{Mu^a}{bd^2 \ f_{bc}} = \frac{4.68 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 14.2}$ = 0.019 < 0.392 ⟹ **SSA**

μ_b =0.019 ⟹ β = 0.9905

✓ **Section d'armatures** :

$A_a = \frac{Mu^a}{\beta \, d\sigma_s} = \frac{4.68 \text{ x } 10^3}{0.9905 \text{ x } 13 \text{x } 348}$= 1.04 cm^2

Soit :**5HA10 =3.92 cm^2** avec un espacement **St=20cm**

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4}$= 0.98 cm^2

Soit : **5HA10 =3.92cm^2** avec un espacement **St=20cm**

❖ **Vérification à l'ELU** :

- **Espacement des barres** : (Art A-8-2-4.2)

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

- **Armatures principales** : S_t= 20 cm < min (3h ;33cm) = 33 cm ⟹ **CV**

- **Armatures de répartition** :S_t = 20 cm < min (4h ;45cm) = 45 cm ⟹ **CV**

- **<u>Condition de non fragilité</u>** : **(Art :A.4.2.1 / BAEL91 modifié 99)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.3 .b.d .f_{t28}}{f_e}}$$

$$A_{min} = \frac{0.3 .100.13 .2.1}{400} = 1.56 cm^2$$

- ✓ **En travée** : = 5,65cm² > 1.56 cm² ⟹ **condition vérifiée**
- ✓ **En appuis** : = 3.92cm² > 1.56 cm² ⟹ **condition vérifiée**

- **<u>Vérification de la contrainte de cisaillement :</u> (Art A.5.2.1/BAEL91*)***

La fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\mathbf{\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}}$$

<u>Avec</u> : $\mathbf{V_u}$ **:** effort tranchant maximal .

V_u=18.23 KN

$$\overline{\tau_u} = \left\{ \frac{0.2 . f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5MPa \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18.23 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}14 \text{ MPa}$$

τ_u= 0.14 MPa < $\overline{\tau_u}$= 3.33MPa ⟹ **condition vérifiée**

❖ **Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement, donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL 91)**

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

f_{t28}. = 2,1 MPa

Ψ_s : coefficient de scellement $\begin{cases} \Psi_s = 1{,}5 \text{ pour Acier de haute adhérence .} \\ \Psi_s = 1 \text{ Pour les ronds lisse .} \end{cases}$

D'où : $\overline{\tau_{se}}$ = 1,5 x 2,1 = 3,15 MPa

V_u =18.23 KN (effort tranchant max)

$\sum U_i$ = n .π . $\emptyset$ = 4 x 3,14 x 12 = 150.72 mm

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

D'où : $\tau_{se} = \frac{18.23 \text{ x } 10^3}{0.9 \text{ x } 130 \text{x } 150.72}$ = 1.033 MPa

τ_{se} =1.033 MPa < $\overline{\tau_{se}}$ = 3,15 MPa

⇨ condition vérifiée, donc il n'ya pas de risque d'entrainement dans les barres longitudinales.

- **Ancrage des barres verticales :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

Avec :

τ_{su}= 0,6 .Ψ_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1.5)². 2,1 = 2,835 MPa

D'où :

$L_s = \frac{1.2 \ . \ 400}{4 \ . \ 2.835}$ = 42.33cm ⟹ soit : **L_s= 42 cm**

Les règles de **BAEL91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la potée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à **0.4Ls** pour les aciers **HA**.

Donc : Lc=0.4 Ls= 0.4(42)=16.8 cm

- **Influence de l'effort tranchant (Art A.5.1,313 /BAEL91)**

1/ influence sur le béton :

$$V_u^{max} \leq \overline{V_u}$$

$V_u^{max} \leq 0.4 \ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$. ab **avec** : a=0.9 d

$\overline{V_u} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 \times 10^3}{1.5}$ ⟹ **$\overline{V_u}$=780 KN**

V_u^{max}=18.23 KN ≤ $\overline{V_u}$=780 KN ⟹ **condition vérifiée**

2/ influence sur l'acier :

$$A_{calculé} \geq \frac{V_u \ . \ \frac{M_u}{0,9 \ .d}}{\sigma_s}$$

$A_{calculé}$ = 3.92 $cm^2 \geq \frac{18.23 \ . \ \frac{(4.68).10^2}{0;9 \ . \ 13}}{34.8}$ = 0.626

$A_{calculé} = 3,92 \ cm^2 > 0.626$ ⟹ **condition vérifiée**

III-3-6 / Calcul à l'ELS :

- **Combinaison de charges :**

  - ✓ **Palier :** $q_s^1 = G_1 + Q = 5.11 + 2,5 =$ **7.61 KN/ml.**
  - ✓ **Volée :** $q_s^2 = G_2 + Q = 8.072 + 2,5 =$ **10.572 KN/ml**

- **Calcul des efforts internes :**

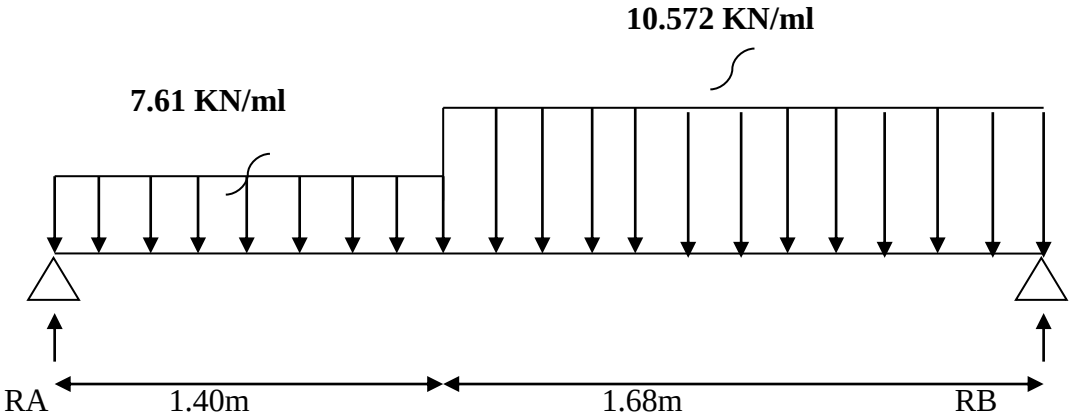


Figure III-3-5 : schéma statique de calcul de la première volée à L'ELS .

- **Réactions d'appuis :**

D'après les formules de **la RDM**:

$\Sigma F = 0$

RA+RB= (7.61×1,40)+(10.572×1.68)

RA+ RB= 28.41KN

$\Sigma M/A = 0$ $\Sigma M/B = 0$

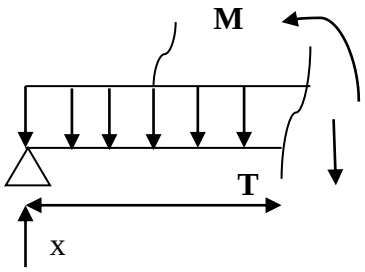
$\Sigma M/A = 0$ $\Longrightarrow$ (7.61 x 1.40 x 0.7) + (10.572 x1.68 x 2.24) =3.08 RB

Donc : **RB = 15.34KN**

RA = 13.07KN

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Tronçon 1 : 0 ≤ x ≤ 1.40m **7.61KN/ml**



-Efforts tranchants :

$\Sigma F = 0$

$T(x) - 13.07 + 7.61\,x = 0$

T(x) = - 7.61x + 13.07

Pour $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T(0) = 13.07 \text{ KN} \\ x=1.40m \Rightarrow T(1.40) = 2.42 \text{ KN} \end{cases}$

-Moment fléchissant :

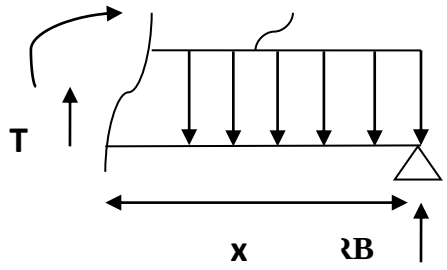
$M(x) - 13.07\,x + 7.61 .x.\frac{x}{2}$

$M(x)=-3.805\ x^2 + 13.07\ x$

Pour $\begin{cases} x= 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x=1{,}40 \text{ m} \Rightarrow M(1{,}40)=10.840 \text{ kN.m} \end{cases}$

Tronçon 2: 0 ≤ x ≤ 1.68m

10.572KN/ml



-Effort tranchant:

$\Sigma F = 0$

$T(x) + 15.34 - 10.572\,x = 0$

T(x) = 10.572 x – 15.34

pour $\begin{cases} x=0 \Longrightarrow T(0) = -15.34 \text{ KN} \\ x=1.68\text{m} \Longrightarrow T(1.68) = 2.42 \text{ KN} \end{cases}$

-**Moment fléchissant** :

$M(x) – 15.34\,x + 10.572 .x. \frac{X}{2}$

$M(x) = -5.286x^2 + 15.34\,x$

Pour $\begin{cases} x= 0 \Longrightarrow M(0) = 0\text{kN.m} \\ x=1{,}68\text{ m} \Longrightarrow M(1.68)=10.840\text{ kN.m} \end{cases}$

-**Moment maximum :**

$T=0 \Longrightarrow 7.61\,x + 13.07 = 0$

x=1.72cm

$M^{max} = -3.805\,(1.72)^2 + 13.07\,(1.72)$

M^{max} =11.22KN.m

Remarque:

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

-M (appuis) = - 0.3 M max = - 0,3 x 11.22 = **- 3.366 KN.m**

-Mt (travée) = 0.85 M max = 0,85 x 11.22 = **9.537 KN.m**

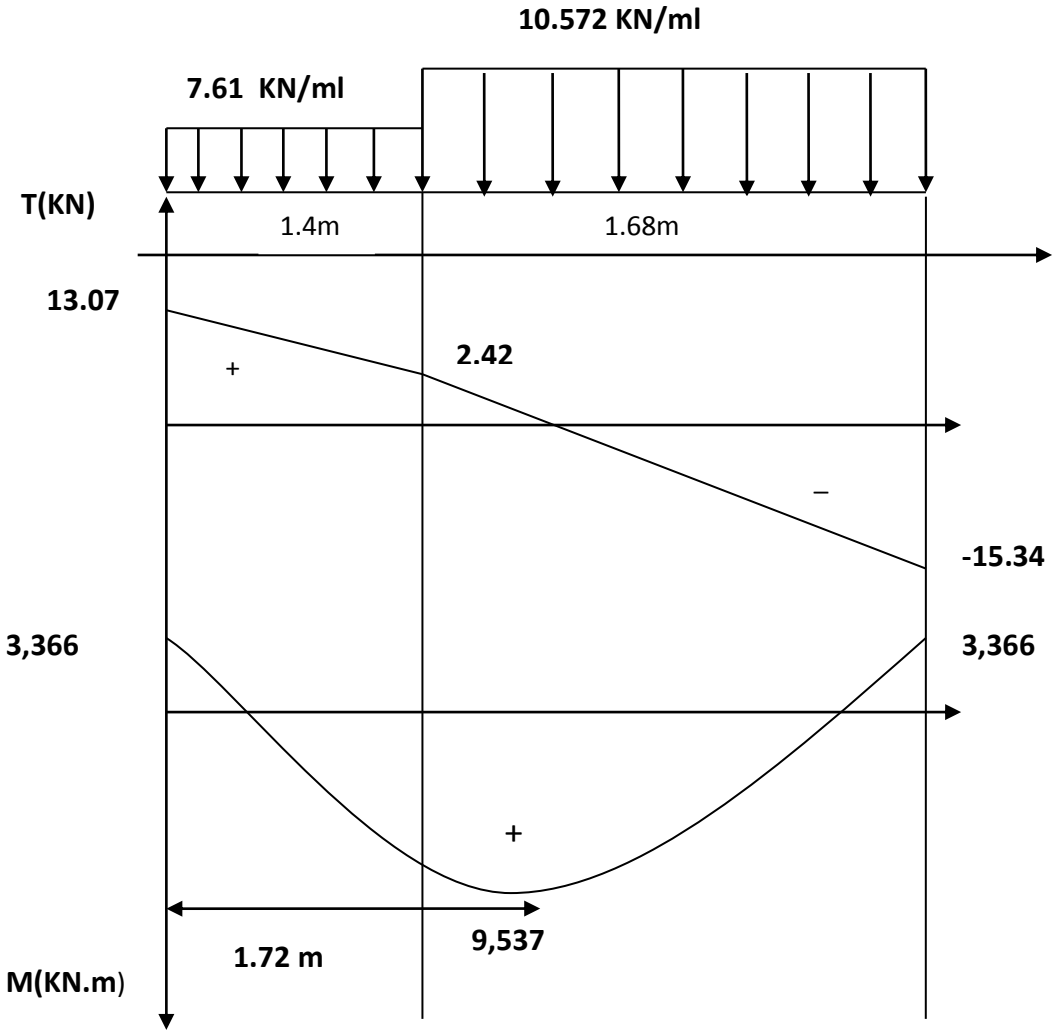


Figure III-3-6 : diagramme des efforts internes à L'ELS

❖ **Vérification à L'ELS :**

- **Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91) :**

La fissuration étant peu préjudiciable, alors on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot k$

- A_{appuis} = 3.92cm^2 , M_a^{max}=3.366 KN.m
- $A_{travée}$ = 5.65cm^2 , M_t^{max}=9.537 KN.m

➢ **<u>En appuis</u>**:

A_a = 3.92cm^2

M_a^{max}=3.366 KN.m

$\rho_1=\frac{100\ .A_s}{b\ .d}=\frac{100\ .\ 3{,}92}{100\ .\ 13}$ = 0.301

ρ_1=0.301 $\Longrightarrow k_1$ = 43,14

β_1=0.914

<u>D'ou :</u>

- la contrainte dans les aciers est :

$\sigma_s=\frac{M_a}{\beta_1\ .d\ .\ A_a}=\frac{3.366\ .\ 10^3}{0{,}914\ .\ .13\ .\ 3{,}92}$ = 72,266 MPa

σ_s = 72,266MPa < $\overline{\sigma_s}$=348 MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

- La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{k_1}=\frac{72{,}266}{43{,}14}$ = 1,67 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

➢ **<u>En travée</u>** :

A_t = 5,65cm^2

M_t^{max}= 9.537 KN.m

$\rho_2=\frac{100\ .A_s}{b\ .d}=\frac{100\ .\ 5{,}65}{100\ .\ 13}$= 0.434

ρ_2=0,434 $\Longrightarrow k_2$ = 34,50

β_2=0.899

D'où :

- la contrainte dans les aciers est :

$\sigma_S = \frac{M_t}{\beta_2 .d . A_t} = \frac{9.537 . 10^3}{0.899 . .13 . 5,65}$= 144,431 MPa

$\sigma_s = 144,431$ MPa< $\overline{\sigma_s}$=348 MPa ⟹ **condition vérifiée**

- La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_2} = \frac{144,431}{34,50}$ = 4.18MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15Mpa ⟹ **condition vérifiée**

- **Vérification de la flèche** :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10\, M_0} \\ \frac{A}{b\, .d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale (h=15cm)

L : portée entre nus d'appuis (L= 3.08m)

$\boldsymbol{M_t}$: moment max en travée (M_t =9.737 Kn .m)

$\mathbf{M_0}$:moment max de la travée isostatique (M_0=11.22 kn.m)

A :section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{L} = \frac{15}{308}$ = 0.0485 ≥ $\frac{1}{16}$ =0.0625 ⟹ **la condition n'est pas vérifiée**

⇨ On doit calculer la flèche :

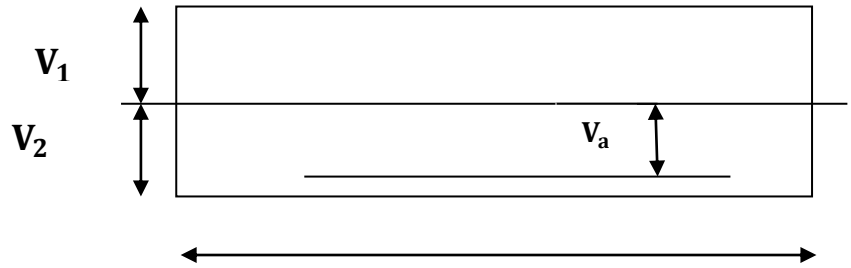


Figure III-3-7 :Schéma de calcul des escaliers

$$f = \frac{5}{384} \text{ x } \frac{q_s \,.\, L^4}{E_v \,.I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

q_s=10.572 KN/ml

$\bar{\mathbf{f}}$:la flèche admissible

$\boldsymbol{E_v}$: le module de déformation différée

$\boldsymbol{E_v}$ =3700$\sqrt[3]{\boldsymbol{f_{c28}}}$ =3700$\sqrt[3]{\mathbf{25}}$ = 10818.86 MPa

$\boldsymbol{V_1}$ **:** position de l'axe neutre $\boldsymbol{V_1}=\frac{S_{xx\prime}}{\boldsymbol{B_0}}$

$$\boldsymbol{V_1}=\frac{\frac{b\,.h^2}{2}+ 15\ At\,.d}{B_0}$$

S_{xx}' : moment statique par rapport à l'axe xx' passant par le centre de gravité

$S_{xx}'=\frac{b\,h^2}{2}$ +15 At .d= $\frac{100\,.\,(15)^2}{2}$ +15 x 3,92 x 13

S_{xx}'=12014,4cm^3

B_0 :aire de la section homogène

B_0= b.h = 15 .A_t = (100 x 15) + (15 x 3,92) = 1558,8cm^2

$\boldsymbol{V_1}=\frac{12014,4}{1558,8}$ = 7.70 cm

V_2= h - V_1= 7.30 cm

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

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15\,A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$=\frac{100}{3}((7.70)^3 + (7.30)^3) + 15 \cdot 3{,}92(7.30 - 2)^2$$

I = 29836,69cm^4

$$f = \frac{5}{384} \text{ x } \frac{10.572 \cdot (3080)^4}{10818.86 \cdot 29836{,}69 \cdot 10^4} \leq \bar{f} = \frac{3080}{500}$$

f = 3.84 mm $\leq$ $\bar{f}$ = 6.16mm $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée .**

<u>Conclusion</u> : les armatures à L'ELU sont suffisantes.

III-3-7 / Etude de la 2ème volée :

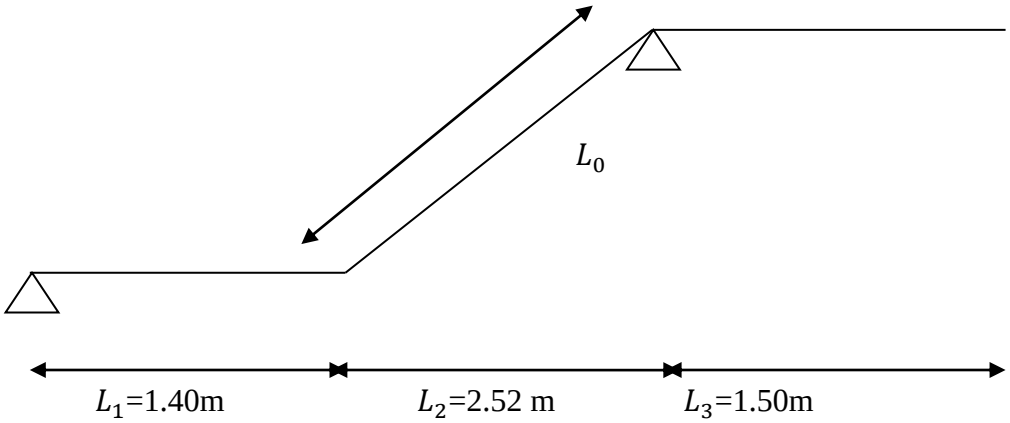


Figure III-3-8 : schéma statique de la 2ème volée

$L_2 = m \times g = 9 \times 28 = 2.52$ m

$Tg(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{18}{28} = 0.642 \Longrightarrow \boldsymbol{\alpha = 32.7°}$

$Cos\alpha = \frac{L_2}{L_0} \Longrightarrow L_0 = \frac{L_2}{cos\alpha} = 3$ m

L_1=1.40m

- **Longueur réelle de la paillasse** :

$L = L_0 + L_1 = 3 + 1.40 =$ **4.40 m**

$\frac{440}{30} \leq \mathbf{e_p} \leq \frac{440}{20} \Longrightarrow 14.66 \text{ cm} \leq \mathbf{e_p} \leq 22 \text{ cm}$

On opte alors pour une épaisseur de la paillasse $\mathbf{e_p = 15cm}$

NB : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier**.**

- **Détermination des charges et surcharges :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

❖ **les charges permanentes :**

▪ **Le palier :**

désignation	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	G(KN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Dalle en béton	0.02	25	3.75
			G=5.11

Tableau.III. 3.3 : Charge totale du palier

▪ **La volée :**

désignation	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	G(KN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
marches	/	25	25x(0.18/2) =2.25
paillasse	/	25	$\frac{25 \times 0.15}{\cos 32.7}$ =5.952
Poids de garde corps	/	/	0.20
			G=8.196

Tableau.III. 3.4 : Charge totale de la volée

❖ **La charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

P = (3.06 – 0.15) x 2.40 x 1m = 6.984 KN.

❖ **surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est donnée par **le DTR B.C.2.2** et elle est la même pour la volée et le palier

Q =2,5 x 1 m = 2,5 KN/ml

III-3-8 /Calcul à l'ELU :

- **Combinaison de charges :**

q_u=1.35G+1.5Q

Palier : qu^1= 1,35 G_1 + 1,5 Q = 1,35 x 5.11+ 1,5 x 2,5 = **10.648 KN/ml.**

Volée : qu^2 = 1,35 G_2+ 1,5 x Q = 1,35 x 8.196 + 1,5 x 2,5 = **14.815 KN/ml**

P = 1.35 x 6.984 = **9.43 KN.**

- **Calcul des efforts internes :**

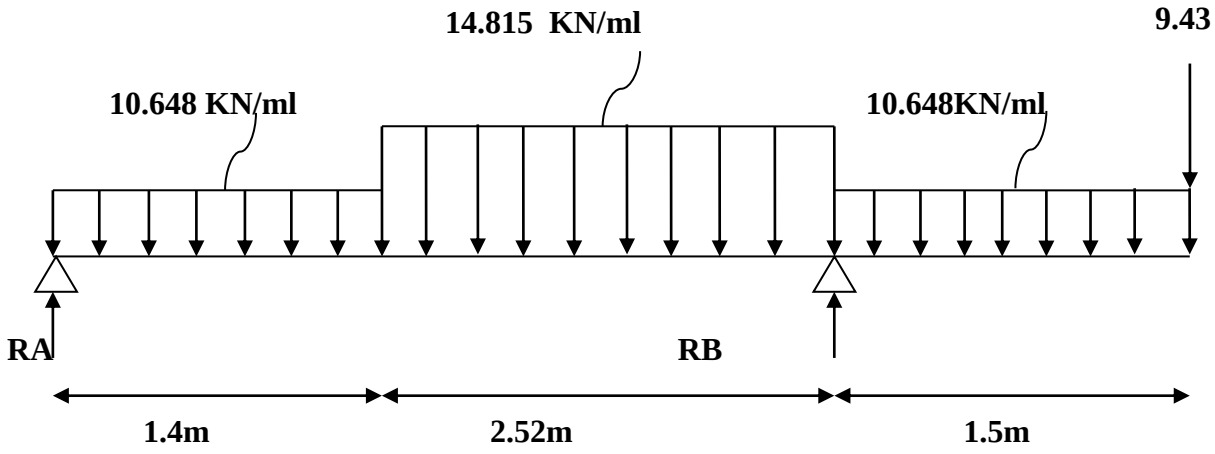


Figure III-3-9 : schéma statique de calcul de la deuxième volée à L'ELU

- **Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM:

ΣF =0

RA+RB=(10.648×1,4)+(14.815×2.52)+(10.648x 1.5)+9.43

RA+ RB= 77.643KN

ΣM/A =0 ΣM/B =0

ΣM/A= 0 → (10.648 x 1.40 x 0.7) + (14.647 x2.52 x 2.66) +(10.648 x 1.5 x 4.67)

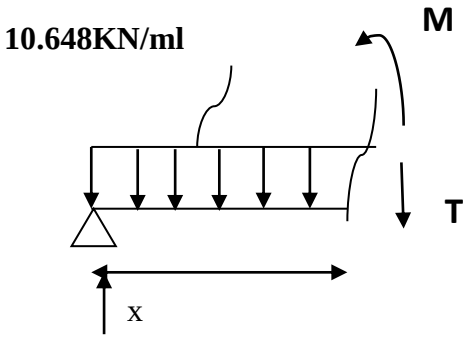
+ (9.43 x 5.42) = 3.92 RB

Donc : RB = 59.77KN

RA = 17.873 KN

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Tronçon 1 : 0 ≤ x ≤ 1.40m



-Effort tranchant :

ΣF =0

T(x) – 17.873 +10.648 x = 0

T(x) = - 10.648 x + 17.873

Pour x=0 ⟹ T(0) = 17.873 KN

x=1.40m ⟹ T(1.40) = 2.97 KN

-<u>Moment fléchissant</u> :

$$M(x) - 17.873\,x + 10.648 \cdot x \cdot \frac{x}{2}$$

$$\mathbf{M(x) = - - 5.324x^2 + 17.873\,x}$$

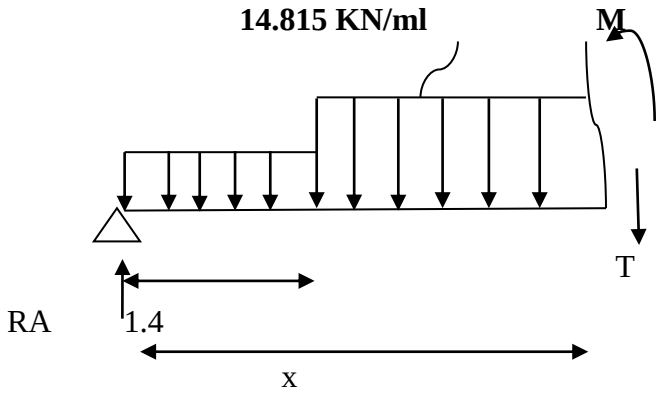
Pour $\begin{cases} x = 0 \Longrightarrow M(0) = 0 kN.m \\ x = 1{,}40\ m \Longrightarrow M(1{,}40) = 14.59 kN.m. \end{cases}$

- **<u>Tronçon 2</u>: 1.4 m ≤ x ≤ 3.92m**

-<u>Effort tranchant</u> :

10,648KN/ml

$\Sigma F = 0$



$T(x) - 17.873 + 10.648\,(1.40) + 14.815\,(x\text{-}1.40) = 0$

$T(x) = -14.815\,x + 23.713$

Pour $\begin{cases} x = 1.4m \Longrightarrow T(1.4) = 2.97\ KN \\ x = 3.92\ m \Longrightarrow T(3.92) = -30.213\ KN \end{cases}$

-<u>Moment fléchissant</u> :

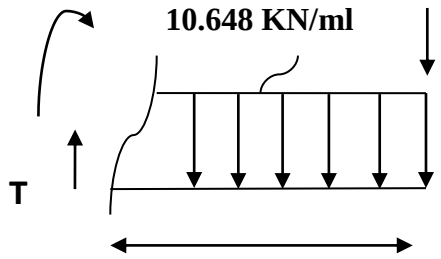
$$M(x) = 17.873\,x - 10.648 \times 1.4 \times \left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 14.815 \cdot \left(\frac{(x-1.4)^2}{2}\right)$$

$$\mathbf{M(x) = 2.97\,x + 10.435 - 14.815\left(\frac{(x-1.4)^2}{2}\right)}$$

Pour $\begin{cases} x = 1.4m \Longrightarrow M(1.4) = 14.59\ kN.m \\ x = 3.92\ m \Longrightarrow M(3.92) = -24.96 kN.m \end{cases}$

- **Tronçon 3 : 0 ≤ x ≤ 1.5 m**

9.43 KN



-Effort tranchant :

$\Sigma F = 0$

$T(x) - 10.648\ x - 9.43 = 0$

$T(x) = 10.648\ x + 9.43$

Pour $\begin{cases} x=0 \Longrightarrow T(0) = 9.43 \text{ KN} \\ x=1.50\text{m} \Longrightarrow T(1.50) = 25.40 \text{ KN} \end{cases}$

-Moment fléchissant :

$$M(x) + 10.648 . x . \frac{x}{2} - 9.43 .$$

$M(x) = -5.324x^2 - 9.43\ x$

Pour $\begin{cases} x= 0 \Longrightarrow M(0) = 0\text{kN.m} \\ x=1{,}50 \text{ m} \Longrightarrow M(1.50) = -26.12 \text{ kN.m} \end{cases}$

-Moment maximum :

$T=0 \Longrightarrow$ **$-14.815\ x + 23.713$**

$x=1.60$ cm

M(x)$=2{,}97(1{,}60) + 10{,}435 - 14{,}815 \left(\frac{(1{,}60-1{,}4)^2}{2}\right)$

M^{max}=14.90 KN.m

Remarque:

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

$-M_A^{ap} = -0.3\ M\ max = -0,3 \times 14.90 = -4.47$ KN.m

$-M_t = 0.85\ M\ max = 0,85 \times 14.90 = 12.66$ KN.m

$-M_B^{ap} = -26.12$ KN.m

$-M_{console} = 26.12$ KN.m

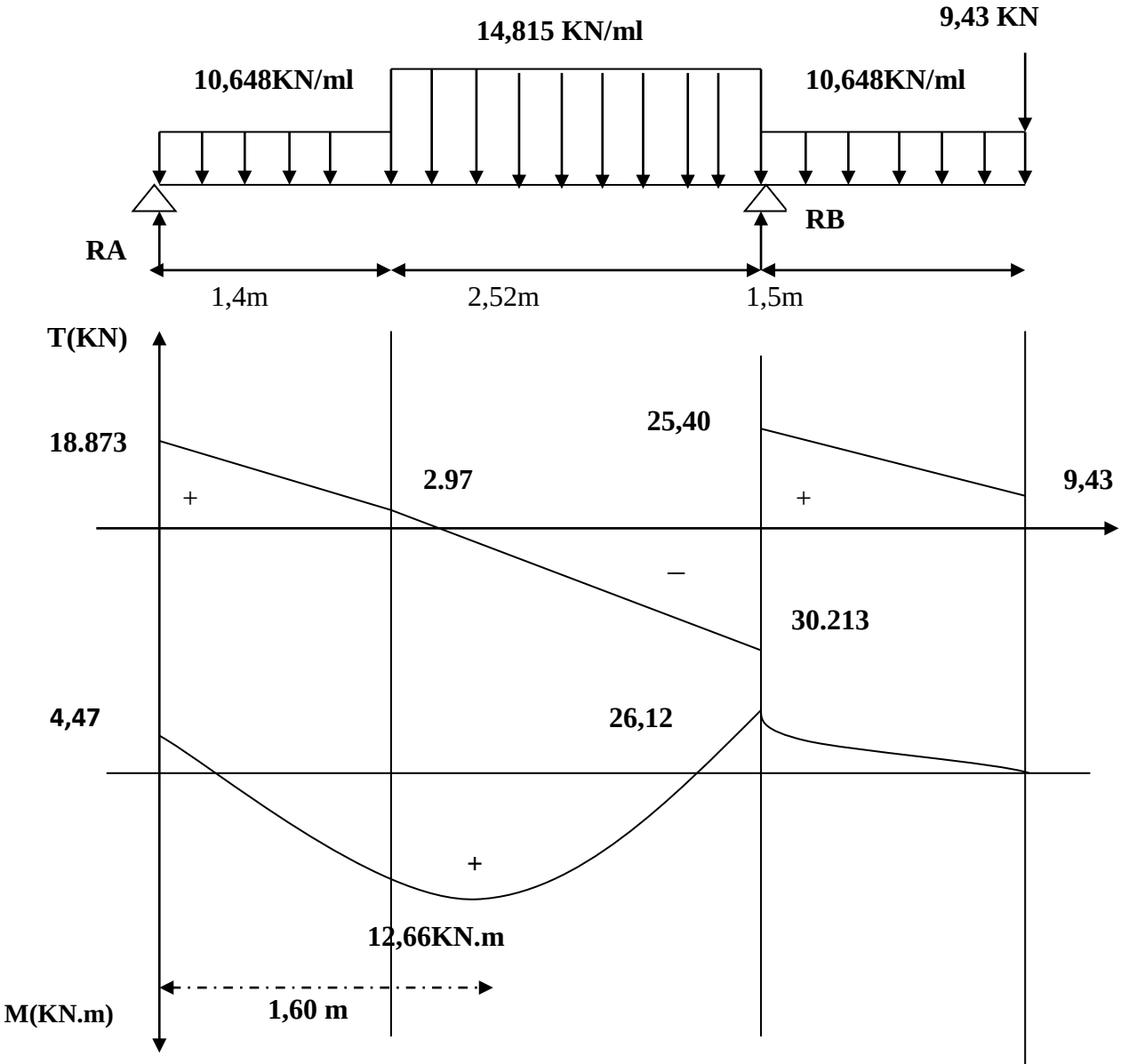
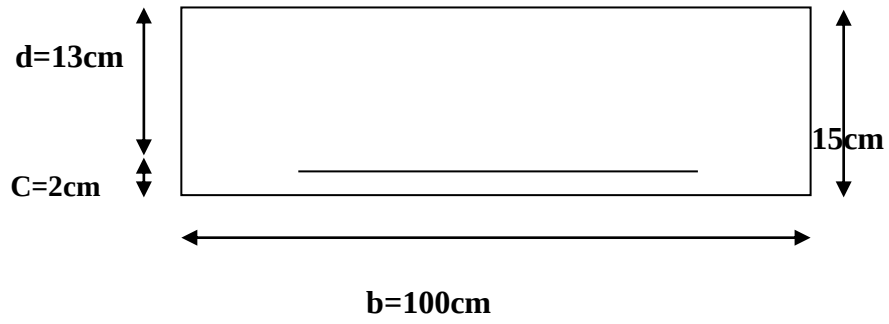


Figure III-3-10 : diagramme des efforts internes de la 2 ème volée à L'ELU .

- **Ferraillage :**



h=15cm

d=13cm

c=2cm

b=100cm

le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale à la volée , tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple

- **En travée:**

$M^t u$ = 12.66 KN.m

- **Armatures principales** :

-Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}}$$

Avec :

M : moment supporté par la section

f_{bc}: contrainte limite de compression dans le béton

b et d : dimensions de la section

$\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{12.66x\ 10^3}{100\ x\ 13^2\ x\ 14.2} = 0.052 < 0.392 \Longrightarrow$ **SSA**

μ_b=0.052 $\Longrightarrow$ β = 0.973

-Section d'armatures :

$A_t = \frac{Mu^t}{\beta\ d\sigma_s} = \frac{12.66\ x\ 10^3}{0.973\ x\ 13x\ 348}$=2.87cm^2

Soit : **5HA12 =5,65cm^2** avec un espacement **St=20 cm**

- **Armatures de répartition :**

$A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4}$ =1.41cm^2

Soit : 5HA10 =3,92 cm^2 avec un espacement **St=20 cm**

- **En appuis:**

Appui A : M^{ap}= 4.47KN.m

- **Armatures principales** :

Moment réduit :

$\mu_b = \frac{Mu^a}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{4.47\ x\ 10^3}{100\ x\ 13^2\ x\ 14.2} = 0.018 < 0.392 \Longrightarrow$ **SSA**

μ_b =0.018 $\Longrightarrow$ β =0.991

Section d'armatures :

$A_a = \frac{Mu^a}{\beta\ d\sigma_s} = \frac{4.47\ x\ 10^3}{0.991x\ 13x\ 348}$= 1cm^2

Soit : 5HA10 = 3,92cm^2 avec un espacement **St=20 cm**

- **Armatures de répartition :**

$A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 cm^2$

Soit : 5HA10 =3.92 cm^2 avec un espacement **St=20cm**

Appui B : $M^{ap} = 26.12$ KN.m

- **Armatures principales** :

-**Moment réduit :**

$\mu_b = \frac{Mu^a}{bd^2 \ f_{bc}} = \frac{26.12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.108 < 0.392 \Longrightarrow$ **SSA**

$\mu_b = 0.108 \Longrightarrow \beta = 0.943$

-Section d'armatures :

$A_a = \frac{Mu^a}{\beta \, d\sigma_s} = \frac{26.12 \times 10^3}{0.943 \times 13 \times 348} = 6.12 \ cm^2$

Soit :6HA12 = 6,78cm^2 avec un espacement **St=15 cm**

- **Armatures de répartition :**

$A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 cm^2$

Soit : **5HA10 =3.92cm^2** avec un espacement **St=20cm**

❖ **Vérification à l'ELU** :

- **Espacement des barres** : **(Art A-8-2-4.2)**

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

Armatures principales : S_t= 20 cm < min (3h ;33cm) = 33 cm ⟹ **CV**

Armatures de répartition :S_t = 20 cm < min (4h ;45cm) = 45 cm ⟹ **CV**

- **<u>Condition de non fragilité</u>** : **(Art :A.4.2.1 / BAEL91 modifié 99)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.3 .b.d .f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.3 .100.13 .2.1}{400} = 1.56 cm^2$$

- **En travée** : A_t =5,65cm² > 1.56 cm² ⟹ **condition vérifiée**
- **En appuis** : A_A = 3,92cm² > 1.56 cm² ⟹ **condition vérifiée**

  A_B = 6,78cm² > 1.56 cm² ⟹ **condition vérifiée**

- **<u>Vérification de la contrainte de cisaillement :</u> (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}}$$

<u>Avec</u>V_u : effort tranchant maximal .

V_u=25.40 KN

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{25.40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}195 \text{ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_u}$= 0.195 MPa < $\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$= 3.33 MPa ⟹ **condition vérifiée .**

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement, donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL 91)**

f_{t28}. = 2,1 MPa .

D'où : $\overline{\tau_{se}}$ = 1,5 x 2,1 = 3,15 MPa

$\mathbf{V_u}$ =25.40 KN(effort tranchant max)

$\sum \mathbf{U_i}$: somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

$\sum U_i$ = n .π . Ø = 5 x 3,14 x 10 = 157 mm

D'où : $\tau_{se} = \frac{25.40 \text{ x } 10^3}{0.9 \text{ x } 130 \text{x } 157}$ = 1.38 MPa

$\boldsymbol{\tau_{se}}$ =1.38 MPa <$\overline{\boldsymbol{\tau_{se}}}$= 3,15 MPa

⇨ condition vérifiée ,donc il ,'ya pas de risque d'entrainement dans les barres longitudinales.

- **Ancrage des barres verticales :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

La longueur de scellement droit est : $\mathbf{L_s = \frac{Ø \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}}$

Avec :

τ_{su}= 0,6 .$\Psi_s{}^2$. f_{t28} =0,6 (1.5)². 2,1 = 2,835 MPa

D'où :

Appui A : $L_s=\frac{1\ .\ 400}{4\ .\ 2{,}835}$ = 35,27 cm ⟹ soit : **L_s= 35 cm**

Appui B : $L_s=\frac{1{,}2\ .\ 400}{4\ .\ 2{,}835}$ = 42,33 cm ⟹ soit : **L_s= 42 cm**

Les règles de **BAEL91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la potée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à **0.4Ls** pour les aciers HA.

Donc :Lc=0,4 Ls= 0.4(35)=14 cm

Lc=0,4 Ls= 0.4(42)=16,8 cm

- **Influence de l'effort tranchant (Art A.5.1,313 /BAEL91)**

1/ influence sur le béton :

$\mathbf{V_u^{max} \leq \overline{V_u}}$

$V_u^{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$. ab **avec** : a=0.9 d

$\overline{V_u} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 \times 10^3}{1.5}$ ⟹ **$\overline{V_u}$=780 KN**

V_u^{max}=25.40 KN ≤ $\overline{V_u}$=780 KN ⟹ **condition vérifiée**

2/ influence sur l'acier :

$A_{calculé} \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0{,}9\ .d}}{\sigma_s}$

$A_{A\ calculé} = 3.92\ cm^2 \geq \frac{25.40 + \frac{(4.47).10^2}{0;9\ .\ 13}}{34.8} = 1.82 cm^2$

$A_{B\ calculé} = 3.92\ cm^2 \geq \frac{25.40 + \frac{(26.12).10^2}{0;9\ .\ 13}}{34.8} = 3.48\ cm^2$

III-3-9 / Calcul à l'ELS :

- **Combinaison de charges :**

Palier : $q_s^1 = G_1 + Q = 5.11 + 2,5 =$ **7.61 KN/ml.**

Volée : $q_s^2 = G_2 + Q = 8.196 + 2,5 =$ **10.696 KN/ml**

Le poids du mur est rajouté comme une charge ponctuelle (P) qui vaux :

P= (3.06 – 0.15) x 2.40x 1m = **6.98 KN**

- **Calcul des efforts internes :**

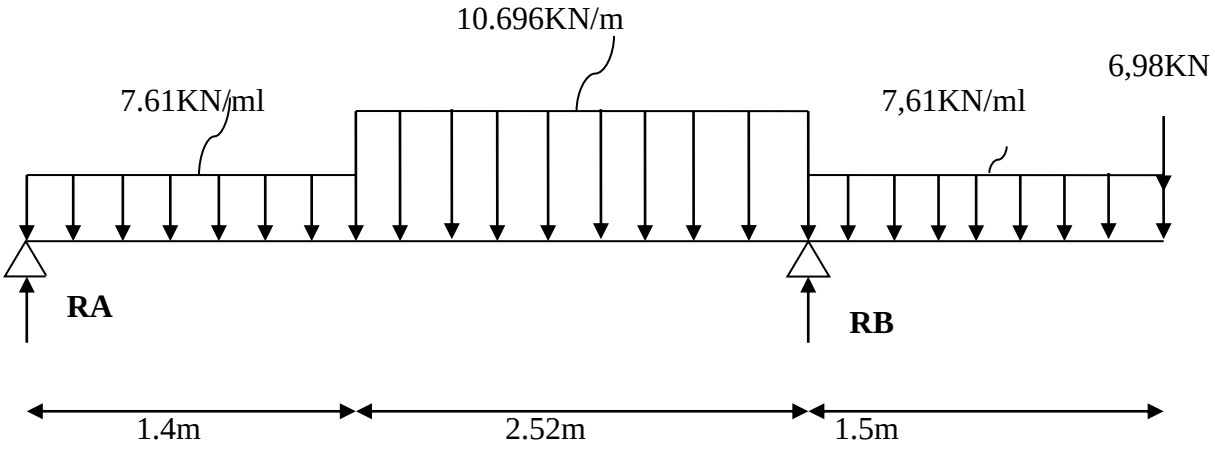


Figure III-3-11 : schéma statique de calcul de la deuxième volée à L'ELS

- **Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la **RDM**:

$\Sigma F = 0$

RA+RB= (7.61×1,40)+(10.696×2.52)+(7.61x 1.5)+6.98

RA+ RB= 56KN

$\Sigma M/A = 0$ $\Sigma M/B = 0$

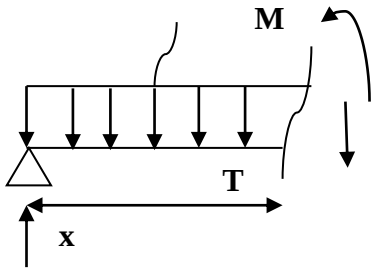
ΣM/A= 0 → (7.61 x 1.40 x 0.7) + (10.572 x2.52 x 2.66) + (7.61 x 1.5 x 4.67)+(6.98 x 5.42) =3.92 RB

Donc : **RB = 43.23KN**

RA = 12.77 KN

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Tronçon 1 : 0 ≤ x ≤ 1.40m **7.61KN/ml**



-Efforts tranchants :

ΣF = 0

T(x) – 12.77 +7.61 x

T(x) = - 7.61x + 12.77

Pour $\begin{cases} x=0 \Longrightarrow T(0) = 12.77 \text{ KN} \\ x=1.40m \Longrightarrow T(1.40) = 2.12 \text{ KN} \end{cases}$

-Moment fléchissant :

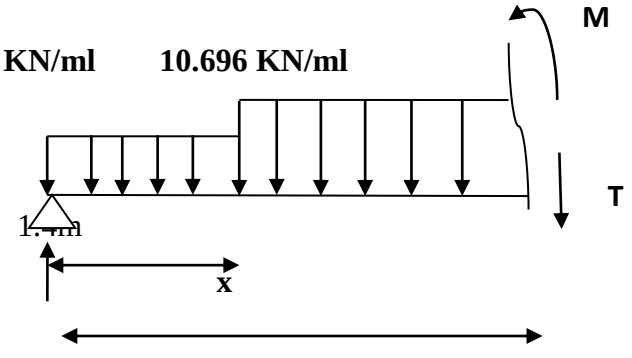
$M(x) – 12.77\ x +7.61 .x.\frac{x}{2}$

$M(x)=-3.805\ x^2+ 12.77\ x$

Pour $\begin{cases} x= 0 \Longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x=1,40 \text{ m} \Longrightarrow M(1,40)=10.421 \text{ kN.m} \end{cases}$

7.61 KN/ml **10.696 KN/ml**

Tronçon 2 :1.4m ≤ x ≤ 3.92 m



-Efforts tranchants:

ΣF = 0

T(x) -12.77 + (7.61 x 1.4) + 10.696 (x – 1.40)

T(x) = -10.696 x + 17.086

Pour $\begin{cases} x=1.4\ m \Longrightarrow T(1.4) = 2.12\ KN \\ x=3.92m \Longrightarrow T(3.92) = -24.84\ KN \end{cases}$

-**Moment fléchissant** :

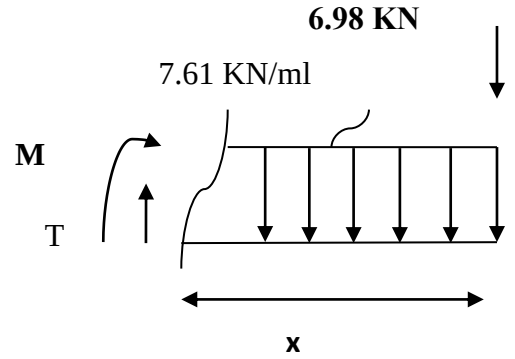
$M(x) = 12.77\,x - 7.61 \times 1.4 \times \left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 10.696 .\left(\frac{(x-1.4)^2}{2}\right)$

$$\mathbf{M(x) = 2.12\,x + 7.46 - 10.696\left(\frac{(x-1.4)^2}{2}\right)}$$

Pour

$\begin{cases} x= 1.4m \Longrightarrow M(1.4) = 10.43kN.m \\ x=3.92\ m \Longrightarrow M(3.92) = -25.95kN.m \end{cases}$

- **Tronçon 3 : 0 ≤ x ≤ 1.5 m**



-**Efforts tranchants :**

ΣF = 0

T(x) - 7.61 x - 6.98 = 0

T(x) = 7.61 x +6.98

Pour $\begin{cases} x=0 \Longrightarrow T(0) = 6.98\ KN \\ x=1.50m \Longrightarrow T(1.50) = 18.40\ KN \end{cases}$

-**Moment fléchissant** :

$M(x) = +7.61 .x. \frac{x}{2} + 6.98\ x$

$M(x) = -3.805\,x^2 - 6.98\,x$

Pour $\begin{cases} x = 0 \Longrightarrow M(0) = 0 kN.m \\ x = 1{,}50\ m \Longrightarrow M(1.50) = -19.03\ kN.m \end{cases}$

-Moment maximum :

T=0 $\Longrightarrow$ **10.696 x = 17.086**

X=1.60 cm

$$\mathbf{M^{max} = 2.12\ x + 7.46 - 10.696\ \left(\frac{(x-1.4)^2}{2}\right)}$$

M^{max} =10.642 KN.m

Remarque:

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

-$M_A{}^{ap}$ = - 0.3 M max = - 0,3 x 10.642= - 3.193 KN.m

-M_t = 0.85 M max = 0,85 x 10.642 = 9.045 KN.m

- $M_B{}^{ap}$ = - 19.03 KN.m

- $M_{console}$ = 19.03 KN.m

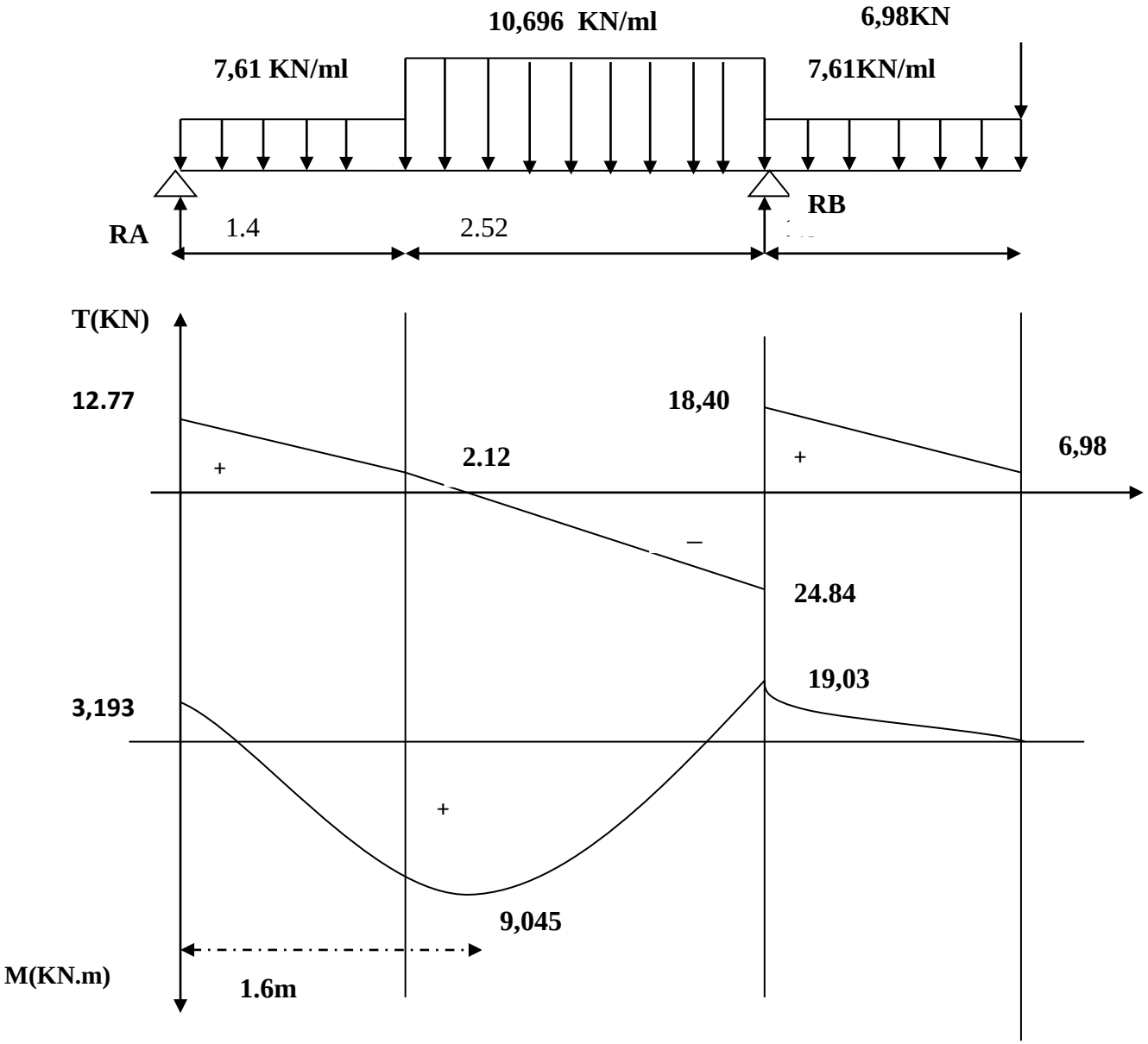


Figure III-3-12 : Diagramme des efforts internes de la 2 ème volée à L'ELS

❖ **Vérification à L'ELS :**

- **Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91) :**

La fissuration étant peu nuisible , alors on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \sigma_s / k$

A_A= 3,92cm² , M_A^{max}= 3.193KN.m

A_B=6,78cm² , M_B^{max}=19.03 KN.m

$A_{travée}$ = 5,65cm² , M_t^{max}=9.045KN.m

- **<u>En appuis</u>**:

<u>Appui A</u> : A_a =3,92cm^2

M_a^{max}= 3.193KN.m

$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 13} = 0.301$

ρ_1=0.301 $\Longrightarrow$ k_1 = 42,47

β_1=0.913

$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.193 \cdot 10^3}{0,913 \cdot 13 \cdot 3,92}$= 68,63MPa

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{68,63}{42,47}$ = 1,62 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

D'ou la contrainte dans les aciers est :

σ_s = 68,63 MPa < $\overline{\sigma_s}$ =348 MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

<u>Appui B</u> : A_b = 6,78cm²

M_b^{max}= 19.03 KN.m

$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6,78}{100 \cdot 13} = 0.521$

ρ_1=0.521 $\Longrightarrow$ k_1 = 31,30

β_1=0.892

$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{19.03 \cdot 10^3}{0.892 \cdot 13 \cdot 6,78}$= 242,05 MPa

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{242,05}{31,30}$ = 7.73MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa ⟹ **condition vérifiée**

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$\sigma_s = 208,846$ MPa < $\overline{\sigma_s}$ =348 MPa ⟹ **condition vérifiée**

- **<u>En travée</u>** :

A_t =5,65cm^2

M_t^{max}= 9.045KN.m

$\rho_2 = \frac{100 \ .A_s}{b \ .d} = \frac{100 \ . \ 5,65}{100 \ . \ 13}$ = 0.43

ρ_2=0.43 ⟹ k_2 = 34,50

β_2=0.899

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_2 \ .d \ . \ A_t} = \frac{9.045 \ . \ 10^3}{0.899 \ . \ .13 \ . \ 5,65}$= 136,979 MPa

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_2} = \frac{136,979}{34,50}$ = 3,97MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa ⟹ **condition vérifiée**

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$\sigma_s = 136,979$ MPa < $\overline{\sigma_s}$ =348 MPa ⟹ **condition vérifiée**

- **Vérification de la flèche** :

Les règles (**Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10\,M_0} \\ \frac{A}{b\,.d} \leq \frac{4.2}{f_e}\ \textbf{MPa} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale **(h=15cm)**

L : portée entre nus d'appuis **(L= 3920 m)**

$\mathbf{M_t}$: moment max en travée ($\mathbf{M_t}$ **=9.045 Kn .m**)

$\mathbf{M_t}$:moment max de la travée isostatique ($\mathbf{M_0}$**=10.421kn.m**)

A :section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{L} = \frac{15}{392} = 0.0382 < \frac{1}{16} = 0.0625$ ⟹ **la condition n'est pas vérifiée**

On doit calculer la flèche :

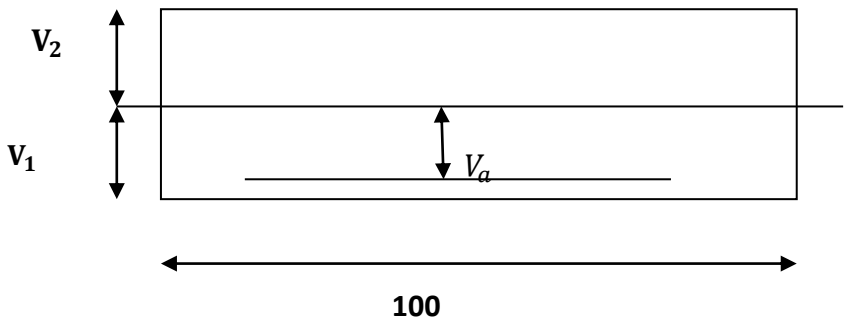


Figure III-3-13 :Schéma de calcul des escaliers

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

q_s== 10.696KN/ml

$\bar{f}$:la flèche admissible

E_v : le module de déformation différée

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25}$ = 10818.86 MPa

V_1 : position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15\ At \cdot d}{B_0}$$

S_{xx}' : moment statique par rapport à l'axe xx' passant par le centre de gravité

$S_{xx}' = \frac{b\ h^2}{2} + 15\ At \cdot d = \frac{100 \cdot (15)^2}{2} + 15 \times 5{,}65 \times 13$

$S_{xx}' = 12351{,}75 cm^3$

B_0 : aire de la section homogène

$B_0 = b.h + 15 \cdot A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5{,}65) = 1584{,}75 cm^2$

$V_1 = \frac{12351{,}75}{1584{,}75} = 7.8$ cm

$V_2 = h - V_1 = 7.2$ cm

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

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15\ A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$= \frac{100}{3}((7.8)^3 + (7.2)^3) + 15 \cdot 5{,}65(7.2 - 2)^2$$

$I = 39003.36 cm^4$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.696 \cdot (3920)^4}{10818.86 \cdot 31003.36 \cdot 10^4} \leq \bar{f} = \frac{3920}{500}$$

f = 7.79 mm $\leq \bar{f}$ = 7.84 mm $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion : les armatures à L'ELU sont suffisantes.

- **La console:**

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$, $\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$; $\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.086 \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$, $\frac{3.92}{100\ x\ 13} = 0.0030 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Longrightarrow$ **condition vérifié**

Avec :

l: la portée de la travée entre les appuis.

h : la hauteur total de la section.

$\mathbf{M_t}$: moment maximal en travée.

$\mathbf{M_0}$: moment fléchissant maximal en travée.

$\mathbf{b_0}$: la largeur (emmarchement)

d : la hauteur utile de la section droite.

A : la section d'armature en travée.

$\mathbf{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier.

On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées alors le calcul n'est pas nécessaire.

- **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**

(BAEL 91, Art A.5.34)

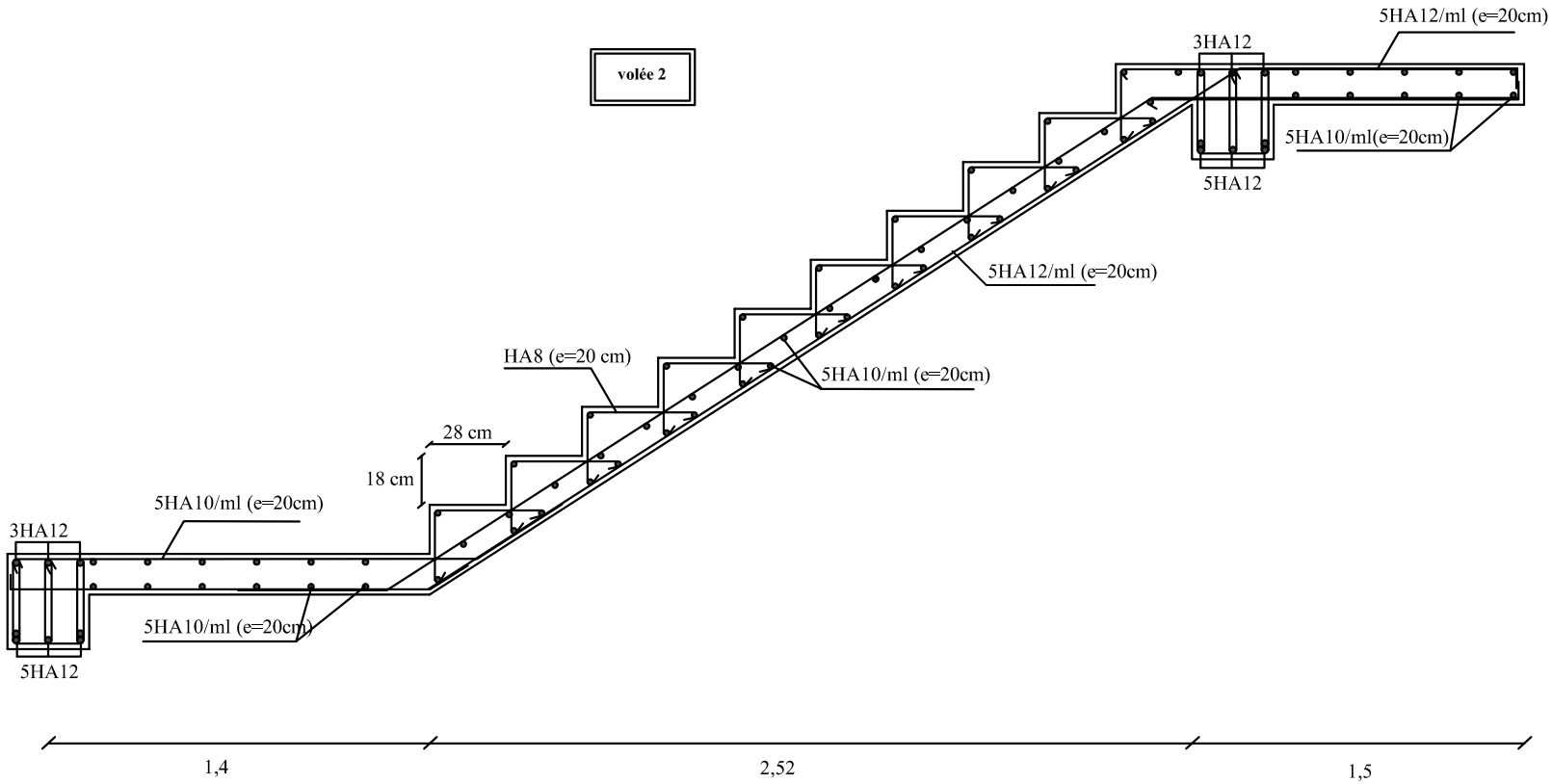
La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

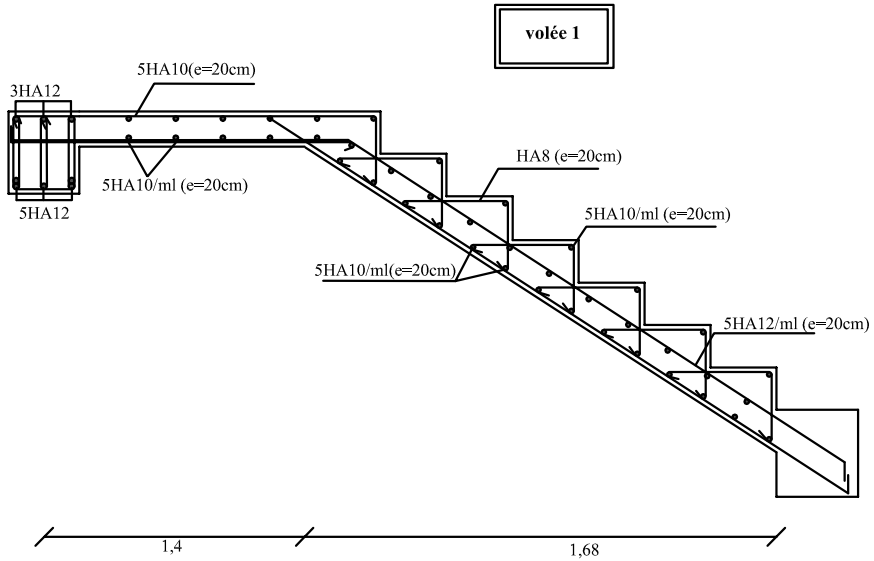
Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **Remarque** :

  On adopte le même ferraillage pour la troisième volée .





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie civil

FERRAILLAGE DES ESCALIERS

Proposé par:		2018/ 2019
Présenté par:	**Melle:LOUIZINI Fatma** **Melle: KICHOU Taouès**	Plan:
Encadré par:	Mr: HAMMAR Rabah .	Echelle:1/25

III-4--Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension **(*bxh*).** Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

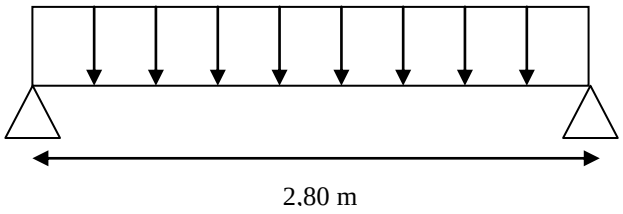


Figure III.4.1 : schéma statique de la poutre palière

III-4-1-Pré dimensionnement

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

• h : hauteur de la poutre,

• b : largeur de la poutre,

• L : portée maximum entre nus d'appuis

L=330-50=280cm

$\frac{280}{15} \leq \mathbf{h} \leq \frac{280}{10}$ => 18,66cm ≤ **h** ≤28cm

On opte pour : **h=35cm**

0,4×30 ≤ **b**≤ 0,7×30 ⇒12cm ≤**b** ≤21cm

On opte pour : **b = 30cm**

- ✓ **Vérification des conditions sur RPA :**

h =35cm ≥ 25 cm

b= 30 cm > 20 cm => Toutes les conditions sont Vérifiées.

h/b = 1,16< 4

Section adoptée :

Poutre palière ⟹ (30x35)cm^2

III-4-2 -Détermination des sollicitations de calcul :

- Son poids propre : **G** = 25 (0,30x 0,35) = **2,625 KN/m**
- Réaction de la poutre palière a (ELU) :$\boldsymbol{R_u}$ **= 59,77 KN**
- Réaction de la poutre palière a (ELS) : $\boldsymbol{R_s}$ **= 43,23 KN**

Combinaisons de charges:

- **ELU :**

qu = 1,35G + Ru = 1,35x 2,625 + 59,77 = 63,31 KN /ml

qu = 63,31 KN /ml

- **ELS :**

qs = G +Rs =2,625 + 43,23 = 45,85 KN /ml

qs= 45,85KN /ml

III- 4-3 Calcul à l'ELU :

III -4-3-1 Calcul des efforts internes:

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

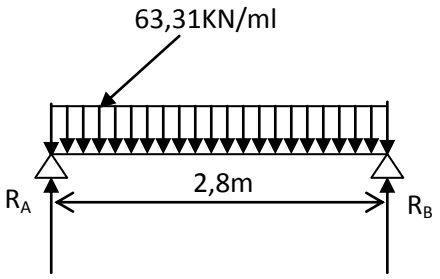
- **Moment isostatique :** $\boldsymbol{M_0} = \frac{q_u L^2.}{2} = \frac{63{,}31x\ 2{,}8^2}{8}$ = 62,04KN.m

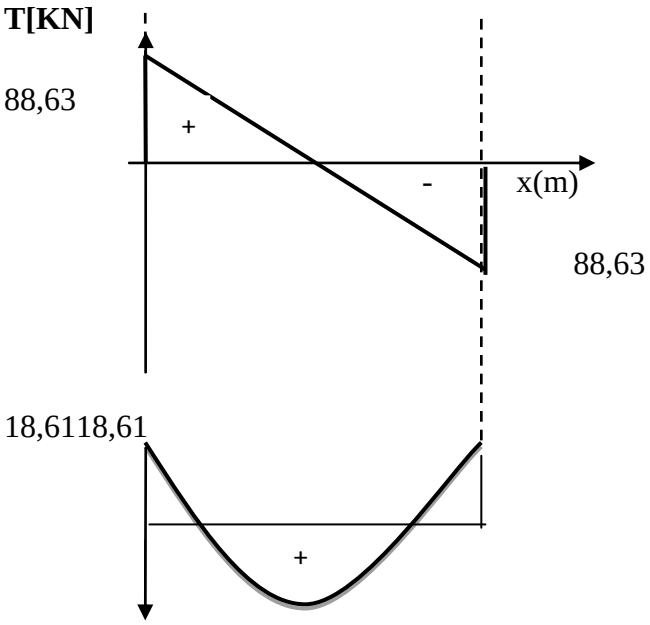
- **Effort tranchant:** $\mathbf{T}_U^{\max} = = \frac{q_u.L}{2} = \frac{63{,}31\ x\ 2{,}8}{2}$ = 88,63 KN

Correction des moments :

- **Moment aux appuis : Ma**= - 0.3M_0. = -18,61kN. m.
- **Moment en travée: Mt** = 0.85M_0= 52,73kN. m.

- **<u>Diagramme de M et T</u> :**





<u>Figure III-4-2</u> : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

III 4-3-2) ferraillage :

❖ **Armatures longitudinales :**

➢ **Aux appuis :**

- **Armatures principales** :

Ma = - 18,61kN.m b=30cm, d=33cm, c=2cm.

$$\mu_b = \frac{Mu^a}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{18{,}61 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0{,}040 < \mathbf{0{,}392} \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

μ_b =0,040=>β=0,980

- **Section d'armatures**

$$A_a = \frac{Mu^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{18{,}61 \times 10^3}{0.980 \times 33 \times 348} = 1{,}65cm^2$$

Soit : **3HA12=3,39cm²**

➢ **En travée:**

Ma = 52,73kN.m,b=30cm, d=33cm, c=2cm.

- **Armatures principales** :

$$\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{52{,}73 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.113 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

μ_b=0,113 =>β = 0,9395

Section d'armatures :

$$A_t = \frac{Mu^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{52{,}73 \times 10^3}{0.9395 \times 33 \times 348} = 4{,}88cm^2$$

Soit : **5HA12=5,65cm²**

❖ **Armatures transversales :**

- **Diamètre :**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{30} ; \emptyset_l\right)$$

$\emptyset_t = \min\left\{12 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right\}$ ➡ soit $\emptyset_t$**=8mm**

Nous adopterons **un cadre** et **un étrier** en ∅**8 ;donc :** A_t**= 2,01cm²**

- **Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :**

$$s_{tmax} \leq \text{min (0,9xd ;40cm)}$$

St≤ min $\{29.7cm ; 40\ cm\}$ = 29.7cm Soit $S_t = 25cm$

Le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

1) **Sur appuis :**

St ≤ min $\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l\right)$ = min (8,75 ; 12) = 8.75 cm Soit : **St =7cm**

2) **En travée :**

St $\leq \frac{h}{2}$=17.5cm soit **St = 15cm**

Avec :

h:La hauteur de la poutre

- **Condition de non fragilité** : **(Art :A.4.2.1 / BAEL91 modifié 99)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.3 .b.d .f_{t28}}{f_e}$$

$A_{min} = \frac{0.3 .30.33 .2.1}{400} = 1.56cm^2$

- **<u>En travée</u>** : A_t=5,65cm^2> 1.56cm^2 => **condition vérifiée**

- **<u>En appuis :</u>**A_a=3,39cm^2> 1.56cm^2 => **condition vérifiée**

- **<u>Vérification de l'adhérence des barres :</u> (Art A.6.1.3/BAEL 91)**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se}=\frac{T_u^{max}}{0,9.d.\sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

-Calcul de$\overline{\tau_{se}}$:

$\overline{\tau_{se}}=\Psi_s.f_{t28}$; **<u>avec :</u>** Ψ_s=1.5(pour les aciers H.A)

donc : $\overline{\tau_{se}}$ **=3,15MPA**

-Calcul de τ_{se}:

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres

$\sum U_i$**=n.π.** $\emptyset$=5 x3,14x12=188,4mm

$$\tau_{se}=\frac{88,63\ .10^3}{0,9.330.188,4}=1,58$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$……..**CV**

=>pas de risque d'entrainement dans les barres longitudinales.

- **<u>Ancrage des barres verticales :</u>**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est : $L_s=\frac{\emptyset\ .f_e}{4\ .\tau_{su}}$

<u>Avec :</u>

τ_{su}**= 0,6 .Ψ_s^2 .** f_{t28} = 0,6 $(1.5)^2$. 2,1 = 2,835 MPa

D'où :

$L_s = \frac{1,2\ X\ 400}{4\ X\ 2,835}$ = 42,32cm => soit : L_s**= 50 cm**

Ls: est supérieur à la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée, on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a**0,4ls=20cm**

- **Influence de l'effort tranchant (Art A.5.1,313 /BAEL91)**

1/ influence sur le béton :

On doit vérifier :

$$\frac{2T_u}{b.0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Tu \leq \frac{0,4b.0,9d.f_{c28}}{\gamma_b} \quad Tu \leq \frac{0,4\ .\ 0,30\ .\ 0,9\ .0,33\ .25.10^3}{1,5} \quad Tu \leq 594\text{KN}$$

T_u^{max} =88,63KN < 594 KN ……**CV**

2/ influence sur l'acier :

$$A_{calculé} \geq \frac{T_u}{\sigma_s}$$

$A_{a\ calculé}$ = $3,39cm^2 \geq \frac{88,63\ .\ 10^3}{348\ .10^2}$ = $2,54cm^2$

$A_{t\ calculé}$ = $5,65cm^2 \geq \frac{88,63\ .\ 10^3}{348\ .10^2}$ = $2,54cm^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** ***(Art A.5.2.1/BAEL91)***

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

T_u : effort tranchant maximal .

T_u=88,63 KN

La fissuration est peu préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \left\{0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ MPa\right\}$

$\overline{\tau_u}$=min $\left\{\frac{0.2\ x\ 25}{1.5} ; 5MPa\right\}$ =3,33 MPa

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{88{,}63\ x\ 10^3}{300\ x\ 330}$ = 0,89MPa

τ_u= 0,89MPa<$\overline{\tau_u}$= 3,33 MPa =>**condition vérifiée**

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement, donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-5-4 Calcul à l'ELS :

qs= 45,85 KN /ml

III-5-4-1 Calcul des efforts internes :

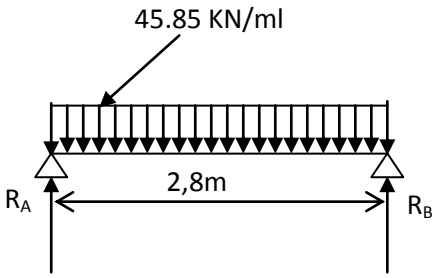
On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{45{,}85\ x\ 2{,}8^2}{8}$ = 44,93KN.m
- Effort tranchant : $T_U^{max} = \frac{q_s\ L}{2} = \frac{45{,}85\ x\ 2{,}8}{2}$ = 64,19 KN

Correction des moments :

- Moment aux appuis : Ma = - 0,3M_0. = -13,47kN. m.
- Moment en travée : Mt = 0,85 M_0= 38,19 kN. m.

- **Diagramme de M et T :**



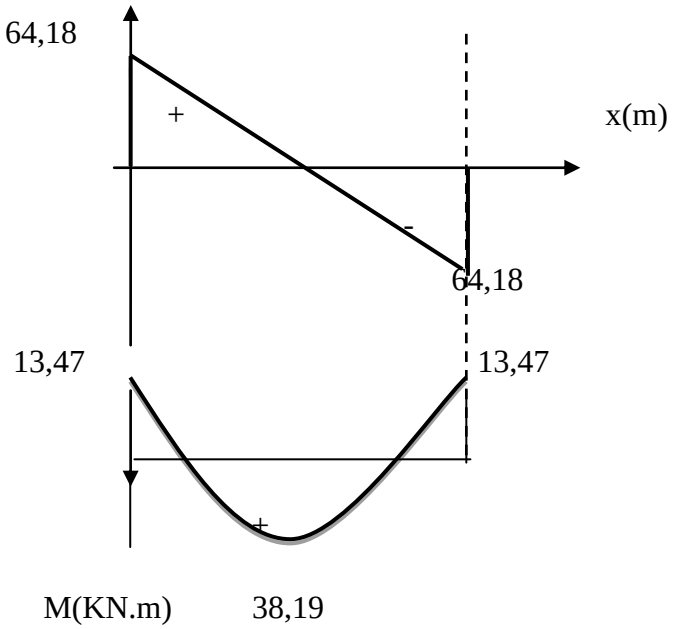


Figure III-4-2 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

- **Vérification à L'ELS :**

- **Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91) :**

La fissuration étant peu préjudiciable , alors on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 . f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \sigma_s . k$

A_{appui} =3,39cm^2 , $M_a{}^{max}$ =13,49KN.m

$A_{travée}$ =5,65cm^2 , $M_t{}^{max}$ =38,19KN.m

- **<u>En appuis</u>**:

✓ **<u>Appui A</u>** : A_a =3,39cm^2

$M_a{}^{max}$ = 13,49KN.m

$\boldsymbol{\rho_1}=\frac{\mathbf{100\ .A_s}}{\mathbf{b\ .d}}=\frac{100\ .\ 3,39}{30\ .\ 33}$ = 0,342

$\boldsymbol{\rho_1}$**=0,342 =>**$\boldsymbol{k_1}$ **= 39,95 ;** $\boldsymbol{\beta_1}$**=0,909**

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$\boldsymbol{\sigma_s}=\frac{\boldsymbol{M_a}}{\boldsymbol{\beta_1\ .d\ .\ A_a}}=\frac{\mathbf{13,49\ .\ 10^3}}{\mathbf{0,909\ .33\ .\ 3,39}}$= 132,66Mpa

$\boldsymbol{\sigma_s} = 132,66Mpa <\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ =348 Mpa =>**condition vérifiée**

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\boldsymbol{\sigma_s}}{\mathbf{k_1}} = \frac{132,66}{39,95}$ = 3,32MPa<$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ =15Mpa =>**condition vérifiée**

- **<u>En travée</u>** :

A_t =5,65cm^2

$M_t{}^{max}$ =38,19KN.m

$\rho_2=\frac{100\ .A_s}{b\ .d}=\frac{100\ .\ 5,65}{30\ .\ 33}$= 0,570

ρ_2=0.570 =>k_2 = 29,64 ;β_2=0,888

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$\boldsymbol{\sigma_s}=\frac{\boldsymbol{M_t}}{\boldsymbol{\beta_2\ .d\ .\ A_t}}=\frac{\mathbf{38,19\ .\ 10^3}}{\mathbf{0,888\ .\ 33\ .\ 5,65}}$= 230,66Mpa

$\boldsymbol{\sigma_s} = 230,66Mpa <\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ =348 Mpa =>**condition vérifiée**

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_2} = \frac{230,66}{29,64} = 7,78\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa}$ =>**condition vérifiée**

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

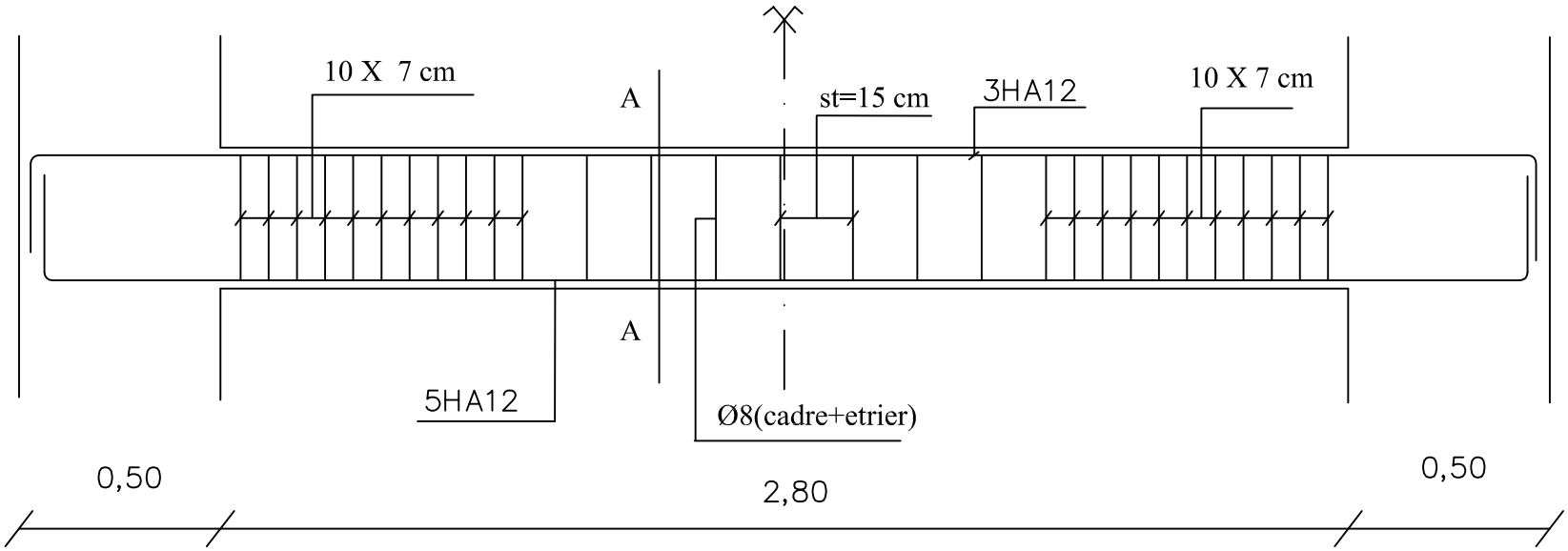
1/ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2/ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{38,19}{10(44,93)} = 0,084 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

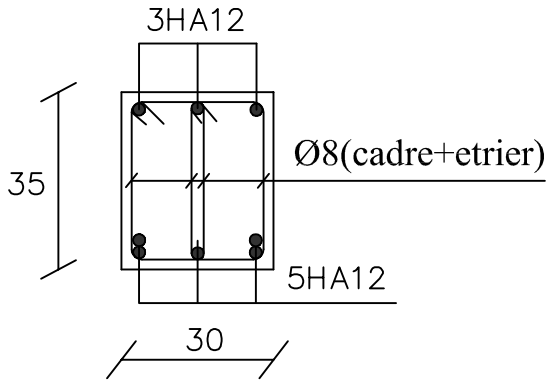
3/ $\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ $\Rightarrow \frac{5,65}{30 .33} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Lestrois conditions sontvérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : les armatures à L'ELU sont suffisantes.



coupe A-A:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERS

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle: LOUIZINI FATMA** **Melle: KICHOU TAOUES**	Plan:
Encadré par:	Mr:HAMMAR RABAH.	Echelle:

III-5/ Etude de la poutre de chainage :

La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieurs.

III-5-1/ Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :**

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

$\frac{L}{15}=\frac{420-25}{15}=26,33cm$

$\frac{L}{10}=\frac{420-25}{10}=39,5cm$

$\longrightarrow$ $26,33cm \leq h \leq 39,5cm$

On adopte une hauteur : **h=30cm**

- **La largeur :**

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

$0,4h=0,3x30=12cm$

$0,7h=0,7x30=21cm$

$\longrightarrow$ $12cm \leq b \leq 21cm$

On adopte une largeur : **b=25cm**

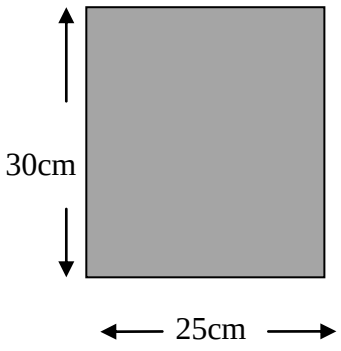


Figure III-5-1 : coupe transversal de la poutre de chainage

III-5-2/ Evaluation des charges est surcharges :

- **Les charges permanentes** :

Poids propre de la poutre : 0,25x0,30x25=1,875KN/ml

Poids du murs (double cloison) : (3,06-30).2,4=6,624KN/ml ⟶ **G=10,14KN/ml**

Poids du plancher : $5,06x\frac{0,65}{2}$=1,644KN/ml

- **La surcharge d'exploitation**

$Q=1,5x\frac{0,65}{2}$=0,487KN/ml **Q=0,487KN/ml**

III-5-3/ Combinaison des charges :

- **ELU :** q_u=1,35G+1,5Q=1,35x10,14+1,5x0,0478=14,41KN/ml
- **ELS :** q_s=G+Q=10,14+0,478=10,627KN/ml

III-5-4/ Etude de la poutre à l'ELU:

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.

1)- calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi encastrements aux appuis on affectera les moments par des coefficients

- **En travée :**

M_t=0,85x14,41x$\frac{3,95^2}{8}$=23,88 KN.m

- **Aux appuis** :

M_a=0,3x14,41x$\frac{3,95^2}{8}$=8,43 KN.m

✓ **Les réactions d'appuis ;**

$R_a=R_b=\frac{q_u.L}{2}=\frac{14,41x3,95}{2}$=28,459KN

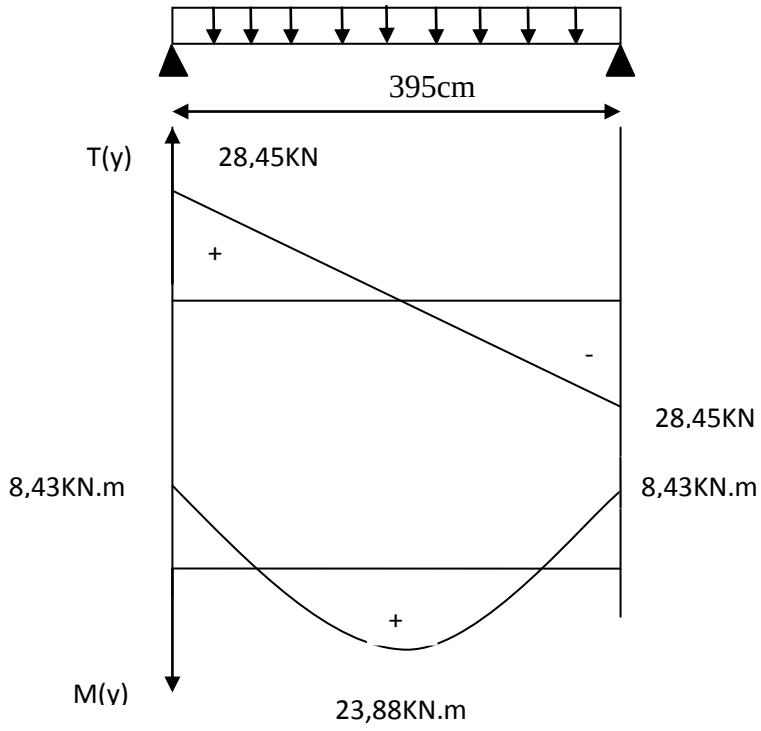


Figure III-5-2 : Diagramme des efforts internes à ELU

2) - <u>calcul des armatures:</u>

- **<u>En travée:</u>**

$$\mu = \frac{M_t}{b..d^2.f_{bu}} = \frac{23{,}88.10^3}{25.28^2.14{,}2} = 0{,}085$$

μ=0,085<0,392 ⟶ **SSA**

μ=0,085 ⟶ **β=0,9555**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{23{,}88.10^3}{0{,}9555.28.348} = 2{,}564 cm^2$$

<u>Choix des armatures</u>: on prendra **3HA12=3,39cm^2**

- **<u>En appuis :</u>**

$$\mu = \frac{M_a}{b..d^2.f_{bu}} = \frac{8{,}43.10^3}{25.28^2.14{,}2} = 0{,}03$$

μ=0,03<0,392 ⟶ **SSA**

μ=0,03 ⟶ **β=0,985**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8{,}43.10^3}{0{,}985.28.348} = 0{,}878 cm^2$$

<u>Choix des armatures</u>: on prendra **3HA10=2,35 cm^2**

III-5-5/ <u>Vérification à l'ELU :</u>

1)- <u>condition de non fragilité :</u>

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23.25.28.2{,}1}{400} = 0{,}84cm^2$$

$A_{adopté}$=3,39cm^2 >0,84cm^2……**CV**

- ✓ **Aux appuis:**

$A_{adopté}$=2,35 cm^2 >0,84cm^2……**CV**

2/ contrainte tangentielle: (art A.5.1,1/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

-Calcul de $\overline{\tau_u}$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\overline{\tau_u}$**=min(0.2**$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$**; 5MPA)**

Donc : $\overline{\tau_u}$ **=3,33MPA**

-Calcul de τ_u :

T_{max}=28,45KN

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{28{,}45}{250.280}$=0.406MPA donc τ_u**=0.406MPA**

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ……..**CV**

3/ Entrainement des barres :(Art A.6.1,3 /BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0{,}9.d.\sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

-Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$\overline{\tau_{se}}=\Psi_s.f_{t28}$; **avec :** Ψ_s=1.5(pour les aciers H.A)

donc **:** $\overline{\tau_{se}}$ **=3,15MPA**

-Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres

$\sum U_i$=n.π. ϕ=4.3,14.12=150,72mm

$\tau_{se}=\frac{28,45.10^3}{0,9.280.150,72}$; donc **:** τ_{se}**=0,749MPA**

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$……..**CV**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales

4/ longueur du scellement droit : ***(*Art A.6.1.22 /BAEL91)**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

-Calcul de τ_{su} :

τ_{su}**=0,6$\Psi^2 f_{t28}$**=0,6.(1,5)^2.2,1=2,835MPA

$L_s = \frac{1,2.400}{4.2,835}$=42,32cm ; on prend L_s=50cm

Nous adoptons pour des raisons pratique un crochet normal qui comme suit : L_c = **0,4**. L_s

donc: L_c**=20cm**

5/ Influence de l'effort tranchant sur les armatures (art A.5.1,321/BAEL91) :

A_s**=3.39cm^2** $\geq \frac{1,15}{f_e}(T_u - \frac{M_u}{0,9d})$= $\frac{1,15}{400}(28,45 - \frac{23,88}{0,9.0,28})$=-0,19……**CV**

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures

6/ Influence de l'effort tranchant sur le béton : *(Art A.5.1,313/BAEL 91*)

On doit vérifier :

$$\frac{2T_u}{b_0.0{,}9d} \leq \frac{0{,}8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\boldsymbol{T_u \leq \frac{0{,}4.b.0{,}9d.f_{c28}}{\gamma_b}}$ $T_u \leq \frac{0{,}4\ X250X0{,}9X280X25\ X10^3}{1{,}5}$ =28,45 $T_u \leq$420KN

T_u=28,45KN <420KN ……..CV

III-5-6/ Armatures transversales :

⇨ **diamètre minimal des armatures transversales (art. A.7.2.2 / BAEL91)**

$\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_l\ ;\frac{b}{10})$

$\emptyset_t \leq \min(\frac{300}{35}\ ;\ 10\ ;\frac{250}{10})$

$\emptyset_t$=8,57 mm **soit : $\emptyset_t$ =8mm**

On opte pour **un cadre** et **un étrier** donc : **A_t=4HA8=2,01cm^2**

⇨ **Espacement des armatures : (A.5.1,22 BAEL 91)**

$S_t \leq$min(0.9d ;40cm)

$S_t \leq$min(25,2 ; 40cm)=25

Soit : S_t=15cm

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq$0.4MPA ⟹ $\frac{2{,}01.400}{25.15}$=2,14MPA

2,14 > 0,4 ⟹ **C.V**

⇨ **Espacement des armatures transversales selon (RPA 99version 2003) :**

- **Sur appuis :**

$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset) \leq (7,5 ; 12) \leq 7,5$

On opte un S_t^{max}**=7cm** S_t**=7cm.**

- **En travée**

$S_t \leq \frac{h}{2} \leq \frac{30}{2}$=15cm soit : S_t**=15cm.**

III-5-7/ Vérification a l'ELS :

q_s=G+Q=10,14+0,478=10,627KN/ml

✓ **Réaction d'appuis :**

$R_a = R_b = \frac{q_s.L}{2} = \frac{10,62x3,95}{2}$=20,97KN

1)- calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi encastrements aux appuis on affectera les moments par des coefficients

- **En travée :**

M_t=0,85x10,62x$\frac{3,95^2}{8}$=17,60 KN.m

- **Aux appuis** :

M_a=0,3x10,62x$\frac{3,95^2}{8}$=6,21 KN.m

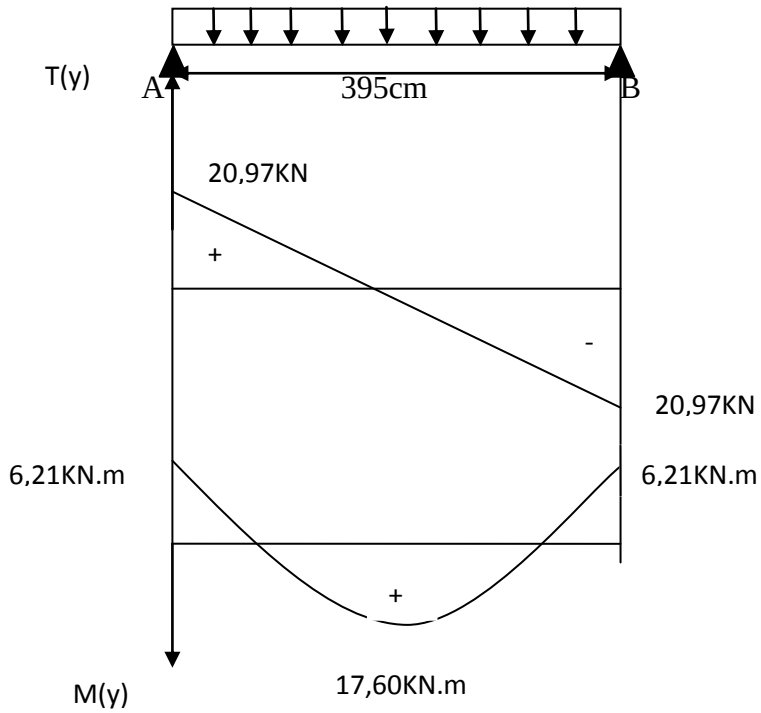


Figure III-5-3 : Diagramme des efforts internes à ELS

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :** ***(Art A.5.3,2/BAEL 91)***

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de résistance du béton en compression :**

✓ **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$=348MPA

$\rho_1(\%)=\frac{A_{st}}{b.d}.100 = \frac{3,39}{25.28}.100 = 0,484$

ρ_1=0,484 ⟹ β_1=0,895 ; K_1=32,62

$\sigma_s=\frac{M_{sr}}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{17,60.10^3}{0,895.28.3,39}$=209,52MPA

σ_s=209,52MPA≤ $\overline{\sigma_s}$=**348MPa**……**cv**

- **Contrainte dans le béton :**

On doit assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$=15MPA

$\overline{\sigma_{bc}}=0,6f_{c28}=0,6.25=15$MPA

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{209,52}{32,62}$ =6,42Mpa

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$…… **Cv**

✓ **En appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$=348MPA

$\rho_1(\%)=\frac{A_{st}}{b.d}.100=\frac{2,35}{25.28}.100 = 0,335$

ρ_1**=0,335** ⟹ β_1**=0,910 ; k_1=40,56**

$\sigma_s=\frac{M_{sr}}{\beta_1.d.A_{st}}=\frac{6,21.10^3}{0,910.28.2,35}$ =103,84 MPA

σ_s =103,84 MPA≤ $\overline{\sigma_s}$**=348MPa**……**cv**

- **Contrainte dans le béton :**

On doit assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$**=15MPA**

$\overline{\sigma_{bc}}=0,6f_{c28}=0,6.25=15$MPA

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{k_1}=\frac{103,84}{40,52}$ = 2,56 MPA

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$**…… CV**

Conclusion :

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

❖ **Etat limite de déformation :**

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

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

AN :

- $\frac{30}{395}=0,075 > \frac{1}{16}=0,0625$ ……..**CV**
- $\frac{30}{395}=0,075 > \frac{M_t}{10M_0}=0,084$ …….. **CNV**
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{3,39}{25.28}=0,0048 < \frac{3,95}{400}=0,0098$……**. CV**

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc en doit calculer la flèche

- **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

q_s= 10,627KN/ml

L=395cm

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

$\mathbf{E_v}$: Module de déformation différée

$\mathbf{E_v}=3700\sqrt[3]{f_{c28}}=3700\sqrt[3]{25}=10818{,}866$MPA

$\mathbf{Y_1}$ **:** position de l'axe neutre $\mathbf{y_1}=\frac{S_{xx'}}{B_0}$

$$\mathbf{Y_1}=\frac{\frac{b\,.h^2}{2}+\mathbf{15\ At\ .d}}{\mathbf{B_0}}$$

$\mathbf{S_{xx'}}$: moment statique par rapport à l'axe xx' passant par le centre de gravité

$\mathbf{S_{xx'}}=\frac{\mathbf{b\,h^2}}{\mathbf{2}}$ **+15 At .d** $=\frac{25\,.\,(30)^2}{2}$ +15 x 3,39 x 28

$\mathbf{S_{xx'}}$=12673,8 cm^3

B_0 : aire de la section homogène

$\mathbf{B_0}$**= b.h +15 . At** = (25 x 30) + (15 x 3,39) =800,85 cm^2

$y_1=\frac{12673{,}8}{800{,}85}$ = 15,82 cm

y_2= h- y_1= 14,18 cm

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

$$\mathbf{I = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + 15\,At(y_2 - 2)^2}$$

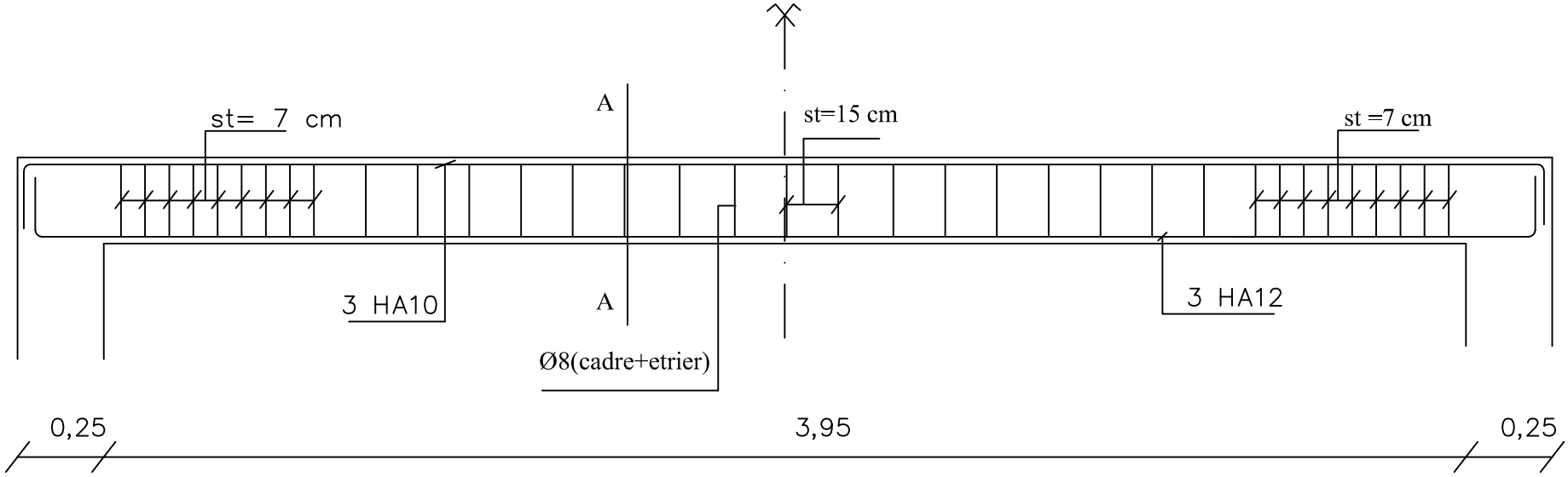
$$= \frac{25}{3}((15{,}82)^3 + (14{,}18)^3) + 15 \cdot 3{,}39\ (14{,}18 - 2)^2$$

$$I = 64297{,}94\ cm^4$$

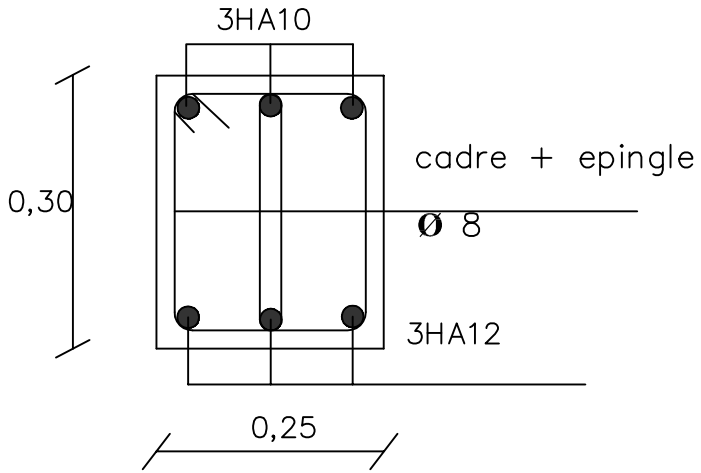
$$\mathbf{f} = \frac{5}{384} \times \frac{10{,}627 \cdot (3950)^4}{10818.86 \cdot 64297{,}94\ 10^4} \leq \bar{f} = \frac{3950}{500}$$

$f = 2{,}06\ mm < \bar{f} = 7{,}9mm$ …….. CV

Conclusion : les armatures à L'ELU sont suffisantes.



coupe A-A :



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

FERRAILLAGE :POUTRE DE CHAINAGE

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle:LOUIZINI FATMA** **Melle: KICHOU TAOUES**	Plan:
Encadré par:	**Mr: HAMMAR RABAH**	Echelle:

III-6/ calcul de la dalle pleine de la salle machine :

III-6-1/ introduction :

Notre immeuble comporte deux cage d'ascenseur en béton armée de caractéristique identique, de dimension **(125x140)** repose sur quatre cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonne, répartie sur une surface de **(0.80x0.80)m^2** transmise par le système de levage de l'ascenseur, le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui donne des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

III-6-2/ dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine qui repose sur quatre appuis est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{l_x}{30}$$

l_x=125cm : portée libre

$h \geq \frac{l_x}{30}=\frac{125}{30}$=4,66cm ; h :doit être au moins égale à 12cm **(RPA99version 2003)**

On opte pour **h=15cm**

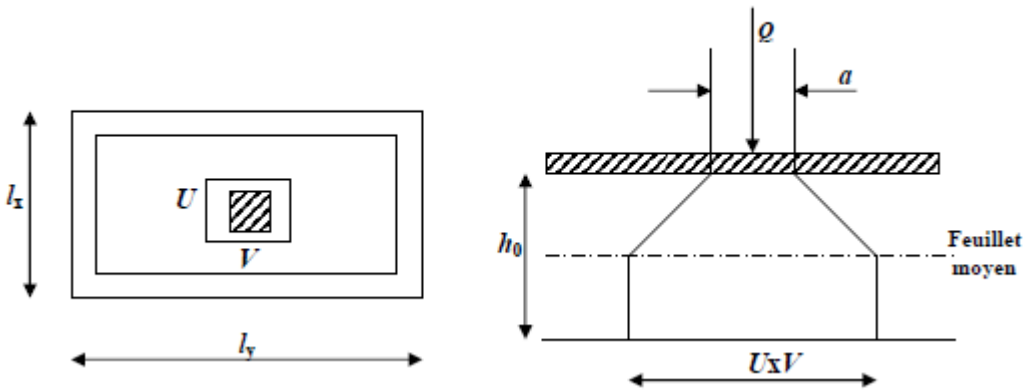


Figure III-6-1 : schéma statique de la salle machine

III-6-3/ <u>calcul des sollicitations :</u>

$\boldsymbol{\rho_x}=\frac{\mathbf{l_x}}{\mathbf{l_y}}=\frac{125}{140}$=0,89

0,4$\leq \boldsymbol{\rho_x}=\frac{l_x}{l_y}$=0,89< 1 $\Longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

- **<u>Moments dus au poids propre :</u>**

$M_x=\mu_x.q.{l_x}^2$ $\longrightarrow$ moment suivant la petite portée

$M_y=\mu_y.M_x$ $\longrightarrow$ moment suivant la grande portée

Les coefficients $\boldsymbol{\mu_x}$et $\boldsymbol{\mu_y}$ sont donnée en fonction du rapport $\boldsymbol{\rho_x}$ et du coefficient de poisson $\boldsymbol{\nu}$.

q : charge uniformément répartie sur tout la dalle

❖ **<u>Etat limite ultime(ELU) :</u> $\boldsymbol{\nu}$=0**

ρ_x=0,89 $\longrightarrow$ μ_x=0,0468 $\longrightarrow$ μ_y=0,759

Poids de la dalle : G=(25.0,15+22.0,05).1ml=**4,85KN/ml**

Surcharge d'exploitation : **Q=1KN/ml**

$\boldsymbol{q_u}$=1,35G+1,5Q=1,35.4,85+1,5.1=**8,0475KN/ml**

$\boldsymbol{M_{ux1}}$=0,0468(8,0475)$(1,25)^2$=0,588KN.m

$\boldsymbol{M_{uy1}}$=0,588(0,759)=0,446KN.m

❖ **<u>Etat limite de service (ELS):</u> $\boldsymbol{\nu}$=0,2**

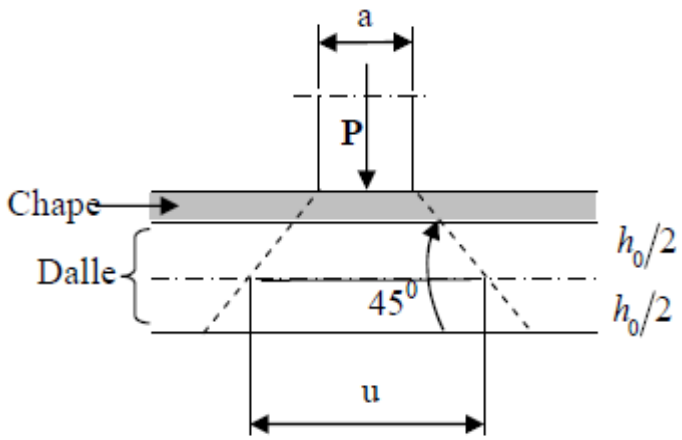
ρ_x=0,89 $\longrightarrow$ μ_x=0,0539 $\longrightarrow$ μ_y=0,832

$\boldsymbol{q_s}$=G+Q=4,85+1=**5,85KN/ml**

$\boldsymbol{M_{sx1}}$=0,0539(5,85)$(1,25)^2$=0,492KN.m

$\boldsymbol{M_{sy1}}$=0,492(0,832)=0,409KN.m

- **Moments dus à la charge localisée :**



M_x=P(M_1+ νM_2)

M_y=P(M_2+ νM_1)

$\boldsymbol{M_1}$, $\boldsymbol{M_2}$ coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{\boldsymbol{U}}{\boldsymbol{l_x}}$ et $\frac{U}{l_x}$

U et **V** cotés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à $\mathbf{45^\circ}$ dans la dalle.ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\mathbf{V=V_0+2(\xi.e+\frac{h_0}{2})= V_0+2.\xi.\xi+h_0}$$

$$\mathbf{U=U_0+2(\xi.e+\frac{h_0}{2})= U_0+2.\xi.\xi+h_0}$$

Le coefficient $\boldsymbol{\xi}$ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée du béton armée, et d'une chape en béton : $\boldsymbol{\xi}$**=1**

Avec :

$\boldsymbol{h_0}$: épaisseur de la dalle **($\boldsymbol{h_0}$=15cm)**

e : épaisseur de revêtement **(e=5cm)**

$\boldsymbol{U_0}$=$\boldsymbol{V_0}$**=80cm** (coté du rectangle dans P est concentrée)

AN :

U=0,80+(2x0,05x1)+0,15=1,05cm

V=0,80+(2x0,05x1)+0,15=1.05cm

$\frac{\boldsymbol{U}}{\boldsymbol{l_x}}=\frac{1,05}{1,25}$=0,84 $\frac{\boldsymbol{V}}{\boldsymbol{l_y}}=\frac{1,05}{1,40}$=0,75

Apres interpolation on aura :

$\mathbf{M_1=0,065}$ $\mathbf{M_2=0,052}$

❖ **Etat limite ultime(ELU) : ν=0**

P_u=1,35x90=121,5KN

$\mathbf{M_{ux2}=P_u.M_1}$=121,5x0,065=7,89N.m

$\mathbf{M_{uy2}=P_u.M_2}$=121,5x0,052=6,318KN.m

❖ **Etat limite de service (ELS): ν=0,2**

$\boldsymbol{P_s}$=90KN

$\mathbf{M_{sx2}=P_s.(M_1+\nu M_2)}$=90(0,065+0,2(0,052))=6,786N.m

$\mathbf{M_{sy2}=P_s.(M_2+\nu M_1)}$=90(0,052+0,2(0,065))=5,85KN.m

- **Superposition des moments:**

✓ **ELU:**

$\mathbf{M_{ux}=M_{ux1}+M_{ux2}}$=0,583+7,89=8,478KN.m

$\mathbf{M_{yx}=M_{yx1}+M_{yx2}}$=0,446+6,318=6,758KN.m

✓ **ELS:**

$\mathbf{M_{sx}=M_{sx1}+M_{sx2}}$=0,492+6,786=7,278KN.m

$\mathbf{M_{sx}=M_{sy1}+M_{sy2}}$=0,409+5,85=6,259KN.

III-6-4 / ferraillage du panneau :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculée (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de **15%** en travée, et de **70%** en appuis.

- **En travée :**

$\mathbf{M_x^t = 0,85.M_x}$ = 0,85x8,478= 7,206KN.m

$\mathbf{M_y^t = 0,85.M_y}$ = 0,85x6,758 =5,406KN.M

- **En appuis :**

$\mathbf{M_x^a = 0,3.M_x}$ = 0,3x8,478 = 2,543KN.m

$\mathbf{M_y^a = 0,3.M_y}$ = 0,3x6,758 =2,027KN.M

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée (d_x=15-2=13cm ; d_y=12cm).

$$\mathbf{d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right)}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}} \quad ; \quad \mathbf{A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}}$$

zone	sens	M_u(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	A adoptée (cm^2/ml)	Espacement
En travée	**X-X**	7,206	0,03	0,985	1,61	4HA8=2,01cm^2	25 cm
Sur appuis	**X-X**	2,543	0,010	0,995	0,56	4HA8	25 cm
En travée	**Y-Y**	5,406	0,026	0,987	1,31	4HA8	25 cm
Sur appuis	**Y-Y**	2,027	0,009	0,9955	0,48	4HA8	25 cm

Tableau III-6-1 : Calcul du ferraillage de la salle machine à l'ELU

La dalle est soumise à la charge concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III-6-4/ vérification à l'état limite ultime :

A/-Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable

L'espacement des armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Sens X-X :**

$S_t \leq$min(2.h ;25cm)

S_t=25cm=min(30cm ;25cm)…….**CV**

- **Sens Y-Y :**

$S_t \leq$min(3.h ;33cm)

S_t=25cm<min(45cm ;33cm)…….**CV**

B/- Diamètre maximale des barres :

$\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10}=\frac{150}{10}$=15mm

$\emptyset_{max}$=8mm <15mm ……..**CV**

C/- Condition de non fragilité :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

- ✓ **Suivant X-X :**

$A_x^{min}=W_0.(\frac{3-\rho}{2})$xbxh

Avec :

$\boldsymbol{\rho}$ **=0,89**

$\boldsymbol{A_x^{min}}$: Section minimale d'armatures

W_0 : Taux d'acier minimale=0,0008(acier HA FeE400)

$\boldsymbol{A_x^{min}}$=0,0008.($\frac{3-0,89}{2}$)x100x15=1,266

$\boldsymbol{A_x^{min}}$**=1,266**$\boldsymbol{cm^2}$ $<$ $\boldsymbol{A_x}$**=2,01**$\boldsymbol{cm^2}$**.....CV**

- ✓ **Suivant Y-Y:**

$\boldsymbol{A_y^{min}}$=W_0.b.h

$\boldsymbol{A_y^{min}}$=0,0008x100x15=**1,2**$\boldsymbol{cm^2}$

$\mathbf{A_y^{min}}$**=1,2cm²** $<$ $\mathbf{A_y}$**=2,01cm²**……**CV**

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

D/- vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0,07\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPA\right)}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$\boldsymbol{T_U = \frac{P}{2U+V}} = \frac{121,5}{2(1,05)+1,05} = 38,57KN$$

- **Au milieu de V :**

$$\boldsymbol{T_U = \frac{P}{3U}} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,57KN$$

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{38,57X10^3}{1000X130}$=0,3MPA $<$ $\boldsymbol{\overline{\tau_u}}$=min (1 ,17MPA ; 5MPA)=1,17MPA

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$**.....CV**

E/-Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0,045.U_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u: charge de calcul à l'ELU

h : épaisseur totale de la dalle

$U_c = 2(U+V)$=4,2m :le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

AN :

Q_u=121,5<0,045x4,2x0,15x25x$\frac{10^3}{1,5}$=472,5KN

CV ⟶ **aucune armature transversale n'est nécessaire**

III-6-5/ Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis

- **En travée :**

$M_x^t = 0,85.M_x$ = 0,85x7,278 = 6,184KN.m

$M_y^t = 0,85.M_y$ = 0,85x6,259=5,32KN.M

- **En appuis:**

$M_x^a = 0,3.M_x$ = 0,3x7,278 = 2,183KN.m

$M_y^a = 0,3.M_y$ = 0,3x6,259 =1,877KN.M

1/-Ferraillage :

Il se fera à l'ELS pour une bonde de (1m) de largeur en flexion simple.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferraillage, seront résumés sur le tableau ci-dessous :

zone	sens	M_s(KN.m)	μ	β	A(cm^2)
En travée	**X-X**	6,186	0,025	0,9875	1,61
Sur appuis	**X-X**	2,183	0,009	0,9955	0,56
En travée	**Y-Y**	5,32	0,026	0,987	1,31
Sur appuis	**Y-Y**	1,877	0,009	0,9955	0,48

⇒ Le ferraillage adopté à l'ELU est suffisant.

2/- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

3/- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$=15MPA

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$=348MPA

$\rho=\frac{100.A_s}{b.d}$; $\sigma_{st}=\frac{M_s}{\beta_1.d.A_s}$; $\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{k_1}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

zone	sens	M_s(KN.m)	ρ	β_1	K_1	σ_{st}(MPA)	σ_{bc}(MPA)	obs
En travée	**X-X**	6,186	0,2415	0,921	48,29	167,2	3,43	CV
Sur appuis	**X-X**	2,183	0,2415	0,921	48,29	59	1,2	CV
En travée	**Y-Y**	5,32	0,261	0,919	46,73	156,47	3,24	CV
Sur appuis	**Y-Y**	1,877	0,261	0,919	46,73	55,20	1,14	CV

4/-<u>Vérification de la flèche :</u>

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur quatre côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \; ; \; \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$\frac{h_t}{l_x}=\frac{15}{125}=0,12 \geq \frac{8,229}{20\,.\,9,682} = 0,0424$……**CV**

$\frac{A_x}{b.d}=\frac{2,01}{100.13}=0,0015 \leq \frac{2}{400}=0,005$ ……..**CV**

❖ **<u>le ferraillage de la dalle de la salle machine est comme suite :</u>**

✓ **<u>En travée</u> :**

Sens (x-x) : 4HA8 **St** = 25cm

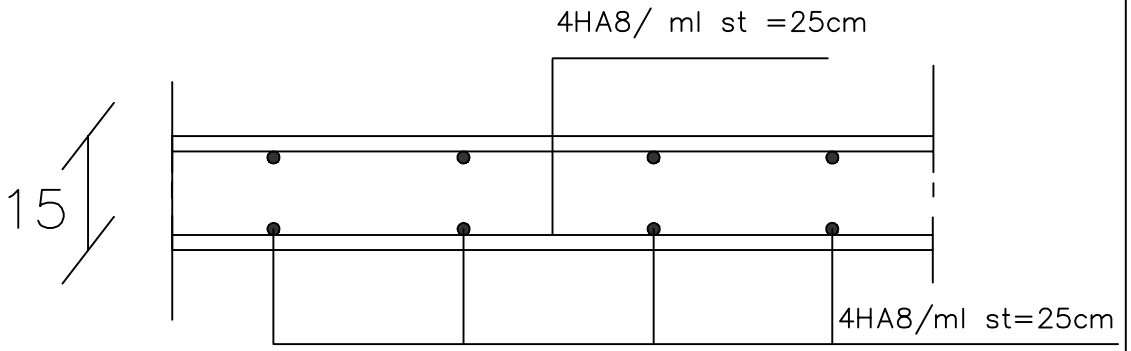
Sens (y-y) : 4HA8 **St** = 25cm

✓ **<u>Aux appuis :</u>**

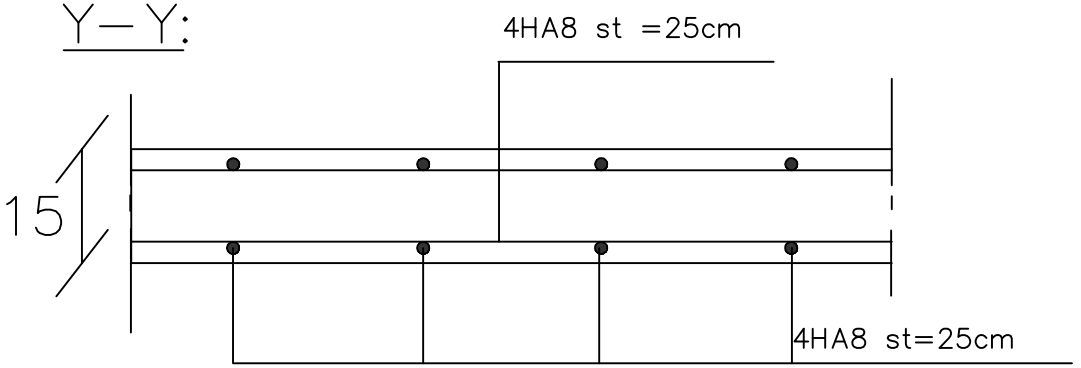
Sens (x-x) : 4HA8 **St** = 25cm

Sens (y-y) : 4HA8 **St** = 25cm

-Sens X-X:



-Sens Y-Y:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle:LOUIZINI FATMA** **Melle: KICHOU TAOUES**	Plan:
Encadré par:	Mr: HAMMAR RABAH	Echelle:

Chapitre IV

Etude de contreventement

IV-1-Introduction :

le contreventement est un système statique destiné à assurer la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent et le séisme .

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 dus au séisme.

Un contreventement peut être assuré 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) ,et cela nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique, voile) ,afin de connaitre le type de contreventement , pour cela on doit passer par plusieurs étapes.

IV-2-caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent .elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion. Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

IV-2-1-Inertie des voiles :

A) Inertie des refends pleins :

❖ **Les refends longitudinaux :**

$$I_y = \frac{ex\,L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{Lx\,e^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X

❖ **Les refends transversaux :**

$$I_y = \frac{ex\,L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{Lx\,e^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y

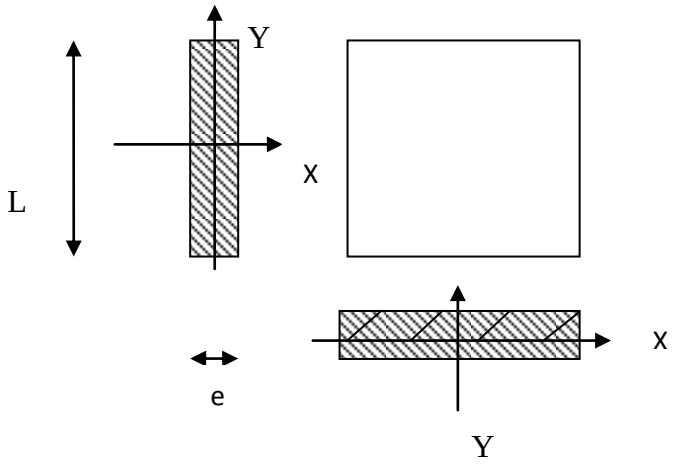


Figure IV-1 : coupe des voiles en plan

➢ **Exemple de calcul :**

Dans le sens longitudinal (x-x) :

$$I_x = \frac{Lx\,e^3}{12} = \frac{3.05\ x\ 0.2^3}{12} = 0.00203\ m^4$$

$$I_y = \frac{ex\,L^3}{12} = \frac{0.2\ x\ 3.05^3}{12} = 0.472\ m^4$$

IV-3- Caractéristiques géométriques des portiques :

IV-3-1- 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 travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Poutre : $K_{pout} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

Avec :

$\boldsymbol{I_{pout}}$: Moment d'inertie de la poutre.

$\boldsymbol{I_{pot}}$: Moment d'inertie du poteau.

$\boldsymbol{L_c}$: Longueur calculée de la poutre.

$\boldsymbol{h_c}$: Hauteur calculée du poteau

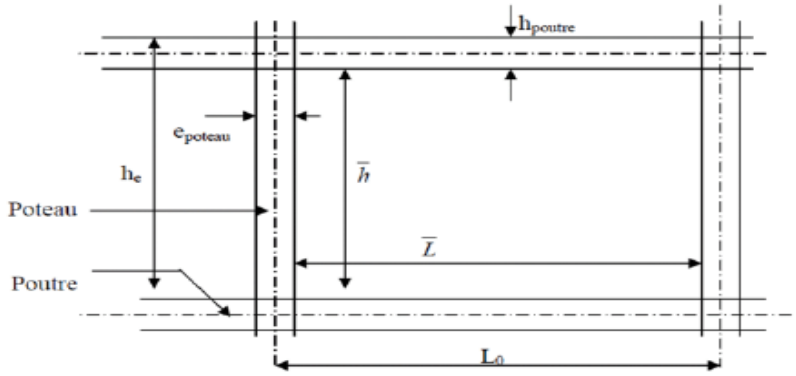


Figure IV-2: coupe verticale d'un niveau

h : Hauteur entre nus des poutres égale à (h_0 -h_{pout}.).

L : Longueur entre nus des poteaux égale à (L_0 -h_{pot}).

$\mathbf{h_0}$: Hauteur des poteaux entre axes des poutres

$\mathbf{L_0}$ **:** Longueur de la poutre entre axe des poteaux

$\boldsymbol{e_p}$: Épaisseur des poteaux.

$\boldsymbol{h_p}$: Hauteur de la poutre.

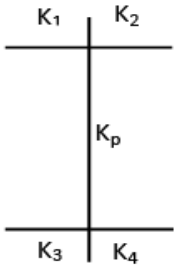
$$\mathbf{h_c = h + \frac{1}{2} e_{pot} \leq h_e}$$

$$\mathbf{L_c = L + \frac{1}{2} h_{pout} \leq L_0}$$

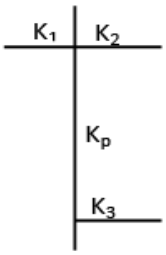
IV-3-2-Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

- **Cas d'étage courant :**

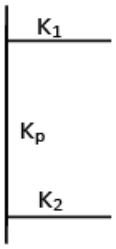
$$K = \frac{ki(poutre_{sup} + poutre_{inf})}{2kpoteau}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2Kp}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2Kp}$$



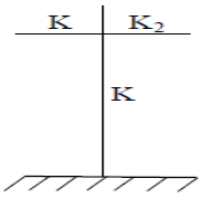
$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2Kp}$$

Avec :

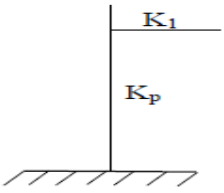
K_{poutre} : la somme des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau .

- **Cas du RDC :**

$$\overline{K} = \frac{\sum K_i\ poutres_{sup}}{K_{poteau}}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

Avec :

K_{poutre} : la somme des deux poutres supérieures encadrant le poteau .

IV-3-3. Calcul des coefficients correcteurs a_{ij} :

Les coefficients $\mathbf{a_{ij}}$ sont donnés par MUTO en fonction de la position du poteau et de son inertie .

- **Niveau courant :** $a_{ij} = \frac{k_j}{2+k_j}$
- **Niveau RDC :** $a_{ij} = \frac{0.5+k_j}{2+k_j}$

IV-3-4. Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

Niveau courant : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12\,E}{hc^2}$

Niveau RDC :

- Poteau encastré à sa base : $\mathbf{r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12\,E}{hc^2}}$
- Poteau articulé à sa base: $\mathbf{r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3\,E}{hc^2}}$

Avec :

E **:** module de déformation du béton = **32164.2 MPa**

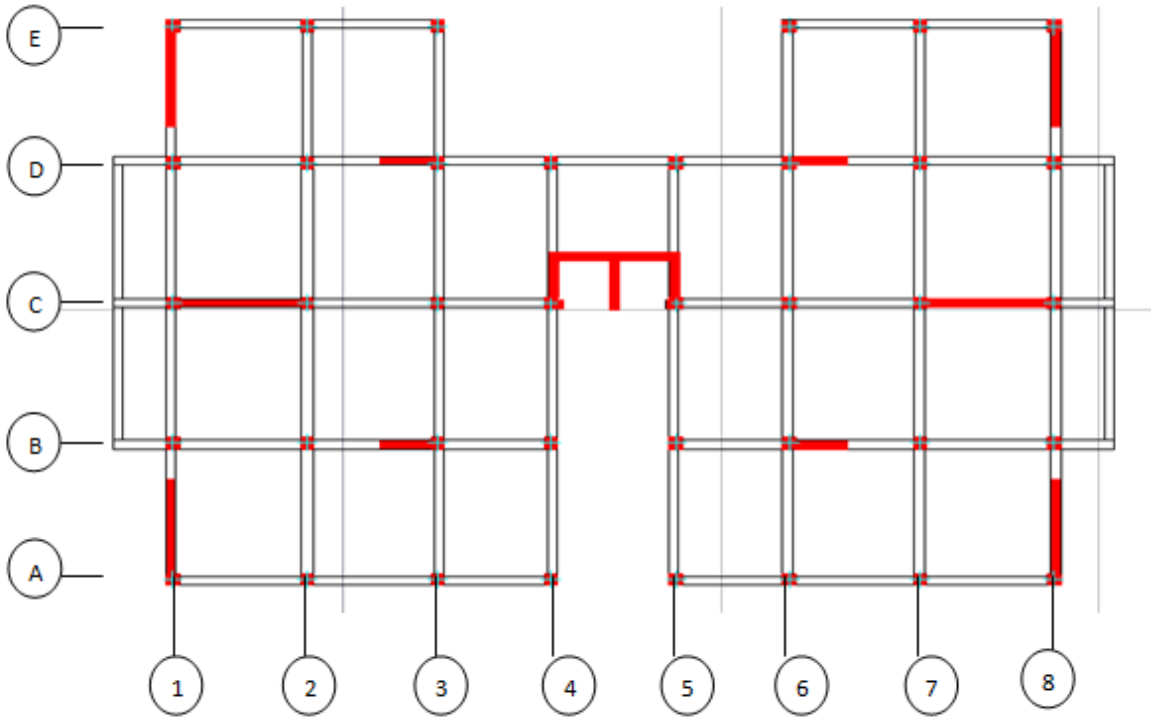


Figure .IV.3 : plan donnant le nombre de portique suivant les deux sens

VI-3-5.<u>calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens</u> :

R_{jx}= Σ r_{ij} => Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

R_{jy} = Σ r_{ij} => Pour chaque niveau dans le sens transversal.

- **<u>Calcul des rigidités linéaires des poutres</u> :**

Les rigidités linéaires des poutres sens longitudinal								
niveaux	**travées**	L_0 **(cm)**	**ep(cm)**	L**(cm)**	h_{poutre} (cm)	**Lc(cm)**	$I_{poutre}(cm^4$	$K_{poutre}(cm^4)$
10 , 9 , 8 ème étages	**1-2**	**355**	**35**	**320**	**30**	**335**	**56250**	**167,91**
	2-3	**345**	**35**	**310**	**30**	**325**	**56250**	**173.08**
	3-4	**300**	**35**	**265**	**30**	**280**	**56250**	**200.89**
	4-5	**330**	**35**	**295**	**30**	**310**	**56250**	**178,571**
	5-6	**300**	**35**	**265**	**30**	**280**	**56250**	**181.45**
	6-7	**345**	**35**	**310**	**30**	**325**	**56250**	**173.08**
	7-8	**355**	**35**	**320**	**30**	**335**	**56250**	**167.91**
7 ,6 , 5 ème étages	**1-2**	**355**	**40**	**315**	**30**	**330**	**56250**	**170.45**
	2-3	**345**	**40**	**305**	**30**	**320**	**56250**	**175.78**
	3-4	**300**	**40**	**260**	**30**	**275**	**56250**	**204.54**
	4-5	**330**	**40**	**290**	**30**	**305**	**56250**	**184.43**
	5-6	**300**	**40**	**260**	**30**	**275**	**56250**	**204.54**
	6-7	**345**	**40**	**305**	**30**	**320**	**56250**	**175.78**
	7-8	**355**	**40**	**315**	**30**	**330**	**56250**	**170.45**
4 , 3 , 2eme étages	**1-2**	**355**	**45**	**310**	**30**	**325**	**56250**	**173.07**
	2-3	**345**	**45**	**300**	**30**	**315**	**56250**	**178.57**
	3-4	**300**	**45**	**255**	**30**	**270**	**56250**	**208.33**
	4-5	**330**	**45**	**285**	**30**	**300**	**56250**	**187.5**
	5-6	**300**	**45**	**225**	**30**	**270**	**56250**	**208.33**
	6-7	**345**	**45**	**300**	**30**	**315**	**56250**	**178.57**
	7-8	**355**	**45**	**310**	**30**	**325**	**56250**	**173.07**

1 er étage et RDC	1-2	355	50	305	30	320	56250	175.78
	2-3	345	50	295	30	310	56250	181.45
	3-4	300	50	250	30	265	56250	212.26
	4-5	330	50	280	30	295	56250	190.67
	5-6	300	50	250	30	265	56250	212.26
	6-7	345	50	295	30	310	56250	181.45
	7-8	355	50	305	30	320	56250	175.78

Les rigidités linéaires des poutres sens transversal								
niveaux	travées	L_0 (cm)	ep(cm)	L(cm)	h_{poutre} (cm)	Lc(cm)	$I_{poutre}(cm^4)$	$K_{poutre}(cm^4)$
10 , 9 , 8 ème étages	A-B	410	35	375	35	392.5	89322,91	227.57
	B-C	420	35	385	35	402.5	89322,91	221.92
	C-D	420	35	385	35	402.5	89322,91	221.92
	D-E	410	35	375	35	392.5	89322,91	227.57
7 ,6 , 5 ème étages	A-B	410	40	370	35	387.5	89322,91	230.51
	B-C	420	40	380	35	397.5	89322,91	224.71
	C-D	420	40	380	35	397.5	89322,91	224.71
	D-E	410	40	370	35	387.5	89322,91	230.51
4 , 3 , 2eme étages	A-B	410	45	365	35	382.5	89322,91	233.52
	B-C	420	45	375	35	392.5	89322,91	227.57
	C-D	420	45	375	35	392.5	89322,91	227.57
	D-E	410	45	365	35	382.5	89322,91	233.52
1 er étage et RDC	A-B	410	50	360	35	377.5	89322,91	236.62
	B-C	420	50	370	35	387.5	89322,91	230.51
	C-D	420	50	370	35	387.5	89322,91	230.51
	D-E	410	50	360	35	377.5	89322,91	236.62

- **Calcul des rigidités linéaires des poteaux :**

a)Sens longitudinal:

Niveaux	h(cm)	Poteau	e_{pot}(cm)	h_c(m)	I (cm^4)	$K_{P(}cm^3)$
8,9,10	276	35x35	35	293.5	125052.08	426.07
5,6,7	276	40x40	40	296	213333.33	720.72
2,3,4	276	45x45	45	298.5	341718.75	1144.78
1	276	50x50	50	301	520833.33	1730.34
RDC	402	50x50	50	427	520833.33	1219.75

b) Sens transversal :

niveaux	h(cm)	Poteau	e_{pot}(cm)	h_c(cm)	I (cm^4)	$K_{P(}cm^3)$
8,9,10	271	35x35	35	288.5	125052.08	433.46
5,6,7	271	40x40	40	291	213333.33	733.10
2,3,4	271	45x45	45	293.5	341718.75	1164.29
1	271	50x50	50	296	520833.33	1759.57
RDC	397	50x50	50	422	520833.33	1234.20

⇨ **Rigidité relative par portique :**

a) Sens longitudinal :

niveaux	poteaux	h_c	K_{pout}	K_{pot}	K	a_{ij}	$a_{ij} * K_{pot}$	r_{ij}	R_{ij}
	1	293.5	167,91	426.07	0,197	0,392	167.019	748348.671	
	2	293.5	173.08	426.07	0,203	0,404	172.132	771258.082	
	3	293.5	200.89	426.07	0,235	0,429	182.784	818985.646	
	4	293.5	178,571	426.07	0,209	0,417	177,671	796076.236	
	5	293.5	181.45	426.07	0,212	0,424	180.653	809437.445	
	6	293.5	173.08	426.07	0,203	0,404	172.132	771258.082	
	7	293.5	167.91	426.07	0,197	0,392	167.019	748348.671	
8,9,10	8	293.5	/	426.07	0	0	0	0	5463712.833
	1	296	170.45	720.72	0,118	0,236	170.089	749284.567	
	2	296	175.78	720.72	0,122	0,243	175.134	771509.053	
	3	296	204.54	720.72	0,142	0,283	203.963	898508.005	
	4	296	184.43	720.72	0,128	0,255	183.783	809610.060	
	5	296	204.54	720.72	0,142	0,283	203.963	898508.005	
	6	296	175.78	720.72	0,122	0,243	175.134	771509.053	
	7	296	170.45	720.72	0,118	0,236	170.089	749284.567	
5,6,7	8	296	/	720.72	0	0	0	0	5648213.31
	1	298.5	173.07	1144.78	0,075	0,151	172.861	748793.931	
	2	298.5	178.57	1144.78	0,077	0,155	177.440	508722.951	
2,3,4	3	298.5	208.33	1144.78	0,090	0.182	208.349	902519.739	5128377.005

	4	298.5	187.5	1144.78	0,082	0,163	186.599	808303.763	
	5	298.5	208.33	1144.78	0,090	0,182	208.349	902519.739	
	6	298.5	178.57	1144.78	0,077	0,155	177.440	508722.951	
	7	298.5	173.07	1144.78	0,075	0,151	172.861	748793.931	
	8	298.5	/	1144.78	0	0	0	0	
	1	301	175.78	1730.34	0,051	0,101	174.764	744514.214	
	2	301	181.45	1730.34	0,052	0,105	181.685	773998.449	
	3	301	212.26	1730.34	0,061	0,123	212.831	906683.897	
	4	301	190.67	1730.34	0,055	0,110	190.337	810856.937	
	5	301	212.26	1730.34	0,061	0,123	212.831	906683.897	
	6	301	181.45	1730.34	0,052	0,105	181.685	773998.449	
	7	301	175.78	1730.34	0.051	0,101	174.764	744514.214	
1	8	301	/	1730.34	0	0	0	0	5661250.057
	1	427	175.78	1219.75	0,14	0.144	1735.644	3674167.427	
	2	427	181.45	1219.75	0,15	0,148	180.523	382147.333	
	3	427	212.26	1219.75	0.17	0,174	212.236	449280.266	
	4	427	190.67	1219.75	0,16	0,156	190.281	402803.946	
	5	427	212.26	1219.75	0,17	0,174	212.236	449280.266	
	6	427	181.45	1219.75	0,15	0,148	180.523	382147.333	
	7	427	175.78	1219.75	0,14	0,144	175.644	3674167.427	
RDC	8	427	/	1219.75	0	0	0	0	9413993.998

b) Sens transversal

niveaux	poteaux	h_c	K_{pout}	K_{poteau}	K	a_{ij}	a_{ij}* K_{pot}	r_{ij}	R_{ij}
	A	288.5	227.57	443.46	0.256	0.511	226.61	1050851.75	
	B	288.5	221.92	443.46	0.250	0,498	220.84	1024094.70	
	C	288.5	221.92	443.46	0.250	0,498	220.84	1024094.70	
	D	288.5	227.57	443.46	0.256	0,511	226.61	1050851.75	
8,9,10	E	288.5	/	443.46	0	0	0	0	4149892.9
	A	291	230.51	733.104	0.157	0.313	229.46	1045862.62	
	B	291	224.71	733.104	0,153	0.306	224.33	1022480.44	
	C	291	224.71	733.104	0.153	0.306	224.33	1022480.44	
	D	291	230.51	733.104	0.157	0.313	229.46	1045862.62	
5,6,7	E	291	/	733.104	0	0	0	0	4136686.12
	A	293.5	233.52	1164.29	0.100	0.200	232.86	1043357.17	
	B	293.5	227.57	1164.29	0.097	0.195	227.04	1017279.96	
	C	293.5	227.57	1164.29	0.097	0,195	227.04	1017279.96	
	D	293.5	233.52	1164.29	0.100	0,200	232.86	1043357.17	
2,3,4	E	293.5	0	1164.228	0	0	0	0	4121274.26
	A	296	236.62	1759.57	0.067	0.134	235.78	1038669.84	
1	B	296	230.51	1759.57	0.065	0,131	230.50	1015410.12	4108159.92

	C	**296**	**230.51**	**1759.57**	**0,065**	**0.131**	**230.50**	**1015410.12**	
	D	**296**	**236.62**	**1759.57**	**0,067**	**0.134**	**235.78**	**1038669.84**	
	E	**296**	**0**	**1759.57**	**0**	**0**	**0**	**0**	
	A	**422**	**236.62**	**1234.20**	**0.192**	**0,192**	**236.96**	**513575.26**	
	B	**422**	**230.51**	**1234.20**	**0.187**	**0.187**	**230.79**	**500202.71**	
	C	**422**	**230.51**	**1234.20**	**0.187**	**0.187**	**230.79**	**500202.71**	
	D	**422**	**236.62**	**1234.20**	**0.192**	**0.192**	**236.96**	**513575.26**	
RDC	**E**	**422**	**0**	**1234.20**	**0**	**0**	**0**	**0**	**2027555.94**

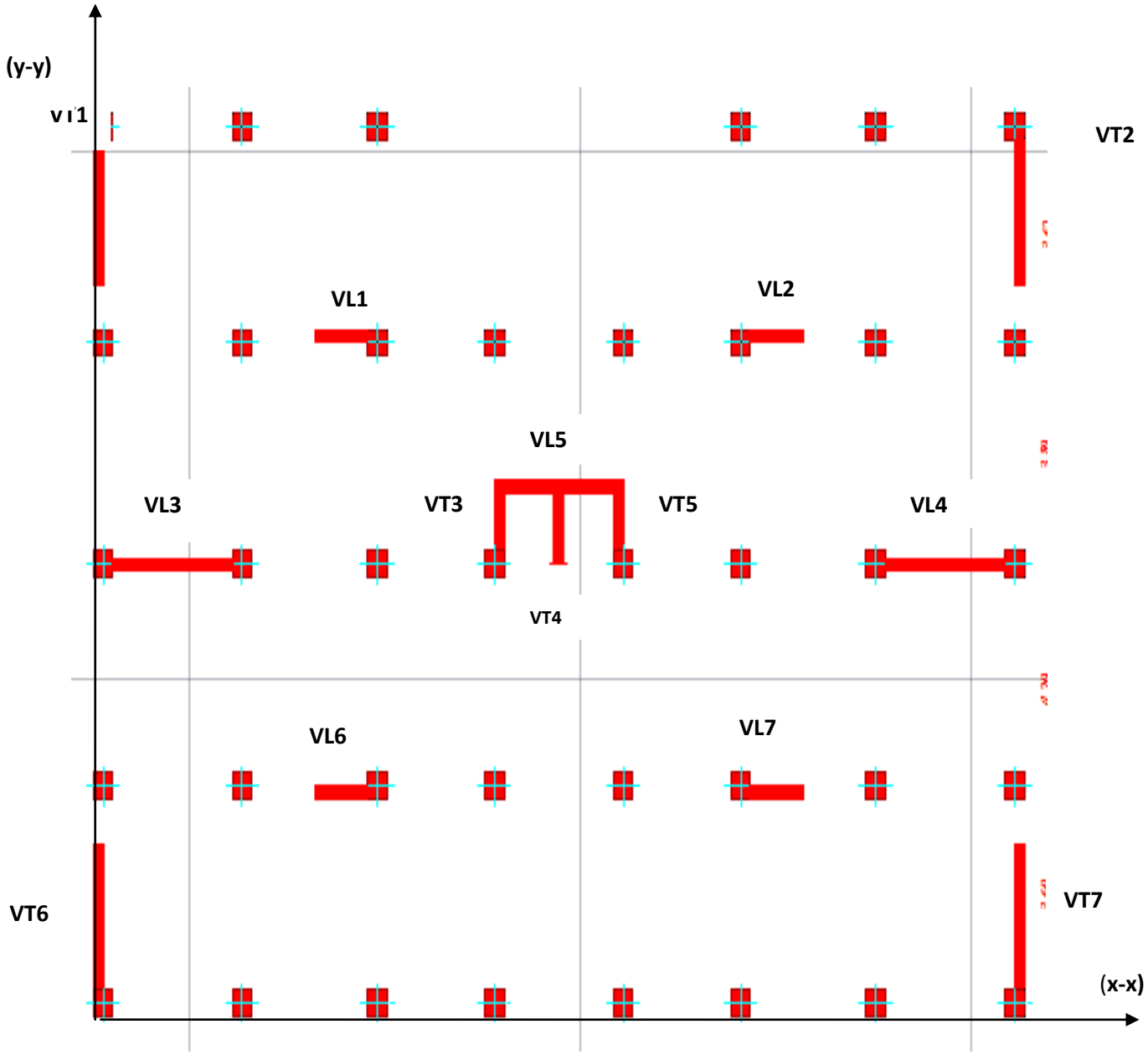


Figure .IV.4 : plan donnant la disposition des voiles dans l'RDC et étages courants.

IV-5- Etude des refends :

IV-5-1-. Calcul de la rigidité des voiles :

$$R_{vx} = \frac{12 .Ei .Iy}{h_e{}^3}$$ **(Voiles longitudinaux)**

$$R_{vy} = \frac{12 .Ei .Ix}{h_e{}^3}$$ **(Voiles transversaux)**

Avec :

I x et **I y**, inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

he : hauteur d'étage

- **Etage courant :**

- **sens longitudinal : sens X-X**

voiles	épaisseur	longueur	Inertie(m^4)	he(m)	Ei	Rvx(KN/m)
VL1	0,25	1,5	0,09	3,06	32164200	942948.04
VL2	0,25	1,5	0,09	3,06	32164200	942948.04
VL3	0.25	3.55	0.95	3.06	32164200	12527738.2
VL4	0.25	3.55	0.95	3.06	32164200	12527738.2
VL5	0,25	3,3	0,749	3,06	32164200	10076073.3
VL6	0,25	1,5	0,09	3,06	32164200	942948.04
VL7	0,25	1,5	0,09	3,06	32164200	942948.04
			=3,01			38903341.86

- **sens transversal : sens Y-Y**

voiles	épaisseur (m)	longueur	inertie(m^4)	he(m)	Ei	Rvy(KN/m)
VT1	0,25	3	0,565	3,06	32164200	7570525.7
VT2	0,25	3	0,565	3,06	32164200	7570525.7
VT3	0.25	1.5	0.070	3,06	32164200	942948.04
VT4	0.25	1.5	0.070	3,06	32164200	942948.04
VT5	0.25	1.5	0.070	3,06	32164200	942948.04
VT6	0,25	3	0 .565	3,06	32164200	7570525.7
VT7	0.25	3	0.565	3,06	32164200	7570525.7
			=2,47			33110946.92

- **Niveau RDC** :

- **sens longitudinal : sens X-X**

voiles	ép	longueur(m)	inertie(m^4)	he(m)	Ei	Rvx(KN/m)
VL1	0,25	1,5	0,09	4.32	32164200	335120.35
VL2	0,25	1,5	0,09	4.32	32164200	335120.35
VL3	0.25	3.55	0.95	4.32	32164200	4452313.21
VL4	0.25	3.55	0.95	4.32	32164200	4452313.21
VL5	0,25	3,50	0,749	4.32	32164200	3585787.7
VL6	0,25	1,5	0,09	4.32	32164200	335120.35
VL7	0,25	1,5	0,09	4.32	32164200	335120.35
			= 3,01			13826108.12

- **sens transversal : sens Y-Y**

voiles	ép (m)	longueur(m)	Inertie(m^4)	he(m)	Ei	Rvy(KN/m)
VT1	0,25	3	0,565	4.32	32164200	2690537.66
VT2	0,25	3	0,565	4.32	32164200	2690537.66
VT3	0.25	1.5	0.070	4.32	32164200	335120.35
VT4	0.25	1.5	0.070	4.32	32164200	335120.35
VT5	0.25	1.5	0.070	4.32	32164200	335120.35
VT6	0,25	3	0 .565	4.32	32164200	2690537.66
VT7	0.25	3	0.565	4.32	32164200	2690537.66
			=2,47			11767511.69

V-5-1-2.-**Calcul du centre de torsion des voiles :**

Les coordonnées du centre de torsion des voiles sont données par :

$$X_c = \frac{\sum_{i=1}^{n} R_{jy} \cdot X_j}{\sum_{i=1}^{n} R_{jy}}$$

$$Y_c = \frac{\sum_{i=1}^{n} R_{jx} \cdot Y_j}{\sum_{i=1}^{n} R_{jx}}$$

Avec :

Xj et **Yj** : les coordonnées du centre de gravité des voiles par rapport aux axes principaux.

R_{jx} , R_{jy} Rigidités dans le sens y-y et x-x respectivement.

- **Sens longitudinal : sens X-X**

niveaux	voiles	Rjx(KN/m)	Rjx	Xj	Rjx Xj	Rjx Xj	Xc
Etage courant	VL1	942948.04		7,85	7402142.11		
	VL2	942948.04		18,65	17585980.95		
	VL3	12527738.2		3.37	42218477.73		
	VL4	12527738.2		23.125	289703945.87		
	VL5	10076073.3		13.35	134515578.6		
	VL6	942948.04		7.85	7402142.11		
	VL7	942948.04	38903341.86	18.65	17585980.95	516414248.3	13,27
RDC	VL1	335120.35		7,85	2630694.74		
	VL2	335120.35		18,65	6249994.53		
	VL3	4452313.21		3.37	15004295.52		
	VL4	4452313.21		23.125	102959742.98		
	VL5	3585787.7		13.35	57073628.44		
	VL6	335120.35		7.85	2630694.74		
	VL7	335120.35	13826108.12	18.65	6249994.53	192799045.48	13,294

- **Sens transversal : sens Y-Y** :

niveaux	voiles	Rjx(KN/m)	Rjx	Yj	Rjx Yj	Rjx Xj	Yc
Etage courant	VT1	7570525.7		2.6	19683366.82		
	VT2	7570525.7		16.2	122642516.34		
	VT3	942948.036		10.15	9570922.56		
	VT4	942948.036		10.15	9570922.56		
	VT5	942948.036		10.15	9570922.56		
	VT6	7570525.7		2.6	19683366.82		
	VT7	7570525.7	33110946.92	16.2	122642516.34	324312160.66	9.79
RDC	VT1	2690537.66		2.6	6995397.91		
	VT2	2690537.66		16.2	43586710.09		
	VT3	335120.35		10.15	3401471.55		
	VT4	335120.35		10.15	3401471.55		
	VT5	335120.35		10.15	3401471.55		
	VT6	2690537.66		2.6	6995397.91		
	VT7	2690537.66	11767511.69	16.2	43586710.09	115259377.73	9.79

IV-6)-calcul des inertie fictives des portiques et des refends :

IV-6-1- Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques , nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques . Pour déterminer cette inertie , il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales(1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1 m^4, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers , nous devons obtenir la même flèche , à chaque niveau , pour les refends et pour les portiques.

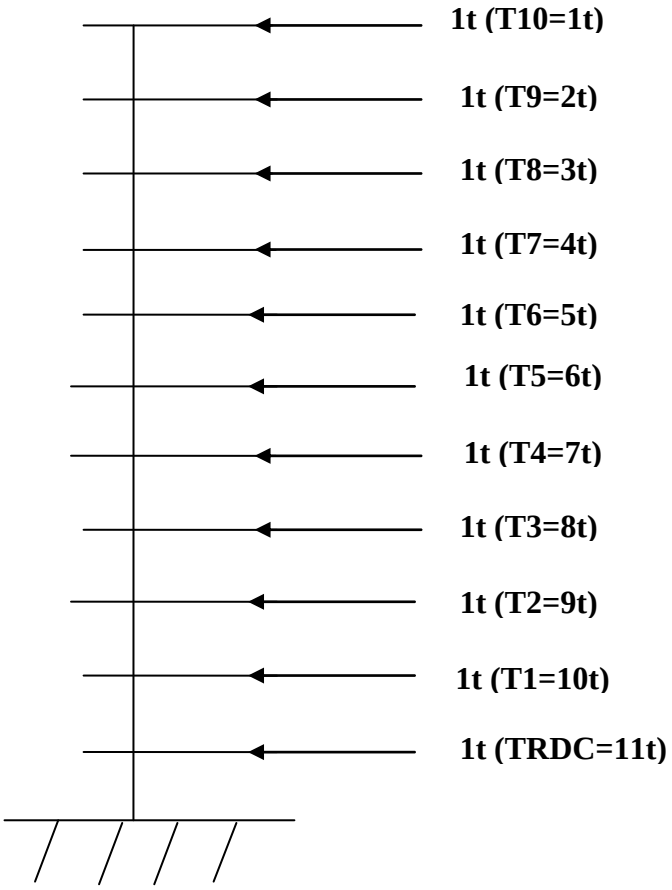
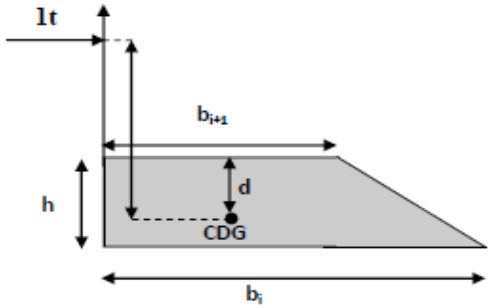


FIGURE IV-5 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

IV-6-2- <u>Calcul des flèches des refends</u> :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est I = 1 m^4, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « **Moments des aires** ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à **(1tonne)**, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux ,comme le montre la figure suivante :



<u>Figure IV-6</u>-: Centre de gravité d'un trapèze.

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{S_i \cdot di}{EI}$$

*S*i : Surface du trapèze.

di : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré

Rappel :

Sur le calcul du centre de gravité et la surface d'un trapèze $S_i = (B+b) \times \frac{h}{2}$

$d_i = \frac{(2B+b)}{3.(B+b)} \times h$

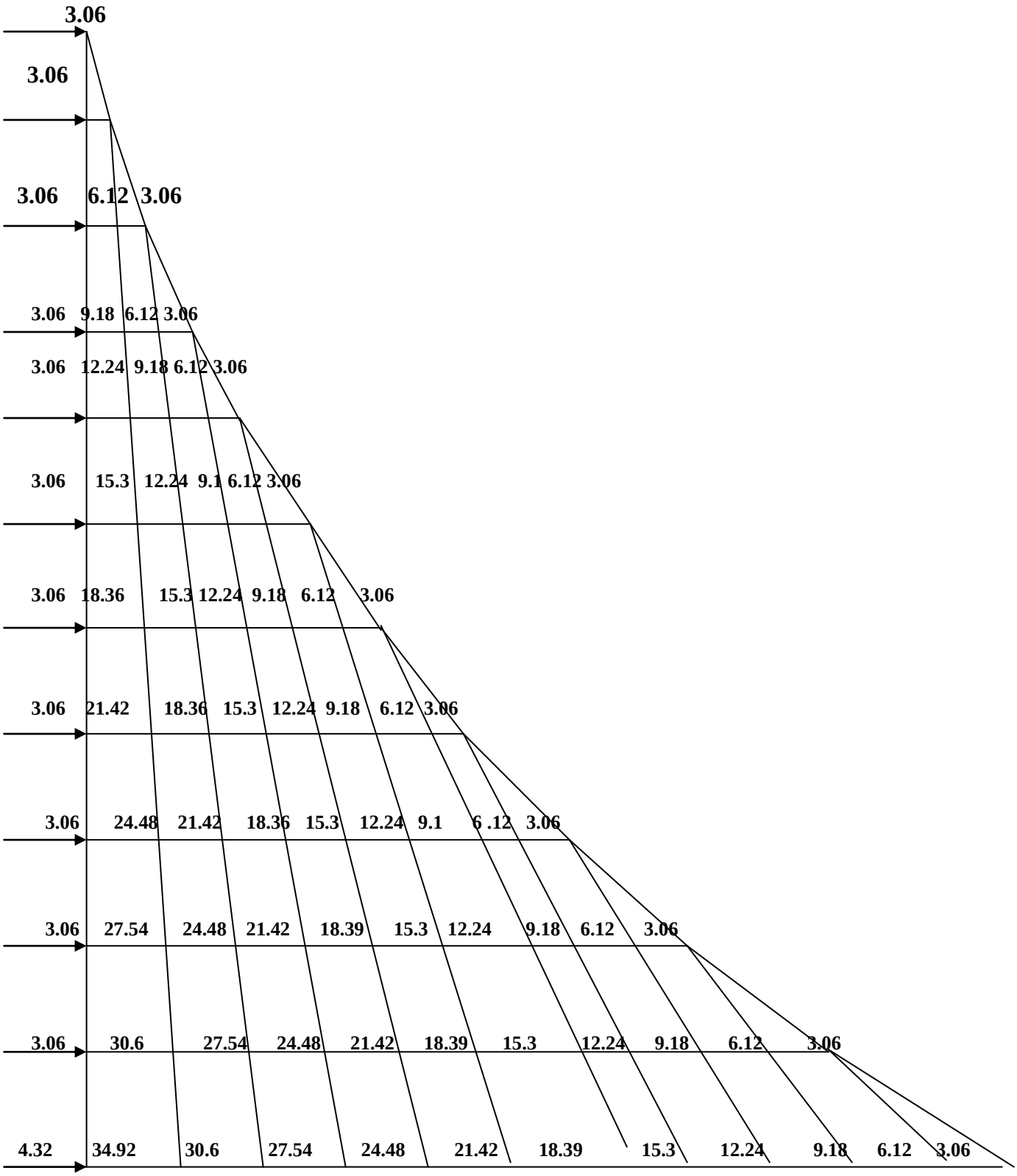


Figure IV-7: Diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne les aires<< Si >> et la position du centre de gravité <<di>> par diagramme des moments :

Valeurs des flèches des refends à chaque niveau pour un refend d'une inertie de 1m^4:

niveaux	h(m)	B	b	Si (m2)	di	sidi	fi . EI
10	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	4153,28
9	3,06	9,18	3,06	18,73	1,78	33,43	4143,73
8	3,06	18,36	9,18	42,14	1,7	71,63	4110,30
7	3,06	30,6	18,36	74,90	1,66	124,16	4038,67
6	3,06	45,9	30,6	117,04	1,63	191,02	3914,51
5	3,06	64,26	45,9	168,54	1,61	272,19	3723,49
4	3,06	85,68	64,26	229,40	1,60	367,71	3451,29
3	3,06	110,16	85,68	299,63	1,59	477,54	3083,58
2	3,06	137,7	110,16	379,22	1,58	601,70	2608,16
1	3,06	168,3	137,7	468,18	1,58	740,19	2006,46
RDC	4,32	203,22	168,3	568,43	2,23	1266,27	1266,27

Exemple :

$$f_i = \frac{S_i \cdot di}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{568.43 \times 2.23}{EI}$$

$$f_1 = \frac{568.43 \times 2.23 + 468.18 \times 1.58}{EI}$$

De la même manière on calcul les autres niveaux.

IV-6-3) Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher :

- **Le déplacement de chaque niveau :**

$\mathbf{E\Delta_n = \Psi_n \cdot h}$

$$\mathbf{E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \quad K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}}$$

h : hauteur d'étage considéré

$\boldsymbol{K_{pn}}$ **:** la somme des raideurs des poteaux au niveau n

$$\mathbf{K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}}$$

$\mathbf{I_{pn}}$: inertie des poteaux au niveau n

M_n : moment d'étage .

$$\mathbf{M_n = T_n \times h}$$

$\boldsymbol{T_n}$ **:**effort tranchant au niveau n

- **Déplacement du portique au niveau i :**

  $D_n = \Delta_n$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau :**

$$E\theta_1 = \frac{M_{1+}M_2}{24 \quad K_{t1}+2 \quad K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1er niveau :**

$$E\theta_1 = \frac{M_{1+}M_2}{24 \quad K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants :**

$$E\theta_1=\frac{M_{n+}M_{n+1}}{24 \quad K_{tn}}$$

$\boldsymbol{K_{tn}}$ **:** la somme des raideurs des poutres au niveau n

$$\mathbf{K_{tn}=\frac{I_{tn}}{L}}$$

$\boldsymbol{I_{tn}}$=inertie des poutres du niveau n

Avec :

$\boldsymbol{K_{tn}}$ **:**raideur des poutres

$\boldsymbol{K_{pn}}$:raideur des poteaux

L :portée libre des poutres

H :portée libre de la poutre

- **Inerties fictives des portiques :**

L'inertie fictive se calcul comme suit :

$$\boldsymbol{I_{en}=\frac{f_n}{\Delta_n}}$$

Avec :

$\boldsymbol{f_n}$: Flèche des refends au niveau n

Δ_n: déplacement du portique au niveau

- **Inertie fictives des portiques longitudinaux :**

	Raideurs et moments					Rotations et déplacements				flèche	inerties fictives	
niveaux	portiques	$K_{pn}(m^3)$	$K_{tn}(m^4)$	M_n(t.m)	M_{n+1}(t.m)	Eθ_n(t/m^2)	EΨ_n (t/m^2)	EΔ_n(KN/m)	$D_n = \Delta_n$ (KN/m)	Efn(KN.m^3)	$I_{en}(m^4)$	$I_{en}(m^4)$
	A-B	0,0014	0,0006	3,06	0	212,5	288,392857	882,482143		4153,28353	0,604	
	B-C	0,0005	0,0002	3,06	0	637,5	828,75	2535,975		4153,28353	0,604	
	C-D	0,0018	0,0012	3,06	0	106,25	194,791667	596,0625		4153,28353	0,604	
	D-E	0,0018	0,0012	3,06	0	106,25	194,791667	596,0625		4153,28353	0,604	
10	E-F	0,0018	0,0012	3,06	0	106,25	194,791667	596,0625	6089,12679	4153,28353	0,604	3,02
	A-B	0,0014	0,0006	3,06	0	212,5	288,392857	882,482143		4143,73266	0,35	
	B-C	0,0005	0,0002	6,12	3,06	1912,5	1976,25	6047,325		4143,73266	0,35	
	C-D	0,0018	0,0012	6,12	3,06	318,75	318,75	975,375		4143,73266	0,35	
	D-E	0,0018	0,0012	6,12	3,06	318,75	442,708333	1354,6875		4143,73266	0,35	
9	E-F	0,0018	0,0012	6,12	3,06	318,75	442,708333	1354,6875	12704,6464	4143,73266	0,35	1,75
	A-B	0,0014	0,0006	6,12	3,06	637,5	683,035714	2090,08929		4110,30461	0,252	
	B-C	0,0005	0,0002	6,12	3,06	1912,5	1976,25	6047,325		4110,30461	0,252	
	C-D	0,0018	0,0012	9,18	6,12	531,25	690,625	2113,3125		4110,30461	0,252	
	D-E	0,0018	0,0012	9,18	6,12	531,25	690,625	2113,3125		4110,30461	0,252	
8	E-F	0,0018	0,0012	9,18	6,12	531,25	690,625	2113,3125	17775,0482	4110,30461	0,252	1,26
	A-B	0,0025	0,0006	9,18	6,12	1062,5	837,25	2561,985		4038,67307	0,220	
	B-C	0,0008	0,0008	9,18	6,12	796,875	1354,6875	4145,34375		4038,67307	0,220	
7	C-D	0,0034	0,0012	9,18	6,12	531,25	490,625	1501,3125	15844,8713	4038,67307	0,220	1,1

	D-E	0,0034	0,0012	12,24	9,18	743,75	671,875	2055,9375		4038,67307	0,220	
	E-F	0,0034	0,0012	12,24	9,18	743,75	671,875	2055,9375		4038,67307	0,220	
	A-B	0,0025	0,0006	12,24	9,18	1487,5	1151,75	3524,355		3914,51173	0,216	
	B-C	0,0008	0,0008	12,24	9,18	1115,625	1832,8125	5608,40625		3914,51173	0,216	
	C-D	0,0034	0,0012	12,24	9,18	743,75	671,875	2055,9375		3914,51173	0,216	
	D-E	0,0034	0,0012	12,24	9,18	743,75	671,875	2055,9375		3914,51173	0,216	
6	E-F	0,0034	0,0012	15,3	12,24	956,25	853,125	2610,5625	20341,9238	3914,51173	0,216	1,08
	A-B	0,0025	0,0006	15,3	12,24	1912,5	1466,25	4486,725		3723,49429	0,120	
	B-C	0,0008	0,0008	15,3	12,24	1434,375	2310,9375	7071,46875		3723,49429	0,120	
	C-D	0,0034	0,0012	15,3	12,24	956,25	853,125	2610,5625		3723,49429	0,120	
	D-E	0,0034	0,0012	15,3	12,24	956,25	853,125	2610,5625		3723,49429	0,120	
5	E-F	0,0034	0,0012	15,3	12,24	956,25	853,125	2610,5625	24838,9763	3723,49429	0,120	0,6
	A-B	0,0043	0,0006	18,36	15,3	2337,5	1524,56395	4665,1657		3451,29444	0,112	
	B-C	0,0014	0,0002	18,36	15,3	7012,5	4599,10714	14073,2679		3451,29444	0,112	
	C-D	0,0057	0,0012	18,36	15,3	1168,75	852,796053	2609,55592		3451,29444	0,112	
	D-E	0,0057	0,0012	18,36	15,3	1168,75	852,796053	2609,55592		3451,29444	0,112	
4	E-F	0,0057	0,0012	18,36	15,3	1168,75	852,796053	2609,55592	31232,267	3451,29444	0,112	0,56
	A-B	0,0043	0,0006	21,24	18,36	2750	1786,62791	5467,0814		3083,58587	0,100	
	B-C	0,0014	0,0002	21,24	18,36	8250	5389,28571	16491,2143		3083,58587	0,100	
	C-D	0,0057	0,0012	21,24	18,36	1375	998,026316	3053,96053		3083,58587	0,100	
3	D-E	0,0057	0,0012	21,24	18,36	1375	998,026316	3053,96053	36587,2587	3083,58587	0,100	0,500

	E-F	**0,0057**	**0,0012**	**21,24**	**18,36**	**1375**	**998,026316**	**3053,96053**		**3083,58587**	**0,100**	
	A-B	**0,0043**	**0,0006**	**24,48**	**21,24**	**3175**	**2061,9186**	**6309,47093**		**2608,16468**	**0,069**	
	B-C	**0,0014**	**0,0002**	**24,48**	**21,24**	**9525**	**6219,64286**	**19032,1071**		**2608,16468**	**0,069**	
	C-D	**0,0057**	**0,0012**	**24,48**	**21,24**	**1587,5**	**1151,64474**	**3524,03289**		**2608,16468**	**0,069**	
	D-E	**0,0057**	**0,0012**	**24,48**	**21,24**	**1587,5**	**1151,64474**	**3524,03289**		**2608,16468**	**0,069**	
2	**E-F**	**0,0057**	**0,0012**	**24,48**	**21,24**	**1587,5**	**1151,64474**	**3524,03289**	**42223,1477**	**2608,16468**	**0,069**	**0,345**
	A-B	**0,0068**	**0,0007**	**27,54**	**24,48**	**3096,42857**	**1885,71429**	**5770,28571**		**2006,45975**	**0,055**	
	B-C	**0,0023**	**0,0002**	**27,54**	**24,48**	**10837,5**	**6416,57609**	**19634,7228**		**2006,45975**	**0,055**	
	C-D	**0,0091**	**0,0013**	**27,54**	**24,48**	**1667,30769**	**1085,85165**	**3322,70604**		**2006,45975**	**0,055**	
	D-E	**0,0091**	**0,0013**	**27,54**	**24,48**	**1667,30769**	**1085,85165**	**3322,70604**		**2006,45975**	**0,055**	
1	**E-F**	**0,0091**	**0,0013**	**27,54**	**24,48**	**1667,30769**	**1085,85165**	**3322,70604**	**41143,4124**	**2006,45975**	**0,055**	**0,277**
	A-B	**0,0048**	**0,0007**	**30,6**	**27,54**	**2202,27273**	**1632,38636**	**7051,90909**		**1266,26717**	**0,019**	
	B-C	**0,0016**	**0,0002**	**30,6**	**27,54**	**7267,5**	**5227,5**	**22582,8**		**1266,26717**	**0,019**	
	C-D	**0,0064**	**0,0013**	**30,6**	**27,54**	**1321,36364**	**1059,11932**	**4575,39545**		**1266,26717**	**0,019**	
	D-E	**0,0064**	**0,0013**	**30,6**	**27,54**	**1321,36364**	**1059,11932**	**4575,39545**		**1266,26717**	**0,019**	
RDC	**E-F**	**0,0064**	**0,0013**	**30,6**	**27,54**	**1321,36364**	**1059,11932**	**4575,39545**	**50412,8045**	**1266,26717**	**0,019**	**0,099**

- **Inertie fictives des portiques transversaux :**

	Raideurs et moments					Rotations et déplacements				flèche	inerties fictives	
		$K_{pn}(m^3)$	$K_{tn}(m^4)$	M_n(t.m)	M_{n+1}(t.m)	Eθ_n(t/m^2)	EΨ_n(t/m^2)	EΔ_n(KN/m)	$D_n = \Delta_n$ (KN/m)	Efn(KN.m^3)	$I_{en}(m^4)$	$I_{en}(m^4)$
	1- 2	0,0011	0,0044	3,06	0	28,9772727	260,795455	798,034091		4153,28353	0,387	
	2- 3	0,0011	0,0044	3,06	0	28,9772727	260,795455	798,034091		4153,28353	0,387	
	3 -4	0,0011	0,0044	3,06	0	28,9772727	352,556818	1078,82386		4153,28353	0,387	
	4 -5	0,0009	0,0006	3,06	0	212,5	495,833333	1517,25		4153,28353	0,387	
	5 -6	0,0009	0,0006	3,06	0	212,5	404,07197	1236,46023		4153,28353	0,387	
	6 -7	0,0011	0,0044	3,06	0	28,9772727	260,795455	798,034091		4153,28353	0,387	
	7- 8	0,0011	0,0044	3,06	0	28,9772727	260,795455	798,034091		4153,28353	0,387	
10	8- 9	0,0011	0,0044	3,06	0	28,9772727	420,170455	1285,72159	8310,39205	4153,28353	0,387	3,1
	1- 2	0,0011	0,0044	6,12	3,06	347,727273	811,363636	2482,77273		4143,73266	0,256	
	2 -3	0,0011	0,0044	6,12	3,06	347,727273	811,363636	2482,77273		4143,73266	0,256	
	3 -4	0,0011	0,0044	6,12	3,06	347,727273	850	2601		4143,73266	0,256	
	4- 5	0,0009	0,0006	6,12	3,06	425	991,666667	3034,5		4143,73266	0,256	
	5- 6	0,0009	0,0006	6,12	3,06	425	953,030303	2916,27273		4143,73266	0,256	
	6 -7	0,0011	0,0044	6,12	3,06	347,727273	811,363636	2482,77273		4143,73266	0,256	
	7 -8	0,0011	0,0044	6,12	3,06	347,727273	811,363636	2482,77273		4143,73266	0,256	
9	8- 9	0,0011	0,0044	6,12	3,06	347,727273	709,943182	2172,42614	20655,2898	4143,73266	0,256	2.05

	1- 2	0,0011	0,0044	9,18	6,12	144,886364	840,340909	2571,44318		4110,30461	0,153	
	2- 3	0,0011	0,0044	9,18	6,12	144,886364	840,340909	2571,44318		4110,30461	0,153	
	3- 4	0,0011	0,0044	9,18	6,12	144,886364	1299,14773	3975,39205		4110,30461	0,153	
	4 -5	0,0009	0,0006	9,18	6,12	1062,5	1912,5	5852,25		4110,30461	0,153	
	5- 6	0,0009	0,0006	9,18	6,12	1062,5	1453,69318	4448,30114		4110,30461	0,153	
	6- 7	0,0011	0,0044	9,18	6,12	144,886364	840,340909	2571,44318		4110,30461	0,153	
	7- 8	0,0011	0,0044	9,18	6,12	144,886364	840,340909	2571,44318		4110,30461	0,153	
8	8 -9	0,0011	0,0044	9,18	6,12	144,886364	1325,71023	4056,6733	28618,3892	4110,30461	0,153	1,23
	1- 2	0,0011	0,0008	12,24	9,18	1115,625	2042,89773	6251,26705		4038,67	0,082	
	2- 3	0,0011	0,0008	12,24	9,18	1115,625	2042,89773	6251,26705		4038,67	0,082	
	3 -4	0,0011	0,0008	12,24	9,18	1115,625	2122,58523	6495,1108		4038,67	0,082	
	4- 5	0,0009	0,0007	12,24	9,18	1275	2408,33333	7369,5		4038,67	0,082	
	5 -6	0,0009	0,0007	12,24	9,18	1275	2328,64583	7125,65625		4038,67	0,082	
	6- 7	0,0011	0,0008	12,24	9,18	1115,625	2042,89773	6251,26705		4038,67	0,082	
	7 -8	0,0011	0,0008	12,24	9,18	1115,625	2042,89773	6251,26705		4038,67	0,082	
7	8- 9	0,0011	0,0008	12,24	9,18	1115,625	2202,27273	6738,95455	52734,2898	4038,67	0,082	0,66
	1- 2	0,0011	0,0008	15,3	12,24	1434,375	2593,46591	7936,00568		3914,51	0,065	
	2 -3	0,0011	0,0008	15,3	12,24	1434,375	2593,46591	7936,00568		3914,51	0,065	
	3 -4	0,0011	0,0008	15,3	12,24	1434,375	2695,92127	8249,51907		3914,51	0,065	
	4- 5	0,0009	0,0007	15,3	12,24	1639,28571	3055,95238	9351,21429		3914,51	0,065	
6	5- 6	0,0009	0,0007	15,3	12,24	1639,28571	2953,49702	9037,70089	66806,1502	3914,51	0,065	0,52

	6- 7	0,0011	0,0008	15,3	12,24	1434,375	2593,46591	7936,00568		3914,51	0,065	
	7- 8	0,0011	0,0008	15,3	12,24	1434,375	2593,46591	7936,00568		3914,51	0,065	
	8- 9	0,0011	0,0008	15,3	12,24	1434,375	2752,84091	8423,69318		3914,51	0,065	
	1 -2	0,0011	0,0008	18,36	15,3	1753,125	3144,03409	9620,74432		3723,49	0,041	
	2- 3	0,0011	0,0008	18,36	15,3	1753,125	3144,03409	9620,74432		3723,49	0,041	
	3- 4	0,0011	0,0008	18,36	15,3	1753,125	3269,25731	10003,9274		3723,49	0,041	
	4- 5	0,0009	0,0007	18,36	15,3	2003,57143	3703,57143	11332,9286		3723,49	0,041	
	5- 6	0,0009	0,0007	18,36	15,3	2003,57143	3578,34821	10949,7455		3723,49	0,041	
	6- 7	0,0011	0,0008	18,36	15,3	1753,125	3144,03409	9620,74432		3723,49	0,041	
	7 -8	0,0011	0,0008	18,36	15,3	1753,125	3144,03409	9620,74432		3723,49	0,041	
5	8 -9	0,0011	0,0008	18,36	15,3	1753,125	3188,30492	9756,21307	80525,7918	3723,49	0,041	0,33
	1- 2	0,0011	0,0009	21,42	18,36	1841,66667	3464,39394	10601,0455		3451,29	0,05	
	2 -3	0,0011	0,0009	21,42	18,36	1841,66667	3464,39394	10601,0455		3451,29	0,05	
	3- 4	0,0011	0,0009	21,42	18,36	1841,66667	3727,48918	11406,1169		3451,29	0,05	
	4- 5	0,0009	0,0007	21,42	18,36	2367,85714	4351,19048	13314,6429		3451,29	0,05	
	5- 6	0,0009	0,0007	21,42	18,36	2367,85714	4088,09524	12509,5714		3451,29	0,05	
	6- 7	0,0011	0,0009	21,42	18,36	1841,66667	3464,39394	10601,0455		3451,29	0,05	
	7 -8	0,0011	0,0009	21,42	18,36	1841,66667	3464,39394	10601,0455		3451,29	0,05	0,4
4	8 -9	0,0011	0,0009	21,42	18,36	1841,66667	3606,06061	11034,5455	90669,0584	3451,29	0,05	
	1- 2	0,0011	0,0009	24,48	21,42	2125	3979,54545	12177,4091		3083,58	0,027	
3	2 -3	0,0011	0,0009	24,48	21,42	2125	3979,54545	12177,4091	104086,419	3083,58	0,027	0,22

	3- 4	0,0011	0,0009	24,48	21,42	2125	4283,11688	13106,3377		3083,58	0,027	
	4 -5	0,0009	0,0007	24,48	21,42	2732,14286	4998,80952	15296,3571		3083,58	0,027	
	5 -6	0,0009	0,0007	24,48	21,42	2732,14286	4695,2381	14367,4286		3083,58	0,027	
	6- 7	0,0011	0,0009	24,48	21,42	2125	3979,54545	12177,4091		3083,58	0,027	
	7 -8	0,0011	0,0009	24,48	21,42	2125	3979,54545	12177,4091		3083,58	0,027	
	8 -9	0,0011	0,0009	24,48	21,42	2125	4119,82323	12606,6591		3083,58	0,027	
	1- 2	0,0011	0,0009	27,54	24,42	2405,55556	4491,91919	13745,2727		2608,16	0,017	
	2- 3	0,0011	0,0009	27,54	24,42	2405,55556	4491,91919	13745,2727		2608,16	0,017	
	3- 4	0,0011	0,0009	27,54	24,42	2405,55556	4835,56999	14796,8442		2608,16	0,017	
	4 -5	0,0009	0,0007	27,54	24,42	3092,85714	5642,85714	17267,1429		2608,16	0,017	
	5- 6	0,0009	0,0007	27,54	24,42	3092,85714	5299,20635	16215,5714		2608,16	0,017	
	6 -7	0,0011	0,0009	27,54	24,42	2405,55556	4491,91919	13745,2727		2608,16	0,017	
	7- 8	0,0011	0,0009	27,54	24,42	2405,55556	4491,91919	13745,2727		2608,16	0,017	
2	8 -9	0,0011	0,0009	27,54	24,42	2405,55556	4634,97475	14183,0227	117443,672	2608,16	0,017	0,14
	1- 2	0,0011	0,0009	30,6	27,54	2691,66667	5009,84848	15330,1364		2006,27	0,011	
	2- 3	0,0011	0,0009	30,6	27,54	2691,66667	5009,84848	15330,1364		2006,27	0,011	
	3 -4	0,0011	0,0009	30,6	27,54	2691,66667	5394,37229	16506,7792		2006,27	0,011	
	4 -5	0,0009	0,0007	30,6	27,54	3460,71429	6294,04762	19259,7857		2006,27	0,011	
	5- 6	0,0009	0,0007	30,6	27,54	3460,71429	5909,52381	18083,1429		2006,27	0,011	
	6 -7	0,0011	0,0009	30,6	27,54	2691,66667	5009,84848	15330,1364		2006,27	0,011	
1	7 -8	0,0011	0,0009	30,6	27,54	2691,66667	5009,84848	15330,1364	130594,14	2006,27	0,011	0,09

	8 -9	**0,0011**	**0,0009**	**30,6**	**27,54**	**2691,66667**	**5040,48574**	**15423,8864**		**2006,27**	**0,011**	
	1- 2	**0,0011**	**0,0009**	**34,92**	**30,6**	**2752,94118**	**5398,39572**	**23321,0695**		**1266,27**	**0,005**	
	2- 3	**0,0011**	**0,0009**	**34,92**	**30,6**	**2752,94118**	**5398,39572**	**23321,0695**		**1266,27**	**0,005**	
	3 -4	**0,0011**	**0,0009**	**34,92**	**30,6**	**2752,94118**	**5783,21546**	**24983,4908**		**1266,27**	**0,005**	
	4- 5	**0,0009**	**0,0007**	**34,92**	**30,6**	**3522,58065**	**6755,91398**	**29185,5484**		**1266,27**	**0,005**	
	5- 6	**0,0009**	**0,0007**	**34,92**	**30,6**	**3522,58065**	**6371,09424**	**27523,1271**		**1266,27**	**0,005**	
	6- 7	**0,0011**	**0,0009**	**34,92**	**30,6**	**2752,94118**	**5398,39572**	**23321,0695**		**1266,27**	**0,005**	
	7 -8	**0,0011**	**0,0009**	**34,92**	**30,6**	**2752,94118**	**5398,39572**	**23321,0695**		**1266,27**	**0,005**	
RDC	**8 -9**	**0,0011**	**0,0009**	**34,92**	**30,6**	**2752,94118**	**4021,92513**	**17374,7166**	**192351,161**	**1266,27**	**0,005**	**0,04**

- **Résumé des inerties fictives des portiques :**

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	moyenne
Sens longitudinal	**0.099**	**0.277**	**0.345**	**0.500**	**0.56**	**0.6**	**1.08**	**1.1**	**1.26**	**1.75**	**3.02**	**0.96**
Sens transversal	**0.04**	**0.09**	**0.14**	**0.22**	**0.4**	**0.33**	**0.52**	**0.66**	**1.23**	**2.05**	**3.1**	**0.798-**

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**

- **Sens longitudinal ;**

	Inertie (m^4)	Pourcentage %
portiques	**0.96**	**24.18**
voiles	**3.01**	**75.81**
Portiques+voiles	**3.97**	**100**

- **Sens transversal ;**

	Inertie (m^4)	Pourcentage %
portiques	**0.79**	**24.24**
voiles	**2.47**	**75.76**
Portiques+voiles	**3.26**	**100**

❖ **<u>Les charges verticales :</u> (retirés à partir du logiciel ETABS)**

	Poids	**Poids total de la structure**	**Pourcentages %**
voiles	**14399.82**	**42995.64**	**33,49**
portiques	**28595.8**	**42995,64**	**66,50**

<u>Conclusion :</u>

Les voiles reprennent plus de **20 %** des charges verticales donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement voiles porteurs.

D'où le coefficient de comportement **R= 3.5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)**

Chapitre V

Modélisation de la structure

I. Présentation du logiciel ETABS :

ETABS (**E**XTENDED **T**HREE DIMENSIONS **A**NALYSIS OF **B**UILDING **S**YSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

Grace à ce logiciel, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ;et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E).Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration….etc.

Le logiciel est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) qui est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connu sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

I. Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille
Joints : noeuds
Frame : portique (cadre)
Shell :voile
Elément :élément
Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

II. Etape de modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travaille, on utilisera la version v 9.6, Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, …) ;
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) et Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
5. affectation des charges revenant aux éléments ;
6. Introduction des combinaisons d'actions ;
7. définition des nœuds maitres et inertie d'étage ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

- **Etape 1 :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser en plan et en élévation.

1)-choix des unités :

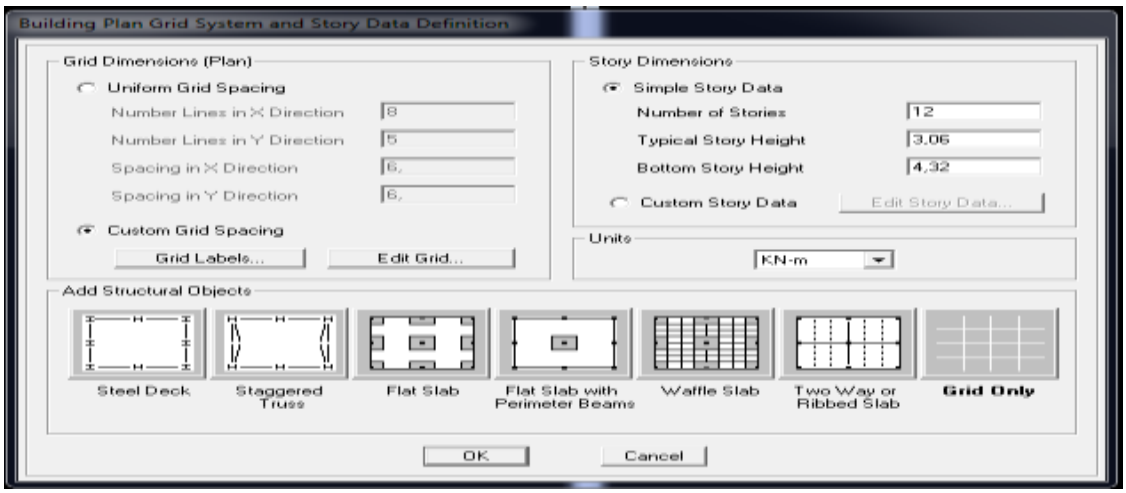
Au bas du l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

2)-Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** on sélectionne **New model** ,on clique sur **NO**

Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de lignes dans la direction X (**Number lines in X direction)**
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Hauteur d'étage (**Story Height**)
- le nombre d'étage (**Number of stories**)
- La hauteur d'étage courant (**typical story hight**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)



Remarque :

Sachant que les distances entre lignes de grilles sont différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie **(Grid spacing).**

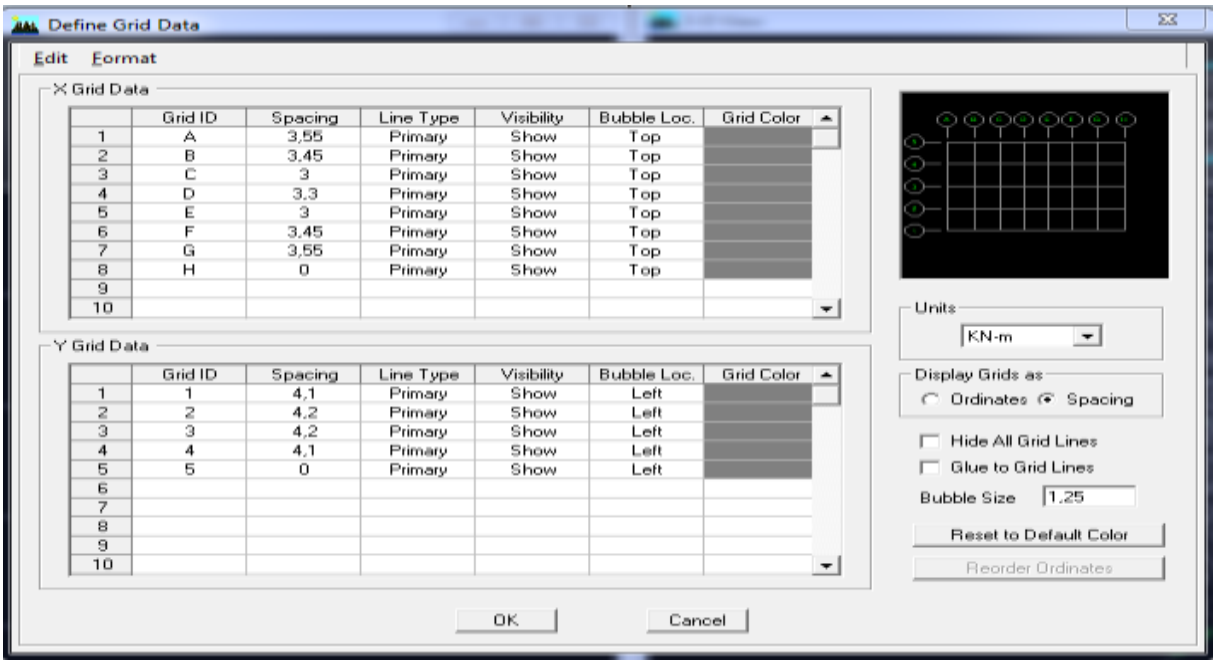
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

3)-Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage:

- on clique sur le bouton droit de la souris → **Edite Grid Data** → **Modify/Chow system**
- On introduit les distance puis en clic sur **ok**

.



- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit story data**

-

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	TERASSE	1,85	36,77	Yes		No	0,
12	ET10	3,06	34,92	No	ET8	No	0,
11	ET9	3,06	31,86	No	ET8	No	0,
10	ET8	3,06	28,8	Yes		No	0,
9	ET7	3,06	25,74	No	ET5	No	0,
8	ET6	3,06	22,68	No	ET5	No	0,
7	ET5	3,06	19,62	Yes		No	0,
6	ET4	3,06	16,56	No	ET2	No	0,
5	ET3	3,06	13,5	No	ET2	No	0,
4	ET2	3,06	10,44	Yes		No	0,
3	ET1	3,06	7,38	No	RDC	No	0,
2	RDC	4,32	4,32	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height 1,85 Reset

Master Story No Reset

Simlar To NONE Reset

Splice Point Reset

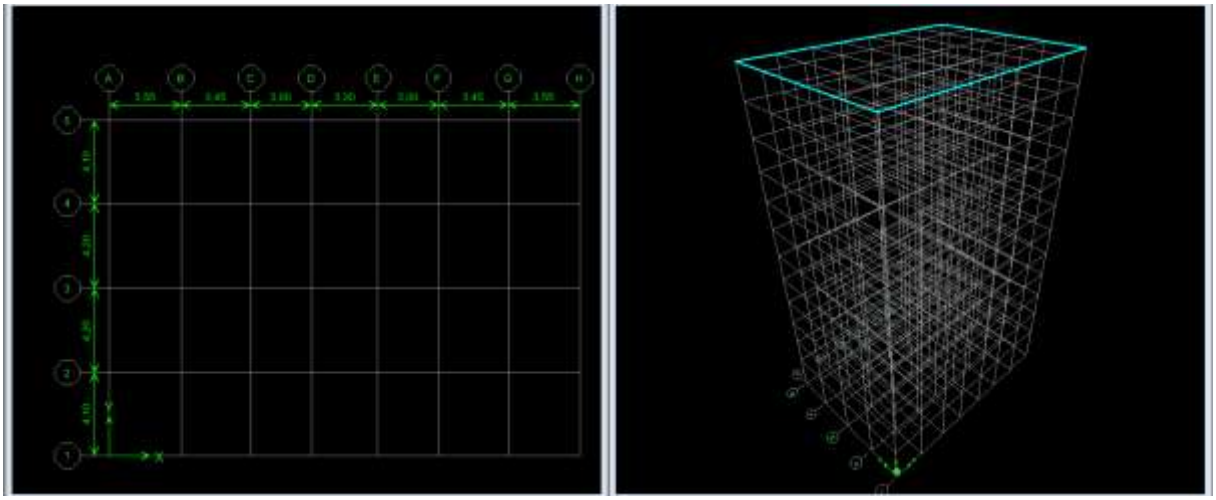
Splice Height 0 Reset

Units

Change Units KN-m

OK Cancel

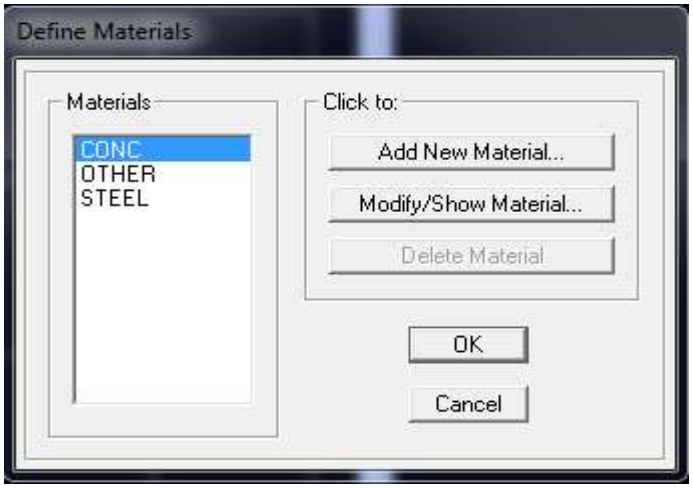
-On obtiendra ainsi la vue suivante :



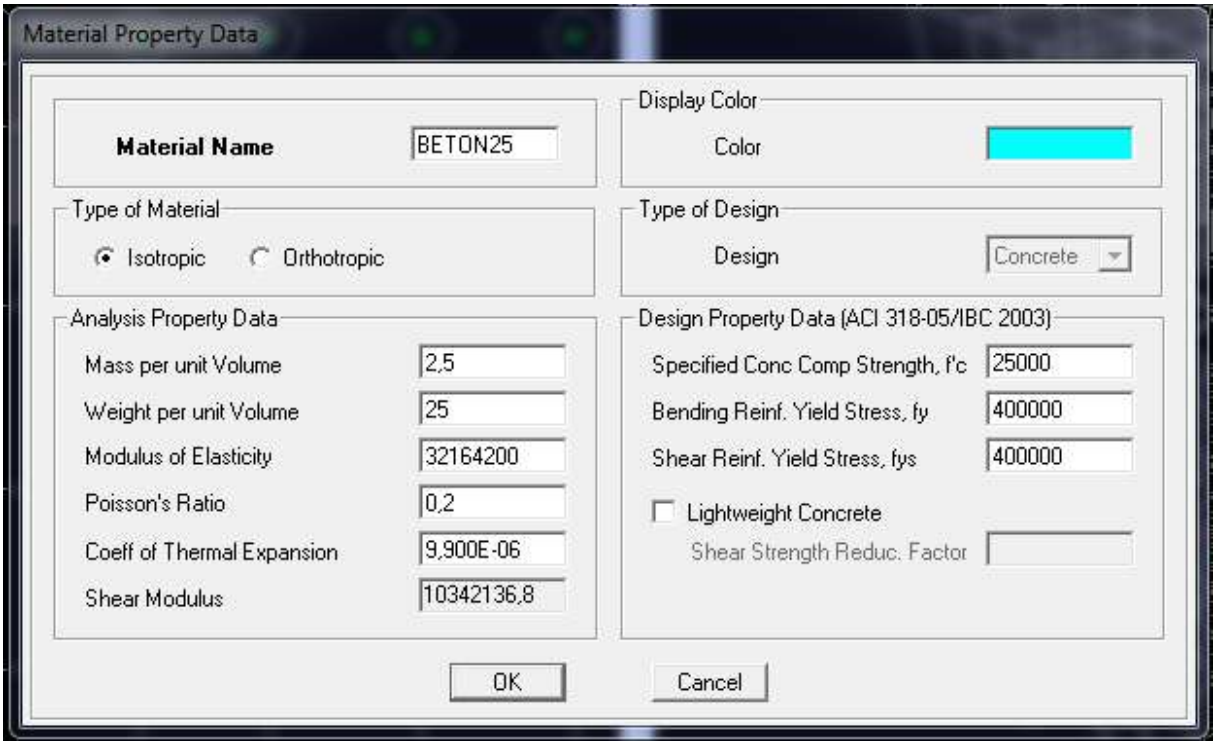
➢ **<u>Etape 2 :</u>**

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux, l'acier et le béton.

- On clique sur **Define** ⟶ **Materials Properties,** on sélectionne **Concrete** (béton) puis on clique sur **modify / Chow system.**



On apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

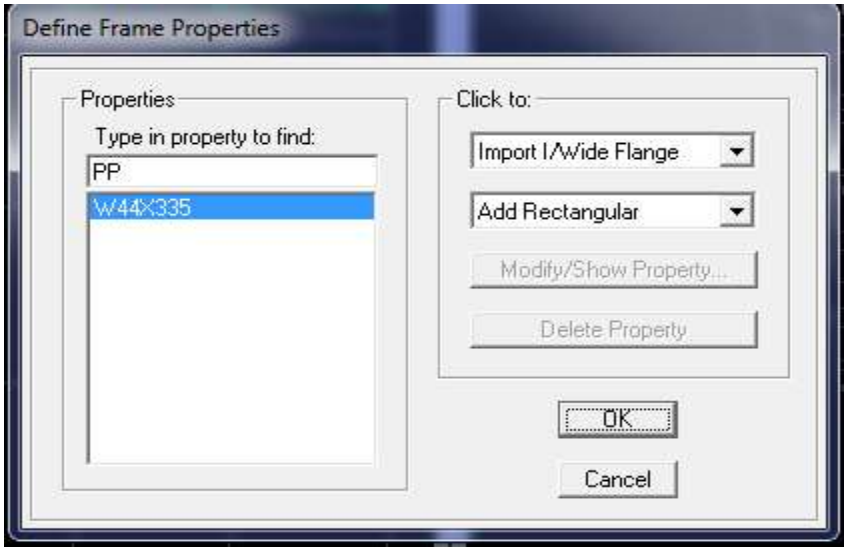


- **Etape 3 :**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile……)

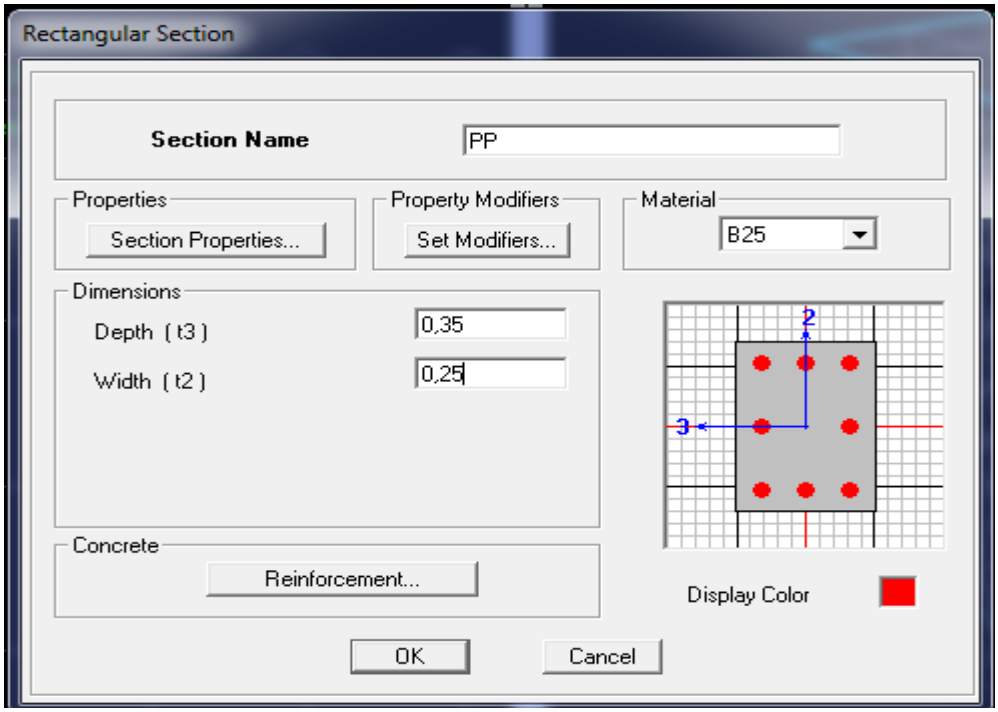
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Define ⟶ Frame sections



- On clique sur **Add Rectangular,** une nouvelle boite de dialogue s'affichera on y entrera les caractéristiques de la poutre principale (**PP**) comme montré ci-dessous :

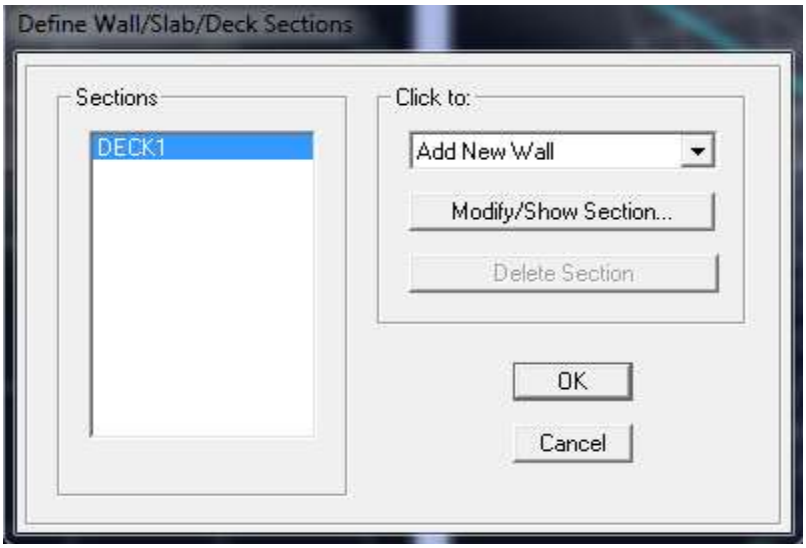
- **Section Name** (nom de la section) : **PP**
- **Material** (matériau défini) : **B25**
- **Depth**(hauteur de la poutre) :**0,35**
- **Width**(largeur de la poutre) :**0,25**



Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres.

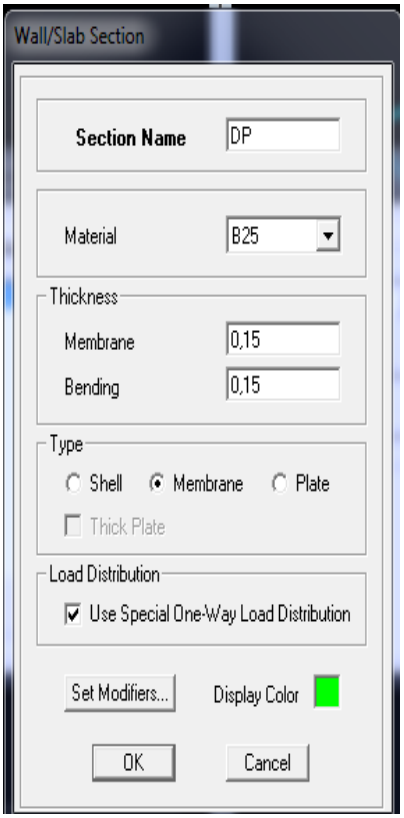
Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile et dalle), on commence d'abord par leurs caractéristique géométriques.

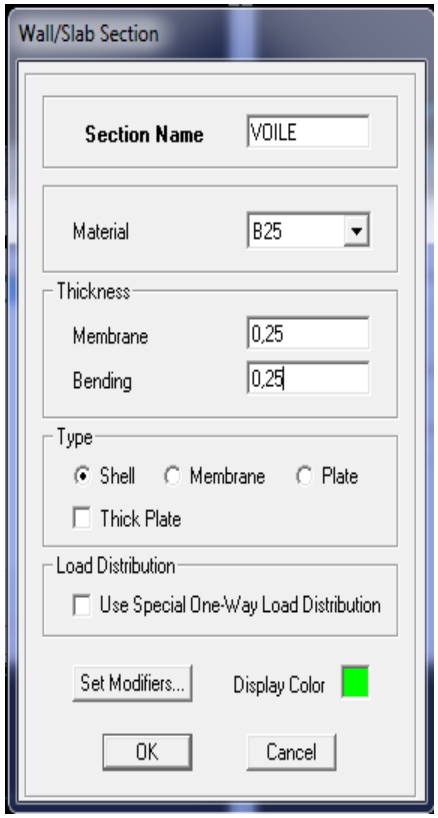
Define ⟶ Wall /slab /Deck section ⟶ Add New Section



- Dans la boite de dialogue qui apparaît, on défini leurs propriétés :

<u>Dalle pleine(DP)</u> **<u>Plancher</u>** **<u>Voile</u>**





- **Dessin des éléments de la structure :**

Pour modéliser les sections précédentes des différents éléments on doit suivre les étapes ci après:

✓ **Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton

Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) ⟶ **None** ⟶ on choisit le nom de la section (pot45x45 par exemple) on valide

✓ **Pour les poutres et les voiles:**

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur bouton pour les poutres et sur pour les voiles ;

✓ **Pour les la dalle pleine et plancher :**

On clique sur le bouton ou

Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur l'icône

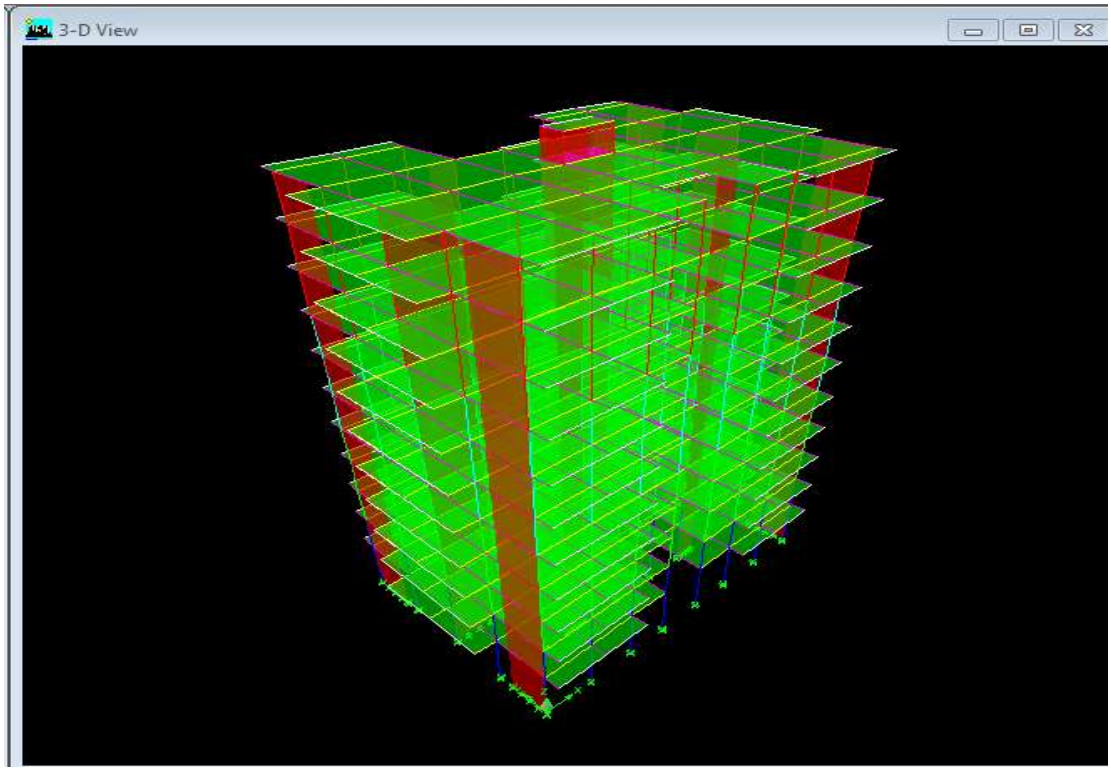
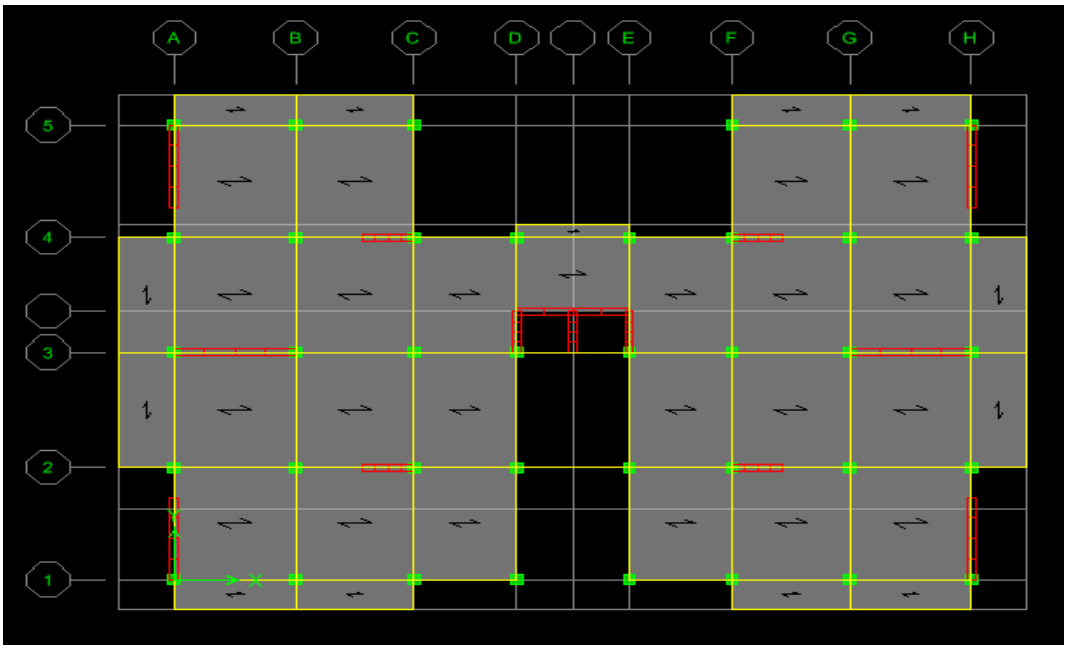


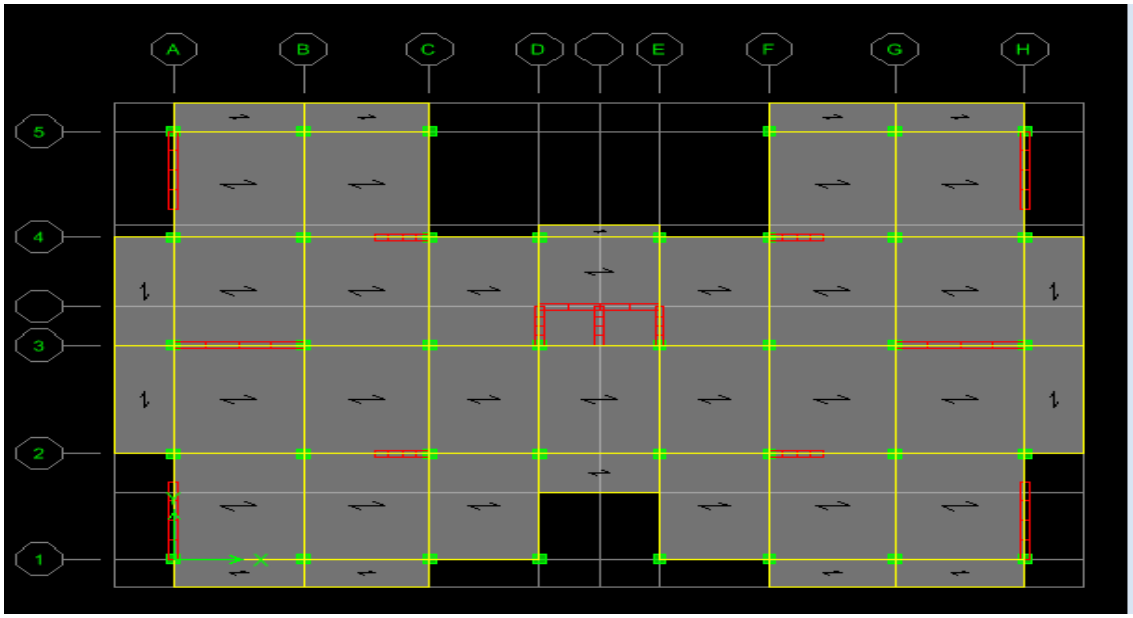
Figure : Géométrie de base de la structure (vue en 3D)

- **Vue en plan :**

✓ **Niveau 4,32m jusqu'à 31,86 m :**



✓ **Niveau 33,7m :**



➢ **Etape 4 :**

Avant de charger la structure il faut d'abord défini les charges appliquées à la structure modélisée.

1)- charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define** ⟶ **Load Cases**

❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type: **DEAD** (Permanente)

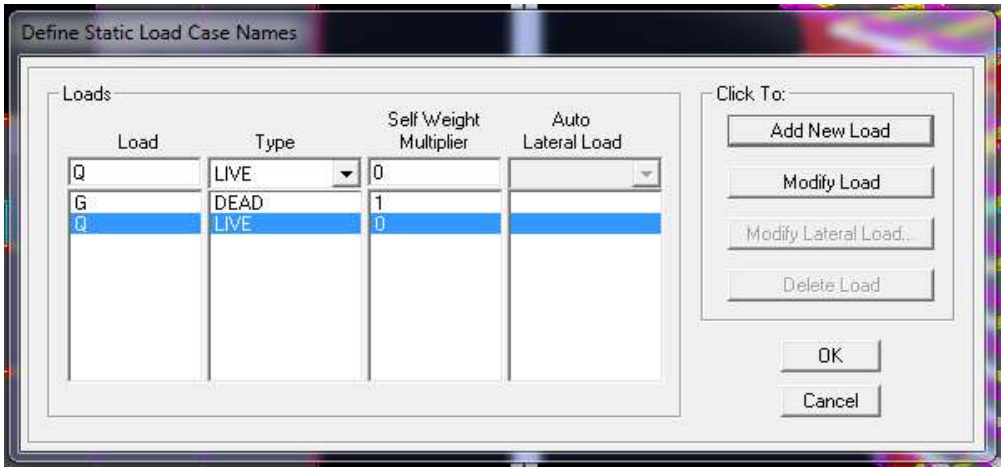
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): **1**

❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type: **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): **0**



2)- charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse ,il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre **T**.

-Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : **IIa** (zone a sismicité moyenne RPA 99ver. 2003-Tab4.1)
- Groupe d'usage : **2** bâtiment a usage multiples (commerces, habitation)
- Coefficient de comportement : **R=3.5** (voiles poteurs)
- Remplissage : **dense**
- Site : **S2** (voir rapport du sol)
- Facteur de qualité : le facteur de qualité de la structure est fonction de :

-La régularité en plan et en élévation

-La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement

-La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q=1+\sum P_q$

P_q **:** pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou nom).

1)- Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses ……..**CV**

-la somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction …….**CV**

-les excentricités :

ex=0,019 <15%Lx=26,50x0,15=3,975 ……..**CV**

ey=0,581<15%Ly=18,8x0,15=2,82 ……...**CV**

-les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures du plancher doit rester inferieure à 15%de celle de ce dernier.

S_t=400m^2 ⟶ 0,15x400= 60 m^2

S_0=54,13m^2 <0,15S_t=60m^2 ……..**CV**

La régularité en plan est vérifier : P_{1x}=P_{1y}=0

2)- régularité en élévation :

-Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation……..…**CV**

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment…….**CV**

La régularité en élévation et vérifierP_{2x}=P_{2y}=0

3) -Conditions minimales sur les files de contreventement :

-Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5…….**CV**

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement …….. **CV**

$$P_{3x}=P_{3y}=0$$

4)-redondance en plan :

-Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées (nous avons 7 files suivant x-x et 4 suivant y-y)……..**CV**

-Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5……..**CNV**

La redondance en plan n'est pas vérifier $P_{4x}=P_{4y}=0,05$

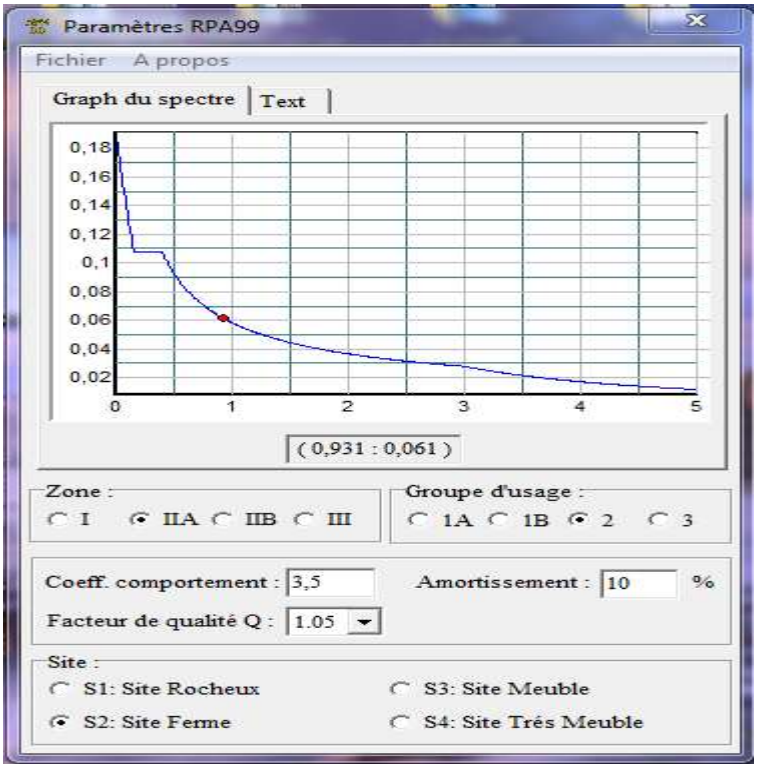
5)-contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**

$$P_{5x}=P_{5y}=P_{6x}=P_{6y}=0$$

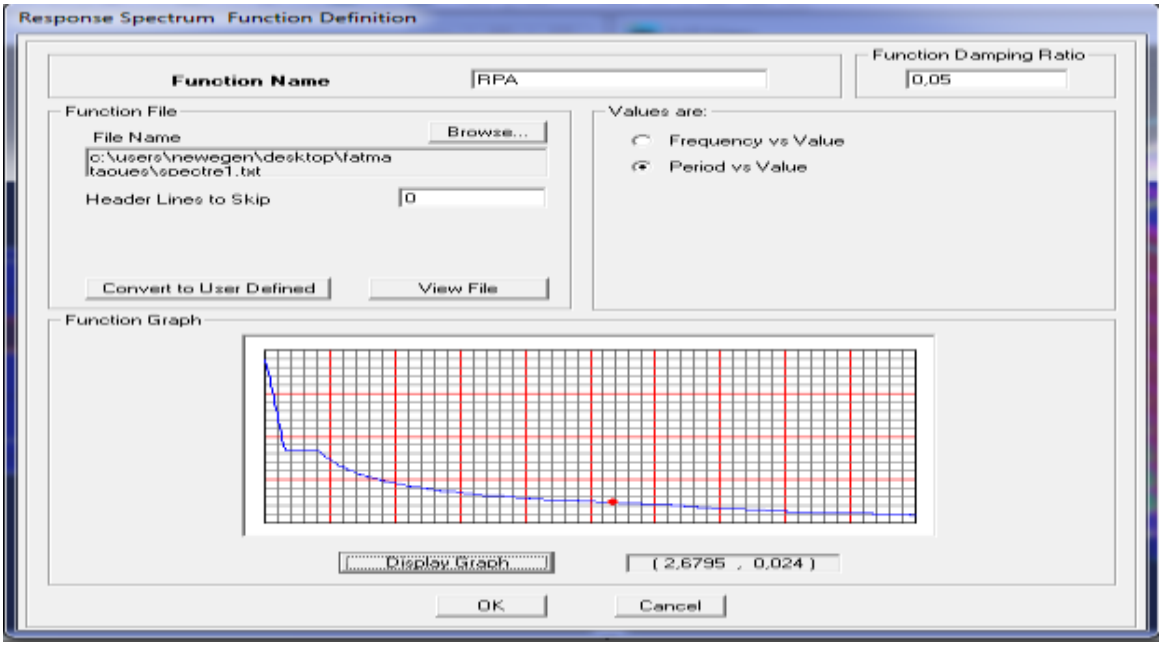
Conclusion : **Q=1,05**

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .
- Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**



- Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

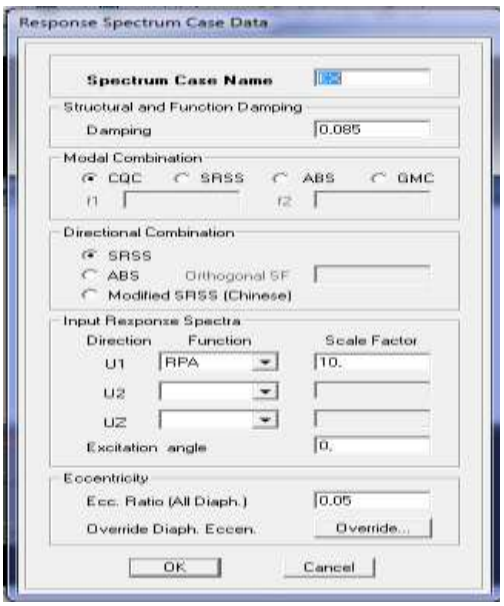
Define ⟶ response spectrum function ⟶ spectrum frome file

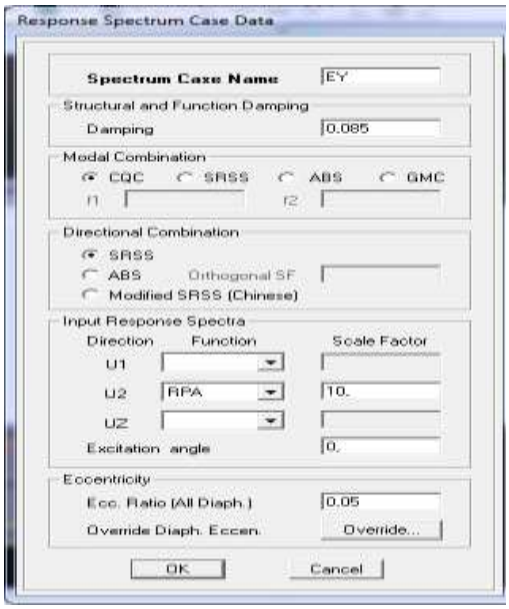


<u>Function Name</u>:(nom du spectre) **RPA**

- On clique sur **ok** pour valide
  - Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E**(séisme) dans les deux directions orthogonales, pour cela on clique sur :

Define ⟶ Analysis Cases ⟶ Add new Case





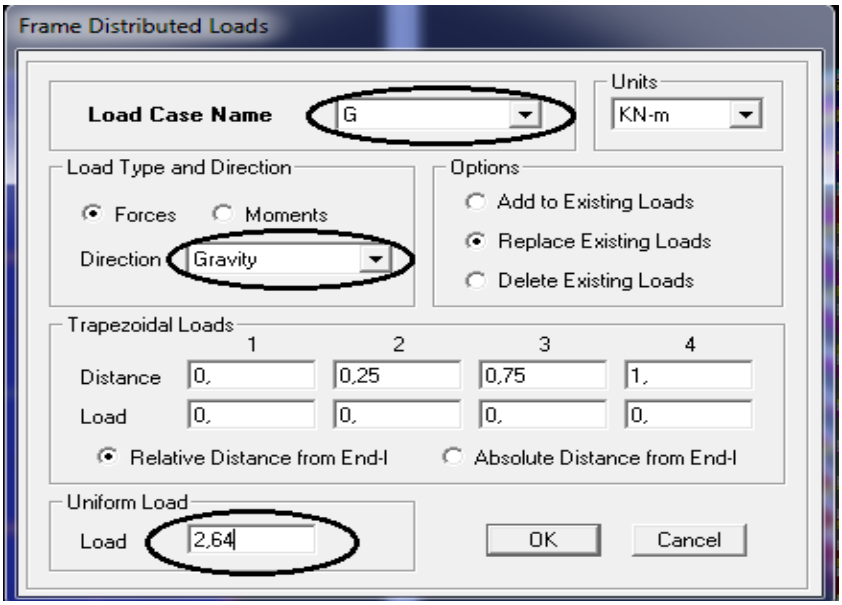
- On clique sur **ok** pour valider

➢ **Etape 5 : affectation des charges revenant aux éléments :**

❖ **Chargement linéaire :**

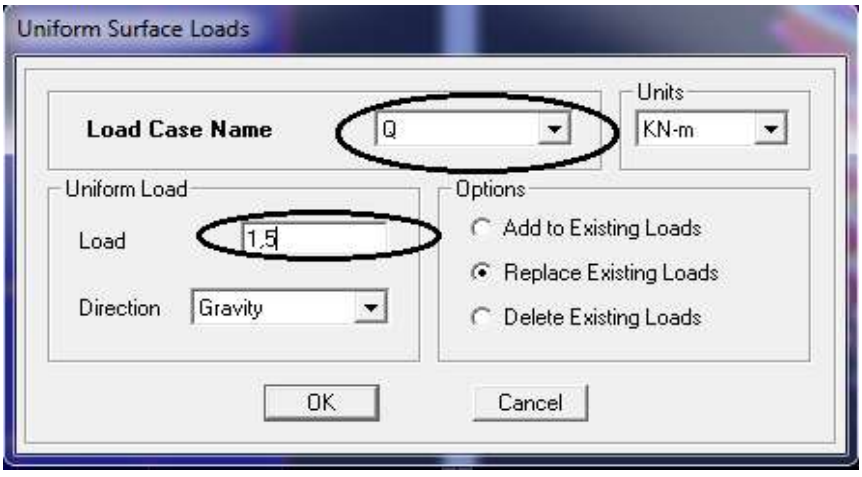
Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque élément linéaire et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

Assign ⟶ **Frame Loads** ⟶ **Distributed**



❖ **Chargement surfacique :**

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :



➢ **Etape 6 : introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

✓ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

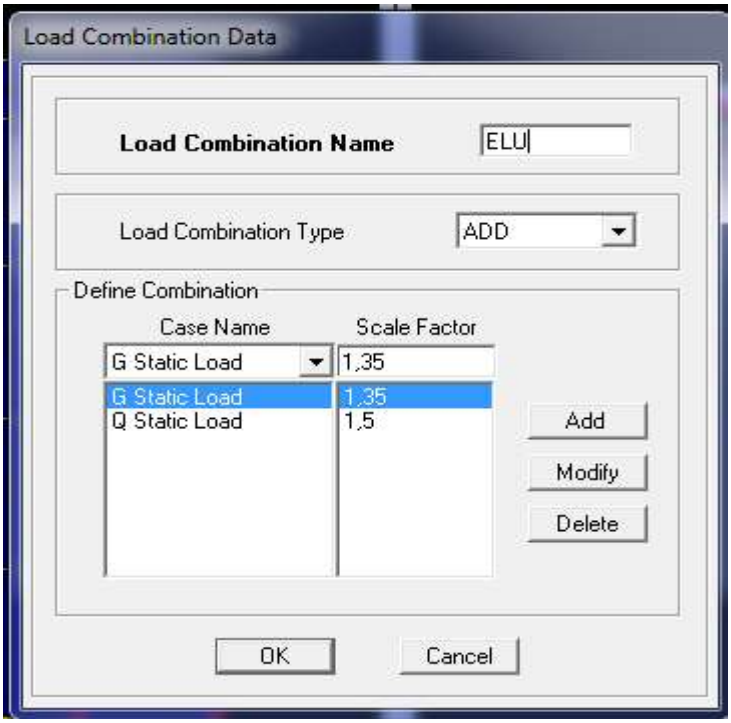
✓ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : G+Q±E

08GE : 0,8G±E

- Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⟶ Combinations ⟶ Add New combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **Etape 7 : Définition des nœuds maitres et inerties d'étages**

Le nœud maitre représente le centre de gravité des masses, pour déterminer sa position le logiciel ETABS le fait automatiquement, le logiciel détermine aussi les inerties I_x et I_y.

- **Etape 8 : Affectation des masses sismiques et inertie massique**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale à :

$$M_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

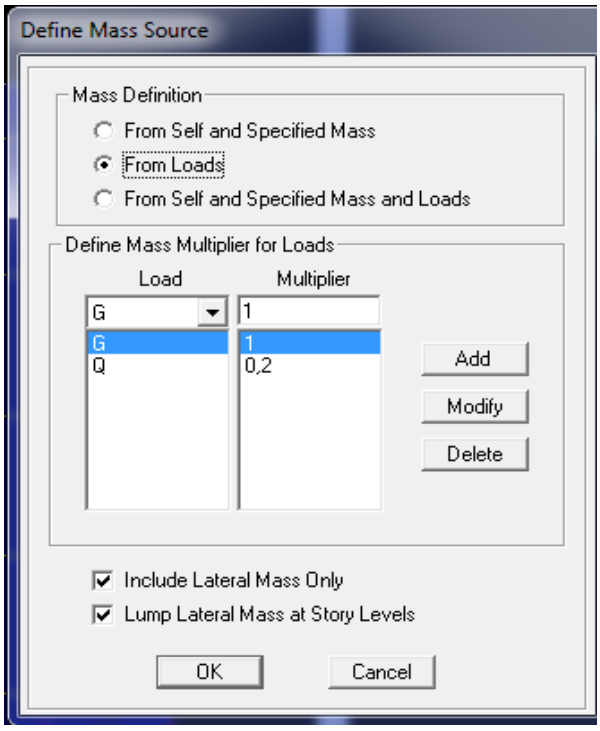
W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

Define ⟶ mass source ⟶ from Loads



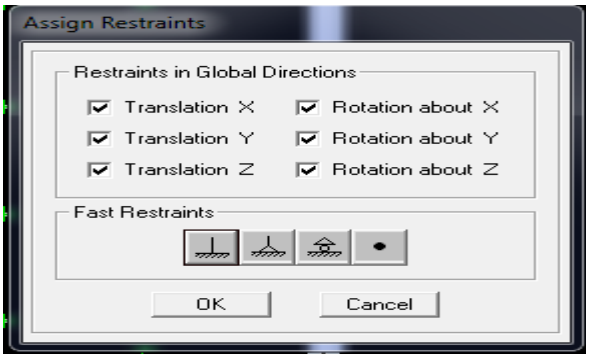
➢ **Etape 9: Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **la base** puis on clique sur **:**

Assign ⟶ Joint ⟶ Restraints

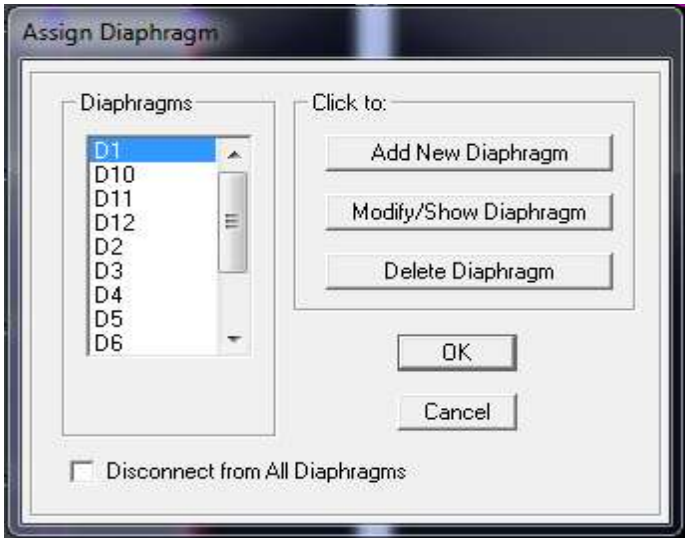


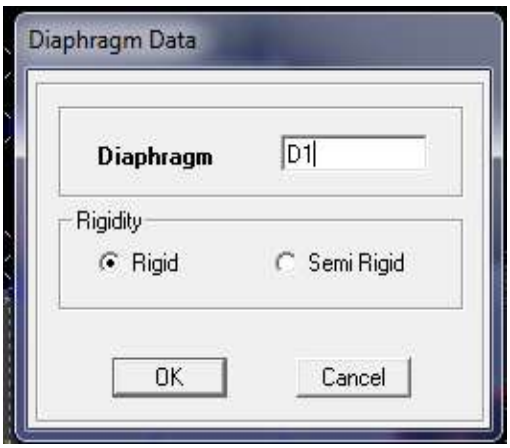
- **Diaphragmes:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélection les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign ⟶ Joint ⟶diaphragms ⟶Add New diaphragm





- On clique sur **ok** pour valider.
- On refait la même opération pour tous les autres planchers.

➢ **Etape 10 : Analyse et visualisation des résultats**

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**

Chapitre VI

Vérification des exigences de RPA

VI-1/ Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période et le pourcentage participation de la masse modale.
2. L'excentricité
3. Vérification de l'effort tranchant à la base
4. Vérification des déplacements relatifs
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta
6. Vérification de l'effort normal réduit

1/ Les périodes et le pourcentage de participation de la masse modale :

- ✓ La période maximale délivrée par le logiciel ETABS est obtenue dans le mode 1 qui est 1,06 s.
- ✓ Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure **.(article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

Pour notre structure nous avons eu cette vérification au **mode 9** ; les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	1,062240	0,0001	69,3318
2	1,013004	55,3306	69,3331
3	0,947940	68,5661	69,3355
4	0,271472	68,5661	86,9447
5	0,253553	76,6777	86,9455
6	0,231421	86,9511	86,9457
7	0,118123	86,9511	93,6179
8	0,110338	89,6593	93,6182
9	0,099598	93,9890	93,6183
10	0,067689	93,9890	96,8989
11	0,063721	95,4010	96,8991
12	0,057953	97,2185	96,8991

Tableau VI-1 : Les périodes et les participations massiques

2 / <u>Vérification de l'excentricité :</u>

D' après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7),** dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

On doit vérifier que:

ex= $\boldsymbol{XCM - XCR \leq 5\% L_x}$

ey= $\boldsymbol{YCM - YCR \leq 5\% L_x}$

Niv	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%lx	obs
RDC	D1	11,648	7,976	11,649	8,812	0,001	0,836	1,33	ok
ET1	D2	11,65	7,976	11,648	8,88	0,002	0,904	1,33	ok
ET2	D3	11,63	7,983	11,648	8,878	0,018	0,895	1,33	ok
ET3	D4	11,63	7,983	11,648	8,842	0,018	0,859	1,33	ok
ET4	D5	11,63	7,986	11,648	8,793	0,018	0,807	1,33	ok
ET5	D6	11,629	7,988	11,648	8,738	0,019	0,75	1,33	ok
ET6	D7	11,629	7,988	11,648	8,681	0,019	0,693	1,33	ok
ET7	D8	11,629	7,99	11,648	8,626	0,019	0,636	1,33	ok
ET8	D9	11,629	7,992	11,648	8,577	0,019	0,585	1,33	ok
ET9	D10	11,628	8,004	11,648	8,539	0,02	0,535	1,33	ok
ET10	D11	11,637	7,944	11,648	8,515	0,011	0,571	1,33	ok
TERASSE	D12	11,65	9,101	11,649	9,318	0,001	0,217	1,33	ok

Tableau VI-2 : Vérification de l'excentricité suivant x-x et y-y

3/ Vérification de l'effort tranchant à la base:

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

Selon le **RPA** la résultante des forces sismiques à la base **'V'** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V=\frac{A.D.Q}{R}.W$$ **(Art 4.2.3 RPA/version 2003)**

❖ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

✓ **Coefficient d'accélération de zone « A » :**

Le coefficient « A » est donné par le tableau **(4.1. RPA 99/ version 2003)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa
Groupe 2 } **A=0,15**

✓ **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Le coefficient « R » est donné par le tableau **(4.3. RPA 99/ version 2003)** en fonction du système de contreventement.

Voiles porteurs **R = 3,5**

✓ **Facteur de qualité « Q » :** $Q=1+P_q$

Avec :

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, dans notre cas **Q=1.05**

✓ **Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :**

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement **(η)**.
- De la période fondamentale de la structure **T**.

$$D=\begin{cases} 2{,}5\eta & 0\leq T\leq T_2 \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\leq T\leq 3\ s \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\geq 3\ s \end{cases}$$

(Art 4.2.3 RPA99/version2003)

Avec :

- **T2** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$$\boldsymbol{T_2}\textbf{=0,40}$$

- $\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ =0,76 , ξ =10%(c' est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **(Tableau 4.2 RPA99/version2003).**

$$\boldsymbol{T_{empirique}}\textbf{=min}\left(0{,}09\ \frac{\mathbf{h_N}}{\sqrt{\mathbf{D}}};\ \mathbf{C_T h_N^{\frac{3}{4}}}\right)$$

Avec:

D : dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

$\boldsymbol{h_N}$: hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (***N) :***
$\mathbf{h_N}$ = 36,76 m

$\boldsymbol{C_T}$: Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) : C_T = 0.05

$T_{empirique}$ =0,05 $(36{,}76)^{3}{}^{4}$ = 0,74s

- **Sens x-x :**

$T_{empirique}$ =0,09 $\frac{36,76}{26,50}$ = **0,64s**

- **Sens y-y :**

- $T_{empirique}$ =0,09 $\frac{36,76}{18,8}$ = **0,76s**

⟹ $T_{empirique}$ =min(0,74s ; 0,64s ; 0,76s)

$T_{empirique}$ **=0,64s**

$T_{analythique}$ **=1,06 s**

L'article 4.24 du RPA version 2003 postule que :

« les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

Pour mieux interpréter cet article la période choisie pour le calcul de facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analythique} < T_{empirique}$	$T=T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analythique} < 1.3T_{empirique}$	$T= T_{analythique}$
$1.3T_{empirique} < T_{analythique}$	$T=1.3T_{empirique}$

On a : 1,3 $T_{empirique}$ = 0,832 < $T_{analytique}$ = 1,06 ⟹ T=1,3$T_{empirique}$ =0,832s

Et T_2=0,40 < T=0,832 < 3s

Donc : D= 2,5$\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}$ =1,16 ⟹ **D=1,16**

AN :

V=$\frac{0,15\ .\ 1,16\ .\ 1,05}{3,5}$.43041,25=2246,75 KN $V_x=V_y=V_{calculés}$=2246,75 KN

V_{xdyn}=1893,17KN >**80%**V_x=1797,4……..**CV**

V_{ydyn}=1881,15KN >**80%**V_y=1797,4……..**CV**

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

4/ Vérification des déplacements relatifs :

- Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit : $\delta k = R\,\delta ek$

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k\text{-}1$

D'après **le RPA 99 (Art 5.10/ Version 2003),** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$\Delta k \leq \Delta k = 1\%\ he$

❖ **Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

Niveaux	R	Sens x-x				Sens y-y				obs
		δek(m)	*δk (m)*	Δk (m)	Δk(m)	*δek*(m)	*δk*(m)	Δk (m)	Δk(m)	
12	**3,5**	0,0255	0,08925	0,0147	0,0185	0,0246	0,0861	0,0049	0,0185	**CV**
11	**3,5**	0,0213	0,07455	0,0077	0,0306	0,0232	0,0812	0,00805	0,0306	**CV**
10	**3,5**	0,0191	0,06685	0,0077	0,0306	0,0209	0,07315	0,00805	0,0306	**CV**
9	**3,5**	0,0169	0,05915	0,00805	0,0306	0,0186	0,0651	0,00875	0,0306	**CV**
8	**3,5**	0,0146	0,0511	0,00805	0,0306	0,0161	0,05635	0,00875	0,0306	**CV**
7	**3,5**	0,0123	0,04305	0,0084	0,0306	0,0136	0,0476	0,00875	0,0306	**CV**
6	**3,5**	0,0099	0,03465	0,0077	0,0306	0,0111	0,03885	0,0084	0,0306	**CV**
5	**3,5**	0,0077	0,02695	0,00735	0,0306	0,0087	0,03045	0,0084	0,0306	**CV**
4	**3,5**	0,0056	0,0196	0,00665	0,0306	0,0063	0,02205	0,00735	0,0306	**CV**
3	**3,5**	0,0037	0,01295	0,00595	0,0306	0,0042	0,0147	0,0063	0,0306	**CV**
2	**3,5**	0,002	0,007	0,0042	0,0306	0,0024	0,0084	0,00525	0,0306	**CV**
1	**3,5**	0,0008	0,0028	0,0028	0,0432	0,0009	0,00315	0,00315	0,0432	**CV**

Tableau VI-3: les déplacements relatif

Avec :

δek: Déplacement absolu (déterminé de l'ETABS).

R : Coefficient de comportement de la structure.

Δk : Le déplacement relatif admissible du niveau k par rapport au niveau k-1

5/ Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

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 :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot H_k} < 0{,}1$$ **(RPA99/Version 2003,Art 5.9)**

Avec :

$\mathbf{P_k}$ **:** poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$\boldsymbol{\Delta_k}$ **:** Le déplacement relatif admissible du niveau k par rapport au niveau k-1

$\mathbf{V_k}$: Effort tranchant d'étage au niveau k

$\mathbf{H_k}$ **:**hauteur de l'étage

Niv	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y				obs
		Δk *(m)*	$V_k . H_k$	$P_k . \Delta_k$	θ_k	Δk (m)	$V_k . H_k$	$P_k . \Delta_k$	θ_y	
12	148,47	0,0147	26,38	2,1825	0,08	0,0049	27,158	0,7275	0,02	**CV**
11	4059,86	0,0077	1355,39	31,2609	0,02	0,00805	1366,6266	32,6818	0,02	**CV**
10	3628,31	0,0077	2225,14	27,9379	0,01	0,00805	2226,7314	29,2078	0,01	**CV**
9	3628,31	0,00805	2845,64	29,2078	0,01	0,00875	2834,4474	31,7477	0,01	**CV**
8	3737,2	0,00805	3369,33	30,0844	0,008	0,00875	3341,979	32,7005	0,009	**CV**
7	3737,2	0,0084	3824,63	31,3924	0,008	0,00875	3775,5504	32,7005	0,008	**CV**
6	3737,2	0,0077	4231,00	28,7764	0,006	0,0084	4167,261	31,3924	0,007	**CV**
5	3860,87	0,00735	4623,26	28,3773	0,006	0,0084	4560,9912	32,4313	0,007	**CV**
4	3860,87	0,00665	4983,63	25,6747	0,005	0,00735	4932,108	28,3773	0,005	**CV**
3	3860,87	0,00595	5300,47	22,972	0,004	0,0063	5260,4154	24,3234	0,004	**CV**
2	3993,89	0,0042	5584,83	16,7743	0,003	0,00525	5551,0542	20,967	0,003	**CV**
1	4787,84	0,0028	8188,56	13,405	0,001	0,00315	8135,7696	15,0816	0,001	**CV**

Tableau VI-4: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

6/ Effort normal réduit *(Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003) :*

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

$\boldsymbol{N_d}$: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$\boldsymbol{B_c}$: Section brute du béton .

f_{c28}: La résistance caractéristique de béton.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sections (cm²)	N_d(KN)	$B_c \cdot f_{c28}$	ν	Obs
50 x 50	**1825,05**	**6250**	**0,29**	**CV**
45 x 45	**1166,72**	**5062,5**	**0,23**	**CV**
40 x 40	**754,93**	**4000**	**0,18**	**CV**
35 x 35	**374,11**	**3062,5**	**0,12**	**CV**

❖ **Conclusion :**

Toutes les exigences du **RPA** sont vérifiées, donc nous allons passer au ferraillage de la structure.

Chapitre VII

Ferraillage Des éléments

VII-1 / Les poutres :

VII-1-1 / 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).**

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

1.35G+1.5Q
G+Q } **BAEL 91**

G+Q ±E
0.8G ± Q } **RPA**

Le ferraillage se fera suivant le moment **max** pour chaque zone (travée, appuis). En suite on Effectuera les vérifications à **l'ELU**, à **l'ELS** et au **RPA99.**

VII-1-2 / Recommandations du RPA 99 pour le ferraillage des poutres :

- **Armatures longitudinales (Art 7.5.21)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- **Le pourcentage total minimum**

A_{min}=0.5 % (b x h) en toute section

-**Poutres principales de (25x35) :**

A_{min}= 0.005 x 25 x 35=4.37 cm^2

-Poutres secondaires de (25x30) :

A_{min}= 0.005 x 25 x 30= 3.75 cm^2

- **Le pourcentage total maximum**

A_{max}=4 % (b x h) en zone courante.

A_{max}=6 % (b x h) en zone de recouvrement.

- **Poutres principales (25x35) :**

  A_{max}=0.04 x 25 x 35 =35 cm^2 (zone courante)

  A_{max}=0.06 x 25 x 35 =53 cm^2 (zone de recouvrement)

- **Poutres secondaires (25x30) :**

  A_{max}=0.04 x 25 x 30 =30 cm^2 (zone courante)

  A_{max}=0.06 x 25 x 30 =45 cm^2 (zone de recouvrement)

VII-1-3 / calcul de ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en Travée et aux appuis, le calcule se fera comme suit :

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc}=\frac{0.85 .f_{c28}}{\gamma_b .\theta}$$

θ: Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action , il a pour valeur :

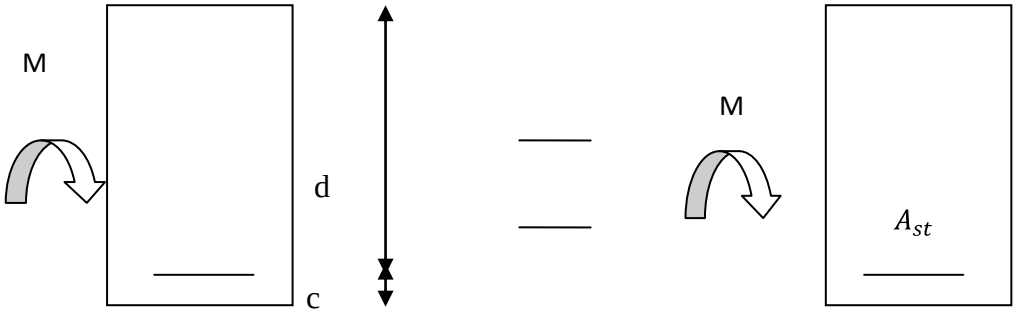
$$\begin{cases} \theta=1 & \text{si} \quad t \geq 24h \\ \theta=0.9 & \text{si} \quad 1h \leq t \leq 24\ h \\ \theta=0.85 & \text{si} \quad t < 1h \end{cases}$$

1er cas:

Si $\boldsymbol{\mu < \mu_l = 0.392}$ → Section simplement armée **(SSA)** Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\boldsymbol{A_{sc}= 0}$.

la section d'acier tendue

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta\, d\ \sigma_s} \qquad \text{avec} \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



d: distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

Figure VII-1-1: Disposition des armatures SDA

2eme cas:

Si $\boldsymbol{\mu \geq \mu_l}$ **=0.392** →Section doublement armée **(SDA) .**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections

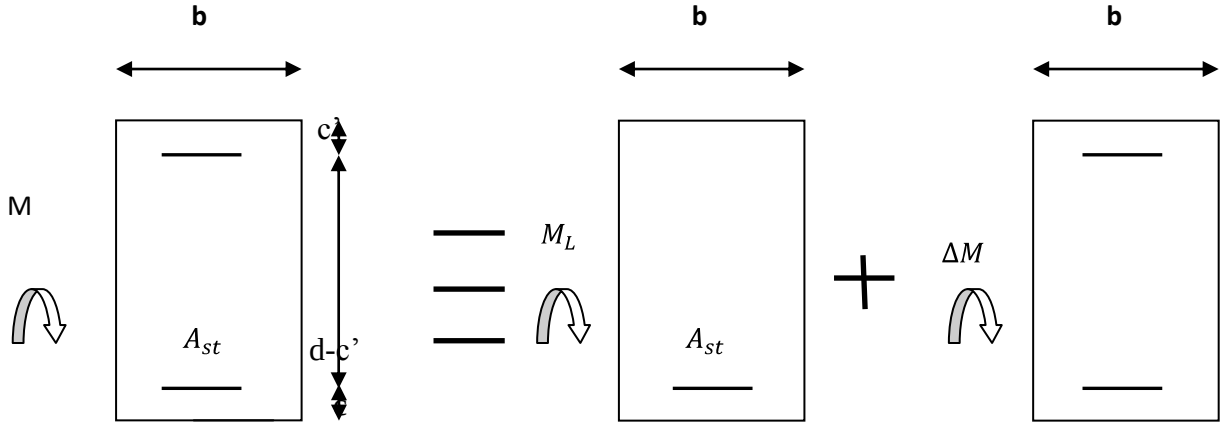


Figure VII- 1-2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st}=A_{sL}+A_{s2}=\frac{M_L}{\beta .d .\sigma_s}+\frac{\Delta M}{d+c'\ \sigma_s} \qquad \mathbf{A_{sc}=\frac{\Delta M}{d+c'\ \sigma_s}}$$

Remarque :

On apte le même ferraillage pour les poutres principales, secondaires .

situations	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28}(MPa)	f_{bu}(MPa	γ_s	F_e(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 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

- **Exemple de calcul**
  - **Poutres principales (25x35) :** A_{min}=4.37 cm^2

Zone I :

Travée : M_{max}= 82,722 Kn.m

Moment réduit : $\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{82{,}722 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 18{,}48}$ =0.164 < 0.392 ⟹ **SSA**

μ_b=0.164 ⟹ β = 0.910

Section d'armatures :

$$A_{st} = \frac{Mu^t}{\beta\ d\ \sigma_s} = \frac{82{,}722x\ 10^4}{0.910\ x\ 330\ x\ 400} = 6{,}89\ \text{cm}^2$$

$\boldsymbol{A_{adoptée}}$**= 3HA14(fil) + 2HA14(chap) = 7 ,69 cm²**

Appuis : M_{max}=99,968 Kn.m

Moment réduit : $\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{99{,}968 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 18{,}8}$ =0.198 < 0.392 ⟹ **SSA**

μ_b=0.198 ⟹ β = 0.889

Section d'armatures :

$$A_{st} = \frac{Mu^t}{\beta\, d\ \sigma_s} = \frac{99{,}968 \times 10^4}{0.889 \times 330 \times 400} = 8{,}52\ cm^2$$

$A_{adoptée}$= 6HA14= 7,69 cm^2 $\Longrightarrow$ 3HA14 (filante)+3HA14(chapeaux)

➢ On suivra les mêmes étapes pour calculer les autres sections d'armatures en travées et aux appuis avec la situation courante et accidentelle, et les valeurs sont résumé dans les tableaux si dessous :

- **Ferraillage des poutres principales :**

Zones	Combinaison	M(KN.m)	μ	β	Obs	As (cm^2)	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	Choix des barres
Zone I	Accidentelle	82.722	0.164	0.910	SSA	6.89	4.37	7.69	3HA14+2HA14
Zone II	Accidentelle	83.416	0.166	0.909	SSA	6.95		7.69	3HA14+2HA14
Zone III	Accidentelle	58.781	0.117	0.9375	SSA	4.75		7.69	3HA14+2HA14
Zone IV	Accidentelle	48.336	0.096	0.949	SSA	3.86		7.69	3HA14 +2HA14

Tableau VII-1-2 : Ferraillage des poutres principales (les armatures en travée)

Zones	Combinaison	M(KN.m)	μ	β	Obs	As (cm^2)	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	Choix des barres
Zone I	Accidentelle	99.968	0.198	0.889	SSA	8.52	4.37	9.24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
Zone II	Accidentelle	112.055	0.222	0.873	SSA	9.2		9.24	3HA14(fil)+3HA14(chap
Zone III	Accidentelle	99.905	0.198	0.889	SSA	8.42		9.24	3HA14(fil)+3HA14(chap
Zone IV	Accidentelle	76.115	0.151	0.9175	SSA	6.28		9.24	3HA14(fil)+3HA14(chap

Tableau VII-1-3: Ferraillage des poutres principales (les armatures aux appuis)

➢ **Poutres secondaires (25x30) :** A_{min}=3.75 cm^2

Zone I :

Travée : M_{max}=27,824 Kn.m

Moment réduit : $\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{27{,}824x\ 10^3}{25\ x\ 28^2\ x\ 18.48}$ =0.076 < 0.392

⇨ **SSA**

μ_b=0.076 ⟹ β = 0.960

Section d'armatures :

$A_{st} = \frac{Mu^t}{\beta\ d\ \sigma_s} = \frac{27{,}824x\ 10^4}{0.9685x\ 280\ x\ 400}$ =2.59 cm² ⟹ $\boldsymbol{A_{adoptée}}$**= 3HA14 = 4.62** $\boldsymbol{cm^2}$

Appuis : $\boldsymbol{M_{max}}$**=40,071 Kn.m**

Moment réduit : $\mu_b = \frac{Mu^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{40{,}071\ x\ 10^3}{25\ x\ 28^2\ x\ 18.48}$ =0.110 < 0.392 ⟹ **SSA**

μ_b=0.110 ⟹ β = 0.942

Section d'armatures :

$A_{st} = \frac{Mu^t}{\beta\ d\ \sigma_s} = \frac{40{,}071\ x\ 10^4}{0.966x\ 280\ x\ 400}$ =3,80 cm²

⇨ $\boldsymbol{A_{adoptée}}$**= 3HA14(fil)+ 2HA12(chap) = 6,88 cm²**

➢ On suivra les mêmes étapes pour calculer les autres sections d'armatures en travées et aux appuis avec la situation courante et accidentelle, et les valeurs sont résumé dans les tableaux si dessous

- **Ferraillage des poutres secondaires :**

Zones	Combinaison	M(KN.m)	μ	β	Obs	As (cm^2)	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	Choix des barres
Zone I	Accidentelle	27.824	0.076	0.960	SSA	2.59	3.75	4.62	3HA14
Zone II	Accidentelle	43.106	0.119	0.9365	SSA	4.11		4.62	3HA14
Zone III	Accidentelle	48.336	0.133	0.9395	SSA	4.59		4.62	3HA14
Zone IV	Accidentelle	47.823	0.132	0.929	SSA	4.59		4.62	3HA14

Tableau VII-1-4 : Ferraillage des poutres secondaires (les armatures en travée)

Zones	Combinaison	M(KN.m)	μ	β	Obs	As (cm^2)	A_{min} cm^2	$A_{adoptée}$ cm^2	Choix des barres
Zone I	Accidentelle	40.071	0.110	0.942	SSA	3.80	3.75	6.88	3HA14(fil)+2HA12(chap)
Zone II	Accidentelle	61.058	0.168	0.907	SSA	6.01		6.88	3HA14(fil)+2HA12(chap
Zone III	Accidentelle	67.013	0.185	0.897	SSA	6.67		6.88	3HA14(fil)+2HA12(chap
Zone IV	Accidentelle	66.495	0.184	0.898	SSA	6.61		6.88	3HA14(fil)+2HA12(chap

Tableau VII-1-5 : Ferraillage des poutres secondaires (les armatures aux appuis)

VII-1-4 Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91) :**

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \text{ .b.d .} f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutre principales**

$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 .25 . 33 . 2.1}{400} = 1\ cm^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

- **Poutre secondaires**

$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 .25 . 28 . 2.1}{400} = 0.84\ cm^2 \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

❖ **Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5/BAEL91modifiées99)**

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ.

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u max}{b .d} < \tau_u}$$

$\boldsymbol{T_u^{max}}$: Effort tranchant max à l'ELU.

$$\boldsymbol{\tau_u = min\ \frac{0.2 . f_{c28}}{\gamma_b} . 5MPa = 3.33MPa}$$

- Poutre principale : $\tau_u = \frac{90.02 . 10^3}{250 .330} = 1.09$ MPa < 3.33MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**
- Poutre secondaire : $\tau_u = \frac{89.36 . 10^3}{250 .280} = 1.27$ MPa < 3.33MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

⇨ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u^{max} \leq T_u^{max} = 0.4 \text{ x } \frac{0,9 . b .d .f_{c28}}{\gamma_b}$$

➢ **Poutres principales :**

$$T_u^{max} = 0.4 \text{ x } \frac{0,9 . 0,25 .0,33 .25 .10^3}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

T_u^{max} = 90,02 KN < T_u^{max}=495 KN ⟹ **condition vérifiée**

- **Poutres secondaires:**

T_u^{max} =0.4 x $\frac{0,9 \ . \ 0,25 \ .0,28 \ .25 .10^3}{1.5}$= 420 KN

T_u^{max} = 89,36 KN < T_u^{max}=420 KN ⟹ **condition vérifiée**

⇨ **Influence sur les armatures longitudinales** : **(BAEL91 modifiée99 Art A5.1.32)**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 .d} > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$T_u - \frac{M_u}{0,9 .d}$ D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 .d} \right)$

- **Poutres principales : M_u=112.055 KN.m**

90.02 $- \frac{112.055}{0,9 .0,33}$= -247.27 < 0

- **Poutres secondaires :M_u=67.013 KN.m**

89.36 $- \frac{67.013}{0,9 .0,28}$= -176.56 < 0

⇨ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**
(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$

$\tau_{se}=\Psi_s \cdot f_{t28}$=1.5 x 2.1 = 3.15 MPa **avec** Ψ_s=1,5 pour les aciers HA

- La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se}=\frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot U}$$

Avec : U **:** le périmètre des aciers $\Longrightarrow$ $U= 3\pi\emptyset$

- **Poutres principales** :

U =3HA14+3HA14 =(3 . 3,14 . 1,4) +(2 . 3,14 . 1,4) = 26.376 cm

$\tau_{se}=\frac{90.02 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 330 \cdot 263.76}$=1.15 MPa < τ_{se}= 3.15 MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

- **Poutres secondaires** :

U = 3HA14+2HA12 =(3 . 3,14 . 1,4) +(2 . 3,14 . 1,2) = 20.724 cm

$\tau_{se}=\frac{89.36 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 207.24}$=1.57 MPa < τ_{se}= 3.15 MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

⇨ La contrainte d'adhérence est vérifiée , donc pas de risque d'entrainement des barres **.**

❖ **Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL91 Art A6-1.2.1)**

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.

$$L_s=\frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

avec : τ_{su}=0,6 . Ψ_{s^2} . f_{t28} = 0,6 $(1,5)^2$. 2,1 = 2,835 MPa

Pour **Ø12:** l_s=42.33 cm

Pour **Ø14:** l_s=46.38 cm

Les règles du **(Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré l'lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0.4 ls pour les aciers H.A.

Pour $\emptyset\mathbf{12}$: l_a= 16.93cm

Pour $\emptyset\mathbf{14}$: l_a=19.75 cm

- Selon **le BAEL 91** , le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

- **<u>Poutres principales</u>** :

$\emptyset_l$ **:** soit le plus petit diamètre dans le sens longitudinale.

$\emptyset_t$= min $\frac{h}{35}$, $\emptyset_l$, $\frac{b}{10}$ = min 10 , 12 , 25 Soit $\emptyset_t$=8 mm

- **<u>Poutres secondaires</u>** :

$\emptyset_t$= min $\frac{h}{35}$, $\emptyset_l$, $\frac{b}{10}$ = min 8,75 ; 12 ; 25 Soit $\emptyset_t$=8 mm

On optera pour un cadre et un étrier Soit $\mathbf{A_t}$**= 4HA8 = 2.01 cm²** pour toutes les poutres.

❖ **<u>Calcul des espacements</u> :**

➢ **<u>Zone nodale</u> (appuis) :** $\boldsymbol{S_t \leq}$ **(min** $\frac{\boldsymbol{h}}{\mathbf{4}}$ **,** $\mathbf{12}\emptyset_l$ **,** $\boldsymbol{30\ cm}$**)**

- **Poutres principales (25x35) :** $S_t \leq$ min (8,75 ; 12 x 1,2 ; 30 cm) soit $S_t = 7cm$

- **Poutres secondaires (25x30) :** $S_t \leq$ min (7,5 ; 12 x 1,2 ; 30 cm) soit $S_t = 7cm$

➢ **<u>Zone courante</u> (travée) :** $\boldsymbol{S_t \leq}$ $\frac{\boldsymbol{h}}{\mathbf{2}}$

- **Poutres principales (25x35) : :** $S_t \leq$ $\frac{35}{2}$ = 17,5 cm soit S_t=15cm
- **Poutres secondaires (25x30) : :** $S_t \leq$ $\frac{30}{2}$ = 15 cm soit S_t=15cm

VII-1-5 Vérifications à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette Vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

- Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$ avec $\rho = \frac{100\,.A}{b\,.d}$

Et à partir des tableaux , on extrait les valeurs de β_1 et K_1

La contrainte dans l'acier est $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 .d\,.\,A}$

Avec :

A : armatures adoptées

- **Les résultats des vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants** :
  - **Poutres principales :**

⇨ **Travée :**

Niveaux	M_s^{max} (KN.m)	A(cm²)	ρ	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Zone I	**9.725**	**7.69**	**0.932**	**0.864**	**21.76**	**44.35**	**2.04**	**15**	**348**	**OK**
Zone II	**7.825**	**7.69**	**0.932**	**0.864**	**21.76**	**35.69**	**1.64**			**Ok**
Zone III	**11.322**	**7.69**	**0.932**	**0.864**	**21.76**	**51.64**	**2.37**			**Ok**
Zone IV	**13.503**	**7.69**	**0.932**	**0.864**	**21.76**	**61.58**	**2.83**			**Ok**

⇨ **Appuis :**

Niveaux	M_s^{max} (KN.m)	A(cm²)	ρ	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa	Obs
Zone I	21.372	9,24	1.12	0.855	19,48	81,97	4.20	15	348	ok
Zone II	21.86	9,24	1.12	0.855	19.48	84,07	4.31			ok
Zone III	29.516	9,24	1.12	0.855	19.48	113,52	5.82			ok
Zone IV	35.724	9,24	1.12	0.855	19.48	137,4	7,05			ok

➢ **Poutres secondaires :**

⇨ **Travée :**

Niveaux	M_s^{max} (KN.m)	A(cm²)	ρ	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa	Obs
Zone I	6.239	4.62	0.66	0.881	27.02	54.74	2.03	15	348	ok
Zone II	13.711	4.62	0.66	0.881	27.02	120.31	4.45			ok
Zone III	19.666	4.62	0.66	0.881	27.02	172.56	6.39			ok
Zone IV	22.82	4.62	0.66	0.881	27.02	200.23	7.41			ok

⇨ **Appuis :**

Niveaux	M_s^{max} (KN.m)	A(cm²)	ρ	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa	Obs
Zone I	9.394	6.88	0.982	0.862	21.23	58,71	2.76	15	348	OK
Zone II	19.334	6.88	0.982	0.862	21.23	120,83	5.69			OK
Zone III	27.062	6.88	0.982	0.862	21.23	169,13	7.96			OK
Zone IV	30.677	6.88	0.982	0.862	21.23	191,73	9,03			OK

- **<u>État limite de déformation (flèche) :(Art B.6.5.1 BAEL91)</u>**

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.

Dans notre cas la flèche est donnée par **L'ETABS :**

- **<u>Sens (xx)</u> : f=0.014 cm**

  La flèche admissible : $f = \frac{L}{500}$

  f=0.014 cm < $f = \frac{L}{500} = \frac{355}{500}$ = 0.71 cm ⟹ **OK**

- **<u>Sens (yy)</u> : f=0.054 cm**

  La flèche admissible : $f = \frac{L}{500}$

  f=0.054 cm < $f = \frac{L}{500} = \frac{420}{500}$ = 0.84 cm ⟹ OK

⇨ **La flèche est vérifiée .**

VII-2/ Les poteaux :

VII-2-1/ INTRODUCION :

Les poteaux sont calculés en **flexion composée** dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

ELU…… $1.35\,G + 1.5\,Q$

ELS…… $G + Q$

RPA2003…… $G + Q \pm E$

$0.8\,G \pm E$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

-Effort normal maximal et le moment correspondant.

-Effort normal minimal et le moment correspondant.

-Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	σ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	400	400

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- ✓ Section partiellement comprimée **(SPC)**
- ✓ Section entièrement comprimée **(SEC).**
- ✓ Section entièrement tendue **(SET).**

VII-2-2/ Recommandation du RPA 2003 :

❖ **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- **Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % de la section transversale de béton (Zone IIa)**

Poteau (50×50)……..... Amin = 0.008 × 50 × 50 = 20 cm^2

Poteau (45×45)…….... Amin = 0.008 ×45× 45 = 16.2cm^2

Poteau (40×40)…….... Amin =0.008 × 40 × 40 =12.8 cm^2

Poteau (35×35)…….... Amin = 0.009 × 35 × 35 = 9.8cm^2

- **Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%** .

Poteau (50×50)…….. Amin = 0.04 × 50× 50 = 100 cm^2

Poteau (45×45)…….. Amin = 0.04 × 45 × 45= 81cm^2

Poteau (40×40)…….. Amin = 0.04 × 40 × 40 = 64cm^2

Poteau (35×35)…….. Amin = 0.04 × 35× 35 = 49cm^2

- **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% .**

Poteau (50×50)……. Amin = 0.06 × 50× 5 = 181.5 cm^2

Poteau (45×45)……. Amin = 0.06 × 45× 45= 150 cm^2

Poteau (40×40)……. Amin = 0.06 × 40 × 40 = 96 cm^2

Poteau (35×35)……..Amin = 0.06 × 35 × 35 = 73.5cm^2

-Le diamètre minimal des aciers est de **∅12**

-La longueur de recouvrement minimal $\mathbf{L_R}$**=40** $\emptyset_l^{min}$ **(zone IIa)**

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

L = 25 cm (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

VII-2-3 / calcul du ferraillage :

❖ **Armatures longitudinales :**

Etape de calcul en flexion composée :

✓ **Calcul du centre de pression :**

$e_u = \frac{M_u}{N_u}$ ⟹ **Deux cas peuvent se présenter :**

➢ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$\mathbf{e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{2} - c}$$

$$\boldsymbol{N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81\frac{c'}{h}).b h^2 f_{bc}}$$

Avec :

$\boldsymbol{M_f}$**:** Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$\mathbf{M_f} = N_u.g = N_u(\frac{h}{2} - c + e) = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$

-**Calcul des armatures :**

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}}$$

-Si $\boldsymbol{\mu \leq \mu_l}$=0.392 la section est simplement armée (**SSA**)

$A_l = \frac{M_f}{\beta.d\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

D'où la section réelle est $A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\gamma_s}$

- (-) si N effort de compression
- (+) si N effort de traction

-Si $\boldsymbol{\mu \geq \mu_l}$=0.392 la section est doublement armée (**SDA**)

On calcul :

$$\mathbf{M_r=\mu_l b d^2 f_{bu}}$$

$$\mathbf{\Delta M=M_f-M_r}$$

Avec :

Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\mathbf{A_l=\frac{M_r}{\beta_r.d.\sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}}$$

$$\mathbf{A'=\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}}$$

La section réelle d'armature est $\mathbf{A'_s=A'}$, $\mathbf{A_s=A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}}$

- **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$\boldsymbol{e_u=\frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2}-c}$$

$$\boldsymbol{N_u(d-c')-M_f > (0.337-0.81\frac{c'}{h}).b h^2 f_{bc}}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- **1erCas :**

Si **Nu.(d-c')-** $\boldsymbol{M_f \geq (0.5-\frac{h}{d})\, bh^2 f_{bc}}$ la section est doublement armée

$\boldsymbol{A_s > 0}$ **et As' >0**

-**la section d'armature :**

$$\begin{cases} A_s' = \dfrac{M_f(d-0{,}5h)bhf_{bc}}{(d-c')\sigma_s} \\ A_s = \dfrac{Nu - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_s' \end{cases}$$

- **2^{eme}Cas :**

Si **Nu.(d-c') - M_f < (0.5 − $\frac{h}{d}$) bh²f_{bc}** la section est simplement armée **AS > 0 et As' = 0**

$$A_s = \frac{Nu - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 - \frac{N_u(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

- **Remarque :**

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u}$ =0 (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A_s = \frac{Nu - Bf_{bc}}{\sigma_s}$

avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σs: Contrainte de l'acier

VII-2-4/ Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **« Socotec».** 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 ,1^{er} étage
- **ZONE II :** 2^{eme} , 3^{eme} , 4^{eme} étage
- **ZONE III :** 5^{eme} , 6^{eme} , 8^{eme} étage
- **ZONE IV :** 8^{eme} **,** 9^{eme} , 10^{eme} étage

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ **Tableaux récapitulatifs de ferraillage de poteaux par zone :**

➢ **Sens longitudinal x-x:**

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	obs	A_s' (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix Des barres
ZONE I	50x50	N_{max} =655.74	M_{cor} =6.504	0.99	SEC	0	0	20	20.35	4HA16 + 8HA14
		N_{min} =-1825.05	M_{cor} =-11.243	0.61	SEC	0	0			
		N_{cor} =-333.17	M_{max} =40.502	12.15	SEC	0	0			
ZONE II	45x45	N_{max} =276.5	M_{cor} =5.845	2.11	SEC	0	0	16.2	18.47	12HA14
		N_{min} =-1166.72	M_{cor} =-7.186	0.61	SEC	0	0			
		N_{cor} =-225.17	M_{max} =40.232	17.86	SEC	0	0			
ZONE III	40x40	N_{max} =62.27	M_{cor} =2.623	4.21	SEC	0	0	12.8	15.20	4HA14 + 8HA12
		N_{min} =-754.93	M_{cor} =-8.933	1.18	SEC	0	0			
		N_{cor} =-134.08	M_{max} =37.517	27.98	SPC	0	1.01			
ZONE IV	35x35	N_{max} =31.74	M_{cor} =1.236	3.89	SEC	0	0	9.8	10.67	4HA14 + 4HA12
		N_{min} =-374.11	M_{cor} =-8.562	2.28	SEC	0	0			
		N_{cor} =-50.92	M_{max} =32.802	64.41	SPC	0	2.23			

Tableau VII-2-1 : Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x)

➢ **Sens transversal y-y :**

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	obs	A_s' (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix Des barres
ZONE I	50x50	N_{max} =655.74	M_{cor} =-2.532	0.38	SEC	0	0	20	20.35	4HA16 + 8HA14
		N_{min} =-1825.05	M_{cor} =-46.268	2.53	SEC	0	0			
		N_{cor} =428.93	M_{max} =46.168	10.76	SEC	0	0			
ZONE II	45x45	N_{max} =276.5	M_{cor} =9.3	3.36	SEC	0	0	16.2	18.47	12HA14
		N_{min} =-1166.72	M_{cor} =2.106	0.18	SEC	0	0			
		N_{cor} =-499.91	M_{max} =36.701	7.34	SEC	0	0			
ZONE III	40x40	N_{max} =62.27	M_{cor} =4.354	6.99	SEC	0	0	12.8	15.20	4HA14 + 8HA12
		N_{min} =-754.93	M_{cor} =4.147	0.54	SEC	0	0			
		N_{cor} =-335.14	M_{max} =36.255	10.81	SEC	0	0			

ZONE IV	**35x35**	N_{max} =31.74	M_{cor} =1.54	4.85	SEC	0	0	**9.8**	**10.67**	**4HA14 + 4HA12**
		N_{min} =-374.11	M_{cor} =5.351	1.43	SEC	0	0			
		N_{cor} =-72.53	M_{max} =49.15	64.41	SPC	0	3.52			

Tableau VII-2-2 : Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y)

❖ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_1 . f_e}$$

Avec :

A_t: Section d'armature transversale

Vu: Effort tranchant de calcul

h_1**:** hauteur totale de la section brute

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a \begin{cases} \textbf{2.5} & \textbf{si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \textbf{3.75} & \textbf{si} \quad \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$ $I_f = 0.70 l_o$

λ_g**:** L'élancement géométrique du poteau.

If : la longueur du flambement du poteau.

l_o : hauteur libre du poteau**.**

a,b : dimensions de section droite du poteau.

St : espacement des armatures transversales.

- La quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{b.S_t}$ en%est donnée comme suite :

  $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{min} = 0.3\%$

  $\lambda_g \leq 3$, $A_t^{min} = 0.8\%$

  $3 < \lambda_g < 5$ interpolation entre les valeurs limites du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ∅ minimum.

VII-2-5 / <u>Vérification à l'ELU :</u>

<u>1- Détermination des armatures transversales :</u>

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambements.

D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales « ϕt » est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armature longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t = \frac{1}{3}\emptyset_l^{max}$$

<u>avec</u> :

$\emptyset_l^{max}$ **:** le diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\emptyset_t = \frac{1}{3} \times 1.6 = 5.33mm$ soit $\emptyset_t$ **=8mm**

2- <u>Espacement des armatures :</u>

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

-<u>En zone nodale :</u>

$S_t \leq$ Min($10\emptyset_l^{min}$;15cm) Zone IIa

$S_t \leq$ Min(10x1,2 ; 15cm) **St = 10 cm**

-<u>En zone courante :</u>

$S_t \leq 15\emptyset_l^{min}$ Zone IIa

$S_t \leq$ **18cm** **St = 15 cm**

Avec :

$\emptyset_l^{min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

3- Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

✓ **Poteaux (50x 50) :**

- **RDC :**

$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70.4,32}{0,50} = 6.04 > 5$

-Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 cm^2$

-Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\ cm^2$

- **1^{er} étage :**

$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70.3,06}{0,50} = 4.28$ Apres interpolation $A_t^{min} = 0.40\%$

-Zone nodale : $A_t^{min} = 0,0040 \times 10 \times 50 = 2\ cm^2$

-Zone courante : $A_t^{min} = 0,0040 \times 15 \times 50 = 3\ cm^2$

✓ **Poteaux (45x 45) :**

- **2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage :**

$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70.3,06}{0,45} = 4.76$ Apres interpolation $A_t^{min} = 0.36\%$

-Zone nodale : $A_t^{min} = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1,62 cm^2$

-Zone courante : $A_t^{min} = 0,0036 \times 15 \times 45 = 2,43 cm^2$

✓ **Poteaux (40x 40) :**

- **5^{eme}, 6^{eme}, 8^{eme} étage :**

$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70.3,06}{0,40} = 5,35 > 5$

-Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 ×40=1.2cm²

-Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15×40=1.8 cm²

✓ **Poteaux (35x 35) :**

- **8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage :**

$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70.3,06}{0,35} = 6,121 > 5$

-Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 ×35=1.05cm²

-Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15×35=1.575 cm²

étage	RDC	1^{er} étage	2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage	5^{eme}, 6^{eme}, 8^{eme} étage	8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage
Section (cm^2)	50x50	50x50	45x45	40x40	35x35
Effort tranchant (KN)	55.12	55.12	45.73	34.13	48.99
Elancement géométrique λg	6.04	4.28	4.76	5.35	6.12
Coefficient correcteur ρ	2.5	3.75	3.75	2.5	2.5
At en zone nodale (St=10cm) (cm^2)	0.689	1.033	0.952	0.533	0.874
At en zone courante (St=15cm) (cm^2)	1.033	1.55	1.429	0.799	1.312
Atmin en zone nodale (St=10cm) (cm^2)	1.5	2.4	1,62	1.2	1.05
Atmin en zone courante (St=15cm) (cm^2)	2.25	3,6	2,43	1.8	1.575
Section adoptée en zone nodale (cm^2)	6HA8	6HA18	6HA8	6HA8	4HA8
Section adoptée en zone courante (cm^2)	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	4HA8

Tableau VII-2-3 : Choix des armatures transversales

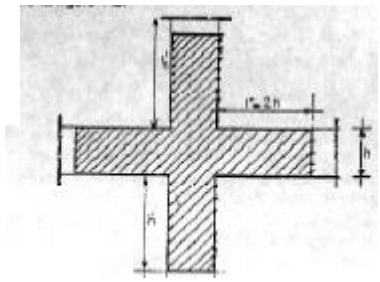
4- Délimitation la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$h' = \text{Max}(\frac{h_e}{6} ; b_1, h_1 ; 60)$

Avec :

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre



- **Poteaux 50x50 :**

✓ **1er cas : he = 4,32m**

$h' = \text{Max}(\frac{h_e}{6} ; b_1, h_1 ; 60) = \text{Max}(\frac{432-35}{6} ; 50 ; 50 ; 60) = 66.16\text{cm}$

h'=70cm

✓ **2eme cas : he = 3.06m**

$h' = \text{Max}(\frac{h_e}{6} ; b_1, h_1 ; 60) = \text{Max}(\frac{306-35}{6} ; 50 ; 50 ; 60) = 60\text{cm}$

h'=60cm

- **Poteaux 45x45 :**

$h' = \text{Max}(\frac{h_e}{6} ; b_1, h_1 ; 60) = \text{Max}(\frac{306-35}{6} ; 45 ; 45; 60) = 60\text{cm}$

h'=60cm

- **Poteaux 40x40:**

$h' = \text{Max}(\frac{h_e}{6} ; b_1, h_1 ; 60) = \text{Max}(\frac{306-35}{6} ; 40 ; 40 ; 60) = 60\text{cm}$

h'=60cm

- **Poteaux 35x35 :**

$h' = \text{Max}(\frac{h_e}{6} ; b_1, h_1 ; 60) = \text{Max}(\frac{306-35}{6} ; 35 ; 35 ; 60) = 60\text{cm}$

h'=60cm

5- La longueur minimale des recouvrements est de:

$$L_r = 40\emptyset$$

- ✓ Ø16 ⟶ $L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64cm$
- ✓ Ø14 ⟶ $L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56cm$
- ✓ Ø12 ⟶ $L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48\ cm$

6- Longueur d'ancrage:

$$L_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\overline{\tau_{su}}} \qquad \text{avec :} \qquad \overline{\tau_{su}} = 0{,}6 . \Psi_s^2 . f_{t28}$$

Ψ_s = 1.5 pour les HA

f_{t28}=2.1Mpa

- ✓ Pour les **HA 16** ⟶ $L_s = \frac{1{,}6 \ . \ 400}{4(0{,}6 \ . \ 1{,}5^2 \ . \ 2{,}1)} = 56{,}43cm$
- ✓ Pour les **HA 14** ⟶ $L_s = \frac{1{,}4 \ . \ 400}{4(0{,}6 \ . \ 1{,}5^2 \ . \ 2{,}1)} = 49{,}38cm$
- ✓ Pour les **HA 12** ⟶ $L_s = \frac{1{,}2 \ . \ 400}{4(0{,}6 \ . \ 1{,}5^2 \ . \ 2{,}1)} = 42{,}32cm$

7- Vérification au cisaillement (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\boldsymbol{\tau_{bu} = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b . f_{c28}}$

$\gamma_g \geq 5$ $\quad \rho_b = 0.075$

$\gamma_g < 5$ $\quad \rho_b = 0.04$

- Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	Section (cm^2)	T_u (KN)	b (cm)	h (cm)	γ_g	ρ_b	τ_{bu} (Mpa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (Mpa)	vérification
RDC	50x50	55,12	50	50	6,04	0,075	0,22	1,875	ok
1^{er} étage	50x50	55,12	50	50	4,28	0,04	0,22	1	ok
2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage	45x45	45,73	45	45	4,76	0,04	0,225	1	ok
5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage	40x40	34,13	40	40	5,35	0,075	0,21	1,875	ok
8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage	35x35	48,99	35	35	6,12	0,075	0,39	1,875	ok

Tableau VII-2-4: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

VII-2-6/ Vérification à L'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

1-Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A > A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \cdot d.b$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinal x-x:**

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (m)	d (cm)	b (cm)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	obs
ZONE I	50x50	N_{max} =-378	M_{cor} =1,011	0.0026	48	50	**5,61**	**20.35**	**ok**
		N_{min} =-1117,95	M_{cor} =-0,006	0,00005			**5,62**		
		N_{cor} =545,93	M_{max} =17,938	0 ,032			**5,59**		
ZONE II	45x45	N_{max} =229,25	M_{cor} =1,225	0,0053	43	45	**3,63**	**18.47**	**ok**
		N_{min} =-850,01	M_{cor} =-5,185	0,006			**3,63**		
		N_{cor} =-342,35	M_{max} =16,982	0,0496			**3,60**		
ZONE III	40x40	N_{max} =-104,51	M_{cor} =0,013	0,00012	38	40	**2,23**	**15.20**	**ok**
		N_{min} =-549,97	M_{cor} =-6,392	0,0116			**2,22**		
		N_{cor} =--184,38	M_{max} =18,7	0,101			**2,18**		
ZONE IV	35x35	N_{max} =-18,72	M_{cor} =1,051	0,0561	33	35	**1,26**	**10.67**	**ok**
		N_{min} =-272,63	M_{cor} =-6,132	0,0224			1,27		
		N_{cor} =-60,91	M_{max} =19,075	0,313			1,18		

Tableau VII-2-5 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens (x-x)

- **Sens transversal y-y :**

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (m)	d (cm)	b (cm)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	obs
ZONE I	50x50	N_{max} =-378	M_{cor} =1,383	0.0036	48	50	**5,61**	**20.35**	**ok**
		N_{min} =-1117,95	M_{cor} =-0,459	0,0004			**5,61**		
		N_{cor} =-545,93	M_{max} =17,938	0 ,032			**5,59**		
ZONE II	45x45	N_{max} =-229,25	M_{cor} =2,047	0,0089	43	45	**3,63**	**18.47**	**ok**
		N_{min} =-850,01	M_{cor} =1,523	0,0017			**3,63**		
		N_{cor} =-393,07	M_{max} =10,3	0,020			**3,62**		
ZONE III	40x40	N_{max} =-104,51	M_{cor} =2,407	0,023	38	40	**2,22**	**15.20**	**ok**
		N_{min} =-549,97	M_{cor} =3,006	0,0054			**2,22**		
		N_{cor} =--156	M_{max} =9,083	0,058			**2,20**		
ZONE IV	35x35	N_{max} =-18,72	M_{cor} =-3,262	0,174	33	35	**1,22**	**10.67**	**ok**
		N_{min} =-272,63	M_{cor} =3,882	0,014			1,27		
		N_{cor} =-52,691	M_{max} =12,938	0,245			1,20		

Tableau VII-2-6 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens (y-y)

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car **A adopté> Amin**

3-Vérification des contraintes :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- On a deux cas à vérifier, en flexion composée à l'ELS :
  - ✓ Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ la section est entièrement comprimée
  - ✓ Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ la section est partiellement comprimée

➢ **Cas où la section est partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : y1 = y2 + lc

y1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

lc : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

avec :

$lc = \frac{h}{2} - e_s$

$p = -3p \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c'}{b}$

$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c')^2}{b}$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ: $\Delta = q^2 + \frac{4_p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$ ⟶ $t = 0{,}5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$ ⟶ $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si $\Delta < 0$ ⟶ l'équation admet trois racines

$\mathbf{y_2^1}$= a.cos $(\frac{\alpha}{3})$; $\mathbf{y_2^2}$= a.cos $(\frac{\alpha}{3}+\frac{2\pi}{3})$; $\mathbf{y_2^3}$= a.cos $(\frac{\alpha}{3}+\frac{4\pi}{3})$

Avec:

$\boldsymbol{\alpha}$= arccos$(\frac{3.q}{2.p}\times\sqrt{\frac{3}{\pi}})$; a=$2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : 0<y1 = y2 + l<h

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc}=\frac{y_2\times N_s}{l}\times y_1$

- **Cas où la section est entièrement comprimée :**

La section total homogène est : Bo =bh + 15(A_s+$A_s^{'}$)

Le moment d'inerties de la section totale homogène : I= $\frac{b}{3}$ (V_1^3+V_2^3)+15[$A_s(V_1-c)^2$+$A_s(V_1-c)^2$]

V_1=$\frac{1}{B_0}$[$\frac{bh^2}{2}$ +15($A_s.c^{'}$+$A_s^{'}.d$)]

V_2=h-V_1

On doit vérifier alors :

$\sigma_{b1} \leq (\frac{N_s}{B_0}+\frac{M_s}{I}V_1)\leq \overline{\sigma_{bc}}$=15Mpa

$\sigma_{b2} \leq (\frac{N_s}{B_0}+\frac{M_s}{I}V_2)\leq \overline{\sigma_{bc}}$=15Mpa

Puisque $\boldsymbol{\sigma_{b1} < \sigma_{b2}}$, donc il suffit de vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{b1} < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa}$

Ns : Effort de compression à l'ELS

Ms : Moment fléchissant à l'ELS

Bo : Section homogénéisée.

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

- **Sens longitudinal (x-x) :**

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	nature	$\sigma_{bc_{sup}}$	$\sigma_{bc_{inf}}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{s_{sup}}$	$\sigma_{bc_{inf}}$	σ_s
ZONE I	50x50	N_{max} =-378	M_{cor} =1,011	0.0026	SEC	1,43	1,35	**15**	21,4	20,3	**348**
		N_{min} =-1117,95	M_{cor} =-0,006	0,00005	SEC	4,12	4,12	**15**	61,8	61,8	**348**
		N_{cor} =545,93	M_{max} =17,938	0 ,032	SEC	2,71	1,31	**15**	39,9	20,5	**348**
ZONE II	45x45	N_{max} =229,25	M_{cor} =1,225	0,0053	SEC	1,1	0,97	**15**	16,5	14,7	**348**
		N_{min} =-850,01	M_{cor} =-5,185	0,006	SEC	3,57	4,13	**15**	53,9	61,5	**348**
		N_{cor} =-342,35	M_{max} =16,982	0,0496	SEC	2,46	0,64	**15**	35,7	10,8	**348**
ZONE III	40x40	N_{max} =-104,51	M_{cor} =0,013	0,00012	SEC	0,59	0,59	**15**	8,92	8,89	**348**
		N_{min} =-549,97	M_{cor} =-6,392	0,0116	SEC	2,64	3,61	**15**	40,4	53,4	**348**
		N_{cor} =--184,38	M_{max} =18,7	0,101	SPC	2,51	0	**15**	35,3	-4,98	**348**
ZONE IV	35x35	N_{max} =-18,72	M_{cor} =-1,051	0,0561	SEC	0,26	0,02	**15**	3,65	0,51	**348**
		N_{min} =-272,63	M_{cor} =6,132	0,0224	SEC	1,33	2,71	**15**	21,1	39,4	**348**
		N_{cor} =-60,91	M_{max} =19,075	0,313	SPC	3,57	0	**15**	45	-87	**348**

Tableau VII-2-7 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)

- **Sens transversal y-y :**
-

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	nature	$\sigma_{bc_{sup}}$	$\sigma_{bc_{inf}}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{s_{sup}}$	$\sigma_{bc_{inf}}$	σ_s
ZONE I	50x50	N_{max} =-378	M_{cor} =1,383	0.0036	SEC	1,45	1,34	**15**	21,6	20,1	**348**
		N_{min} =-1117,95	M_{cor} =-0,459	0,0004	SEC	4,14	4,1	**15**	62	61,5	**348**
		N_{cor} =-545,93	M_{max} =17,938	0 ,032	SEC	2,71	1,31	**15**	39,9	20,5	**348**
ZONE II	45x45	N_{max} =-229,25	M_{cor} =2,047	0,0089	SEC	1,15	0,93	**15**	17,1	14,1	**348**
		N_{min} =-850,01	M_{cor} =1,523	0,0017	SEC	3,93	3,77	**15**	58,8	56,6	**348**
		N_{cor} =-393,07	M_{max} =10,3	0,020	SEC	2,78	1,68	**15**	41	25,9	**348**
ZONE III	40x40	N_{max} =-104,51	M_{cor} =2,407	0,023	SEC	0,78	0,41	**15**	11,4	6,46	**348**
		N_{min} =-549,97	M_{cor} =3,006	0,0054	SEC	3,35	2,9	**15**	49,9	43,8	**348**
		N_{cor} =--156	M_{max} =9,083	0,058	SPC	1,57	0,2	**15**	22,5	4,05	**348**

ZONE IV	**35x35**	N_{max} =-18,72	M_{cor} =-3,262	0,174	SEC	0	0,61	**15**	-8,24	8,16	**348**
		N_{min} =-272,63	M_{cor} =3,882	0,014	SEC	2,45	1,58	**15**	36,1	24,5	**348**
		N_{cor} =-52,691	M_{max} =12,938	0,245	SPC	2,44	0	**15**	31,4	-49	**348**

Tableau VII-2-8 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)

❖ **Conclusion :**

Après touts calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Zone	Section (cm^2)	A adopté
Zone I	50x50	**4HA16+8HA14**
Zone II	45x45	**12HA14**
Zone III	40x40	**4HA14+8HA12**
Zone IV	35x35	**4HA14+4HA12**

Tableau VII-2-9 : Ferraillage finale des poteaux.

VII-3 /Les voiles :

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 séisme **(E).**

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 doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

- **Zone I** : RDC , étage 1
- **Zone II:** Etage , 2, 3, 4
- **Zone III** : Etage 5, 6 ,7 .
- **Zone III** : Etage 8 , 9 , 10 .

❖ **Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

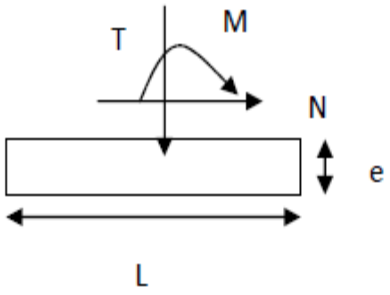
selon BAEL 91 { **1.35 G + 1.5 Q** ; **G + Q**

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G+Q \pm E \\ 0{,}8\ G \pm E \end{cases}$

VII-3-1 / Exposé de la méthode :

Méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \text{ (compression)} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \text{ (traction)} \end{cases}$$



Avec

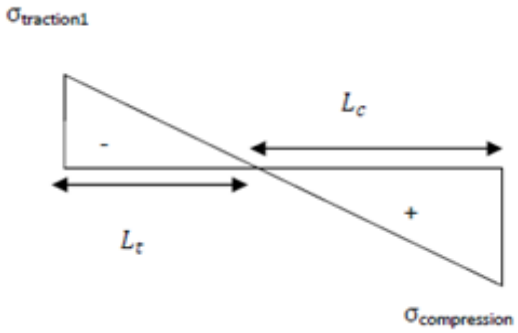
B : section du voile. **B =L×e**

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $\mathbf{V=\frac{L_{voile}}{2}}$

a- Largeur de a zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_{c+}\ \sigma_t}.L$$



b- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

c- calcul de la longueur :

$$d = \frac{L_t}{2}$$

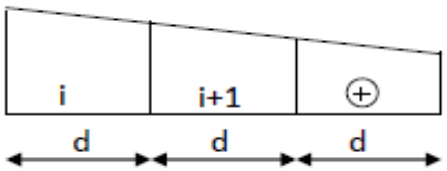
En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **(SEC).**
- Section partiellement comprimé (**SPC).**
- Section entièrement tendue **(SET).**

1. **Armatures verticales :**

➢ **entièrement comprimée (SEC) :**

a. effort normal :



$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \, d \, .e \\ N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{b} \, d \, .e \end{cases}$$

Avec : **e**: épaisseur du voile

$$\mathbf{A_{vt} = \frac{N_i - \beta \, .f_{bc}}{\sigma_s}}$$

$\boldsymbol{\sigma_s}$:Contrainte de l'acier.

B : section du voile

$\mathbf{f_{bc}}$:Contrainte de calcul dans le béton

c. Armatures minimales :

$A_{min} \geq 4\ cm^2$ /ml..... **(Art A.8.1.21BAEL91modifiées 99).**

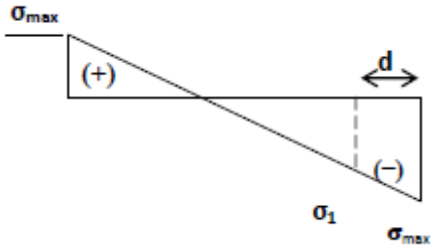
$0{,}2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0{,}5\ \%$.....(**Art A.8.1.21BAEL91modifiées 99).**

➢ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

a. Effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \, d \, .e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} d \, .e$$



b. Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

c. <u>Armatures minimales</u> : (BAEL art A4.2.1).

$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$**……(Condition non fragilité BAEL Art 4.2.1)**

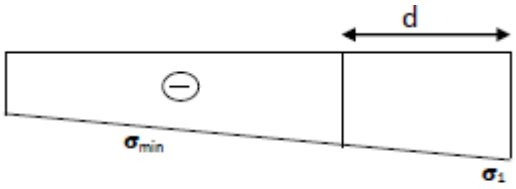
$A_{min} \geq 0.002$ B**…(Section min du RPA Art7.7.4.1)**

Donc $\boldsymbol{A_{min} \geq \max\left[\frac{B\, f_{t28}}{f_e} ; 0.002\, B\right]}$

- **<u>Section entièrement tendue</u> (SET)**

a. <u>effort normal</u> :

$$\begin{cases} \boldsymbol{N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\, d\, .e} \\ \boldsymbol{N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{b}\, d\, .e} \end{cases}$$



b. <u>Section d'armature</u> :

$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

c. <u>Armatures minimales</u> : (BAEL art A4.2.1).

$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$…… **(Condition non fragilité BAEL Art 4.2.1)**

$A_{min} \geq 0.002$ B… **(Section min du RPA Art7.7.4.1)**

Donc $\boldsymbol{A_{min} \geq \max\left[\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B\right]}$

2- <u>Armatures horizontales</u> :

Les armatures horizontales doivent êtres munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$A_h = \frac{A_v}{4}$ ……. **Exigence du BEAL 91(Art A8.2.4/BAEL91mod99**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_h \geq 0.15$ % B Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10$ % B zone courante

⇨ **(Exigence du RPA99V2003(Art7.7.4.1/RPA99V2003)**

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

Avec :

B : section du béton.

A_v : Section d'armature verticale

3- <u>Armatures transversales</u> :

-Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression

d'après l'article **(7.7.4.3du RPA 2003)**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

<u>4-Armatures de couture :</u>

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$A_{vj} = \frac{T}{f_e}$ avec $T=1.4\ V_u$

Vu : 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.

5- <u>Armature pour les potelets</u> :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **≥ 4HA10** ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6- <u>Disposition constructives</u> :

a. <u>Espacement</u> :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire

$S_t \leq \min\{1.5\,e\ ;\ 30cm\}$ ⟹ **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

<u>Avec :</u>

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**.

b. <u>Longueur de recouvrement :</u>

Elle doit être égale à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c. <u>Diamètre maximal :</u>

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

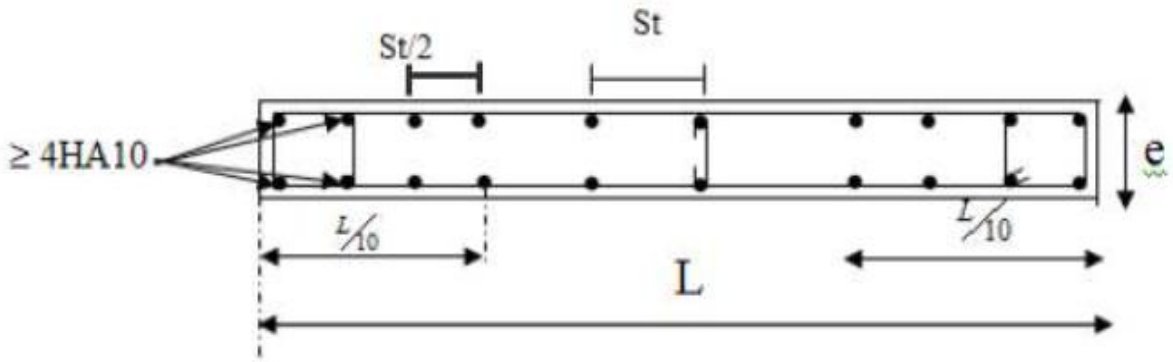


Figure VII-3-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII-3-2 / Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Pour cette état, on considère N_s= G+Q

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\text{MPa}$

Avec :

Ns: Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement «dans l'acier » :**

➢ **D'après le RPA99/V2003 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\tau_b = \frac{V}{e.d} \leq \overline{\tau_b} = 0{,}2\ f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

e : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le **BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$\overline{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement **(Art 5.1, 211/BAEL91 modifiées 99).**

$\overline{\tau_u}$ = min $\left[0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right]$ = 2.5 MPa**…….. pour la fissuration peu préjudiciable.**

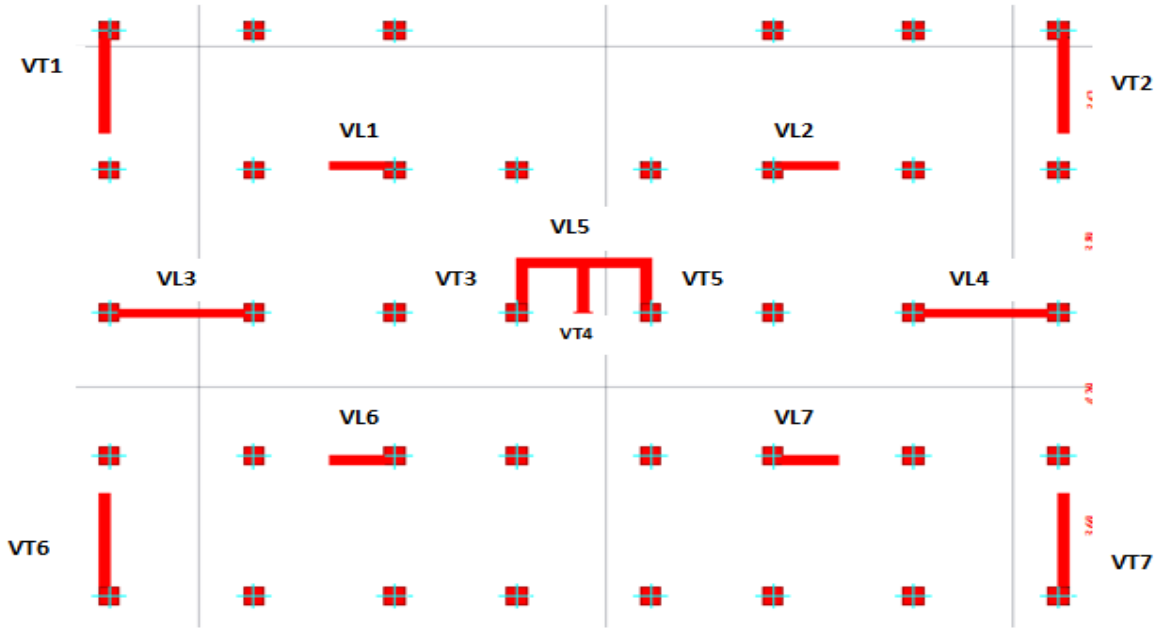


Figure VII-3-2 : Disposition des voiles

❖ **Exemple de calcul : (voile VL1 du RDC) :**

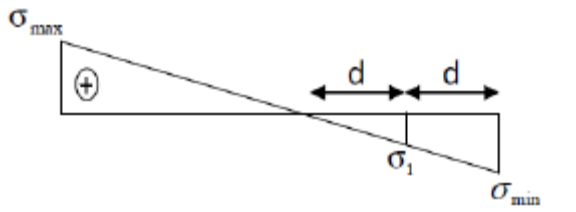
Soit à calculer le ferraillage du voile **VL1** de longueur **L= 1.5m (ZoneI)** et d'épaisseur e=0.25m.

B=0.375 m^2

I= $\frac{e\ x\ l^3}{12}$ = 0,07 m^4

V=V' = $\frac{l}{2}$ = 0,75 m

$\begin{cases} \sigma_{max} = 1288.48 \text{ KN/}m^2 \\ \sigma_{min} = -6744.96 \text{KN/}m^2 \end{cases}$ ⟹ **Section partiellement comprimée**



-

- **<u>Calcul de la longueur comprimée</u> :**

$L_c = \frac{1288.48}{1288.48+6744.96} \text{ x } 1.5 = 0,24 \text{ m}$

Donc $L_t = L - L_c = 1.5 - 0.24 = 1.26$ m

- **<u>Détermination de la longueur de la bande « d »</u> :**

$d = \frac{Lt}{2} = 0,63$ m

  - **<u>1ere bande</u>: d_1=0.63 m**

- **<u>Calcule de σ_1:</u> (théorème des deux triangles semblable)**

$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}\,(L_t - d)}{L_t} = 3372.480 \text{ KN/}m^2$

$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2}.d.e = 796.38$ KN

- **<u>Armatures verticales</u> :**

$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 19.91\ cm^2$

- **2ème bande: d_2=0.63 m**

$N_2 = \frac{\sigma_1}{2}$x d.e = 265.460 KN

- **Armatures verticales :**

$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s}$ = 6.64 cm^2

- **Armatures de coutures :**

$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$ avec T=1.4 V_u = 1.4 x 245,47=343,658 KN

$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$ = 9.45 cm^2

✓ **Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :**

$\mathbf{A_1 = \frac{A_{v1}}{1} + \frac{A_{vj}}{4}}$ **= 22.27 cm^2/bande**

$\mathbf{A_2 = \frac{A_{v2}}{1} + \frac{A_{vj}}{4}}$ **= 9 cm^2 / bande**

- **Armatures minimales :**

Donc $A_{min} \geq \max\left[\frac{Bf_{t28}}{f_e} ; 0.002B\right]$=[8,26 ; 3.15]= **8.26 cm^2**

A_{v1}= 19.91 cm^2 > A_{min} =8.26 cm^2 => On doit ferrailler avec A_{v1}

A_{v2}= 6.64 cm^2 < A_{min} =8.26 cm^2 =>On doit ferrailler avec A_{min}

- **Armatures verticales adoptée /nappe /bande :**

Bande 1 = 24.12 cm^2→ 6HA 16 par nappe avec un espacement S_t =20cm

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

✓ **Vérification des contraintes :**

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Pour cette état, on considère N_s**= G+Q = 4393.9 KN**

$\sigma_{bc}=\frac{N_s}{B+15A}$ =10.34 MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}}$=0,6 f_{c28}=15MPa ⟹ **condition vérifiée .**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement «dans l'acier » :**

➢ **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$\tau_b = \frac{T}{e.d}$ = 1.018 MPa $\leq \overline{\tau_b}$ = 0,2 f_{c28}= 5MPa ⟹ **condition vérifiée** .

➢ **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)**.

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$\overline{\tau_u}$ **:** Contrainte de cisailleme nt (Art 5.1, 211/BAEL91 modifiées 99).

$\overline{\tau_u}$ = min $\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right]$ = 2,5 MPa**…….. pour la fissuration peu préjudiciable .**

$\tau_u = \frac{V_u}{e.d}$ = 0.727 MPa $\leq \overline{\tau_u}$ = 2,5 MPa ⟹ **condition vérifiée .**

➢ **Ferraillage VL1 , VL2 , VL6 , VL7 :**

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,5	1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,375	0,375	0,375	0,375
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1288,48	537,68	1551,09	3619,85
	σ_{min} [KN/m²]		-6744,96	-4789,83	-4184,53	-4658,46
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		245,47	170,13	171,76	144,82
	L_t(m)		1,26	1,35	1,09	0,84
	L_c(m)		0,24	0,15	0,41	0,66
	d (m)		0,630	0,674	0,547	0,422
	σ_1 [KN/m²]		3372,480	2394,915	2092,265	2329,230
	N (kN)	N_1	796,38	605,59	429,31	368,64
		N_2	265,460	201,863	143,105	122,881
	A_v (cm²)	A_{V1}	**19,91**	**15,14**	**10,73**	**9,22**
		A_{V2}	**6,64**	**5,05**	**3,58**	**3,07**
	A_{vj} (cm²)		9,45	6,55	6,61	5,58
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**22,27**	**16,78**	**12,39**	**10,61**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**9**	**6,68**	**5,23**	**4,47**
	A_{min} (cm²)		8,26	8,85	7,18	5,54
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**25,12**	**16,08**	**12,3**	**12,3**
		Bande 2	**9,24**	**9,24**	**9,24**	**6,78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2 x 4HA20**	**2 x 4HA16**	**2 x 4HA14**	**2 x 4HA14**
		Bande 2	**2 x 3HA14**	**2 x 3HA14**	**2 x 3HA14**	**2 x 3HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,72	5,06	4,10	3,17
	A_H /nappe (cm²)		6,28	4,02	3,08	3,08
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12/nappe**	**6HA12/nappe**	**6HA10/nappe**	**6HA10/nappe**
	ep =25cm		**(A=6,78cm²)**	**(A=6,78cm²)**	**(A=4,71cm²)**	**(A=4,71cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversales		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,727	0,504	0,509	0,429
		τ_b(MPa)	1,018	0,706	0,712	0,601
	ELS	N_s (kN)	4393,9	3793,37	2799,08	1549,22
		σ_b(MPa)	**10,30**	**9,19**	**6,87**	**3,84**

➢ **Ferraillage VL3 , VL4 :**

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,55	3,55	3,55	3,55
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,8875	0,8875	0,8875	0,8875
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2931,06	1491	2236,57	4789,42
	σ_{min} [KN/m²]		-6511,28	-4409,12	-4000,95	-5291,07
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		947,58	693,99	420,4	240,69
	L_t(m)		2,45	2,65	2,28	1,86
	L_c(m)		1,10	0,90	1,27	1,69
	d (m)		1,224	1,326	1,139	0,932
	σ_1 [KN/m²]		3255,640	2204,560	2000,475	2645,535
	N (kN)	N_1	1494,35	1096,59	854,11	924,28
		N_2	498,117	365,529	284,703	308,094
	A_v (cm²)	A_{V1}	**37,36**	**27,41**	**21,35**	**23,11**
		A_{V2}	**12,45**	**9,14**	**7,12**	**7,70**
	A_{vj} (cm²)		36,48	26,72	16,19	9,27
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**46,48**	**34,09**	**25,40**	**25,42**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**12,45**	**15,82**	**11,16**	**10,02**
	A_{min} (cm²)		16,07	17,41	14,94	12,23
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**48,24**	**36,94**	**27,14**	**27,14**
		Bande 2	**20,1**	**20,1**	**15,38**	**15,38**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2 x 12HA16**	**2 x 12HA14**	**2 x 12HA12**	**2 x 12HA12**
		Bande 2	**2 x 5HA16**	**2 x 5HA16**	**2 x 5HA14**	**2 x 5HA14**
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		9,18	9,95	8,54	6,99
	A_H /nappe (cm²)		12,06	9,24	6,79	6,79
	Choix des barres/nappe (cm²)		**8HA14/nappe**	**8HA14/nappe**	**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=12,31cm²)**	**(A=12,31cm²)**	**(A=9,05cm²)**	**(A=9,05cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	1,186	0,869	0,526	0,301
		τ_b(MPa)	1,661	1,216	0,737	0,422
	ELS	N_s (kN)	4903,54	4198,76	3032,71	1669,18
		σ_b(MPa)	**4,95**	**4,32**	**3,19**	**1,75**

➢ **Ferraillage VL5 :**

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,3	3,3	3,3	3,3
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,825	0,825	0,825	0,825
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2893,2	1821,04	1771,59	2858,67
	σ_{min} [KN/m²]		-6309,92	-4959,89	-4032,69	-3470,03
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		550,77	518,39	356,35	200,16
	L_t(m)		2,26	2,41	2,29	1,81
	L_c(m)		1,04	0,89	1,01	1,49
	d (m)		1,131	1,207	1,146	0,905
	σ_1 [KN/m²]		3154,960	2479,945	2016,345	1735,015
	N (kN)	N_1	1338,44	1122,38	866,82	588,62
		N_2	446,146	374,127	288,938	196,208
	A_v (cm²)	A_{V1}	**33,46**	**28,06**	**21,67**	**14,72**
		A_{V2}	**11,15**	**9,35**	**7,22**	**4,91**
	A_{vj} (cm²)		21,20	19,96	13,72	7,71
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**38,76**	**33,05**	**25,10**	**16,64**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**11,15**	**14,34**	**10,65**	**6,83**
	A_{min} (cm²)		14,85	15,84	15,05	11,87
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**44,22**	**33,86**	**25,17**	**17,26**
		Bande 2	**15,84**	**15,84**	**15,84**	**15,84**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2 x 11HA16**	**2 x 11HA14**	**2 x 11HA12**	**2 x 11HA10**
		Bande 2	**2 x 7HA12**	**2 x 7HA12**	**2 x 7HA12**	**2 x 7HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		8,48	9,05	8,60	6,79
	A_H /nappe (cm²)		11,06	8,47	6,29	4,32
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA16/nappe**	**6HA14/nappe**	**6HA14/nappe**	**6HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=12,06cm²)**	**(A=9,23cm²)**	**(A=9,23cm²)**	**(A=6,78m²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,742	0,698	0,480	0,270
		τ_b(MPa)	1,038	0,977	0,672	0,377
	ELS	N_s (kN)	1515,01	1239,06	884,14	489,59
		σ_b(MPa)	**1,66**	**1,38**	**1,00**	**0,56**

➢ **Ferraillage VT1 , VT2 , VT6 , VT7 :**

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3	3	3	3
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,75	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		5127,17	2727,32	1377,84	3017,78
	σ_{min} [KN/m²]		-8882,61	-5583,99	-3205,26	-3753,18
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1315,31	1066,06	711,09	422,76
	L_t(m)		1,90	2,02	2,10	1,66
	L_c(m)		1,10	0,98	0,90	1,34
	d (m)		0,951	1,008	1,049	0,831
	σ_1 [KN/m²]		4441,305	2791,995	1602,630	1876,590
	N (kN)	N_1	1583,95	1055,15	630,46	585,11
		N_2	527,984	351,715	210,154	195,038
	A_v (cm²)	A_{V1}	**39,60**	**26,38**	**15,76**	**14,63**
		A_{V2}	**13,20**	**8,79**	**5,25**	**4,88**
	A_{vj} (cm²)		50,64	41,04	27,38	16,28
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**52,26**	**36,64**	**22,61**	**18,70**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**25,86**	**19,05**	**12,10**	**8,95**
	A_{min} (cm²)		12,48	13,23	13,77	10,91
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**62,82**	**40,2**	**30,78**	**22,62**
		Bande 2	**31,4**	**20,1**	**15,38**	**11,3**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2 x 10HA20**	**2 x 10HA16**	**2 x 10HA14**	**2 x 10HA12**
		Bande 2	**2 x 5HA20**	**2 x 5HA16**	**2 x 5HA14**	**2 x 5HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	15 cm	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		7,13	7,56	7,87	6,24
	A_H /nappe (cm²)		15,71	10,05	7,70	5,66
	Choix des barres/nappe (cm²)		8HA16/nappe	8HA14/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe
	ep =25cm		(A=16,08cm²)	(A=12,31cm²)	(A=9,05cm²)	(A=9,05cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	1,949	1,579	1,053	0,626
		τ_b(MPa)	2,728	2,211	1,475	0,877
	ELS	N_s (kN)	6135,13	5213,36	3754,38	2008,39
		σ_b(MPa)	**6,88**	**6,20**	**4,58**	**2,51**

➢ **Ferraillage VT3 ; VT4 , VT5 :**

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,5	1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,375	0,375	0,375	0,375
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3897,11	2408,39	1566,35	2034,93
	σ_{min} [KN/m²]		-7737,72	-5469,91	-3099,99	-3263,51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		330,69	195,85	132,42	95,21
	L_t(m)		1,00	1,04	1,00	0,92
	L_c(m)		0,50	0,46	0,50	0,58
	d (m)		0,499	0,521	0,498	0,462
	σ_1 [KN/m²]		3868,860	2734,955	1549,995	1631,755
	N (kN)	N_1	723,65	534,06	289,61	282,67
		N_2	241,217	178,020	96,535	94,224
	A_v (cm²)	A_{V1}	**18,09**	**13,35**	**7,24**	**7,07**
		A_{V2}	**6,03**	**4,45**	**2,41**	**2,36**
	A_{vj} (cm²)		12,73	7,54	5,10	3,67
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**21,27**	**15,24**	**8,51**	**7,98**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**6,03**	**6,34**	**3,69**	**3,27**
	A_{min} (cm²)		6,55	6,83	6,54	6,06
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**25,12**	**16,08**	**9,04**	**9,04**
		Bande 2	**9,24**	**9,24**	**6,78**	**6,78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2 x 4HA20**	**2 x 4HA16**	**2x 4HA12**	**2 x 4HA12**
		Bande 2	**2 x 3HA14**	**2 x 3HA14**	**2 x 3HA12**	**2x 3HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,74	3,91	3,74	3,46
	A_H /nappe (cm²)		6,28	4,02	2,26	2,26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12/nappe**	**6HA10/nappe**	**6HA10/nappe**	**6HA10/nappe**
	ep =25cm		**(A=6,78cm²)**	**(A=5,49cm²)**	**(A=5,49cm²)**	**(A=5,49cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,980	0,580	0,392	0,282
		τ_b(MPa)	1,372	0,812	0,549	0,395
	ELS	N_s (kN)	2073,33	1736,66	1267,73	739,85
		σ_b(MPa)	**4,86**	**4,21**	**3,18**	**1,86**

Tableau VI-3- Tableaux de ferraillage des voiles longitudinales et transversales

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII -Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des efforts de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des efforts de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures en :

- **Fondations superficielles** :

  Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** :

  Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII-1. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol}**=2 bars.**
- Site ferme (S2).

VIII-2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des Semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale occupée par les semelles qu'on comparera à la surface totale du bâtiment.

-Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\text{la surface des semelles}}{\text{la surface totale du bâtiment}} \leq 50\ \%$$

⇨ **Le risque de chevauchement est écarté**.

-Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent **50%** de la surface totale, on optera pour un radier.

VIII – 3 .Dimensionnements des semelles (sous voiles ; sous poteaux):

1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $\mathbf{N_s^{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux de **RDC** .

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

- **Homothétie des dimensions**:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \Longrightarrow \frac{50}{50} = 1 \Longrightarrow A = B$$

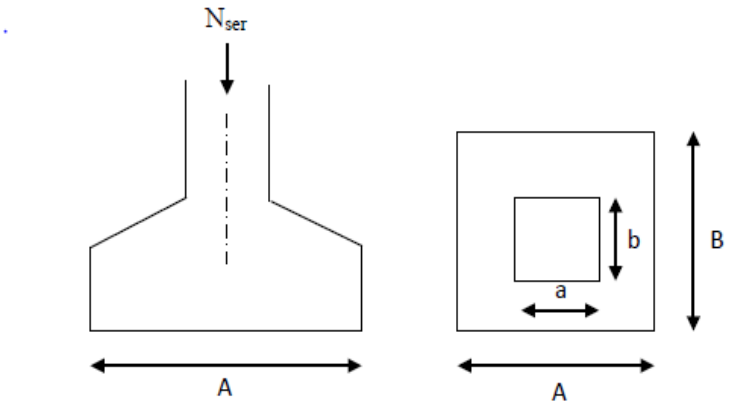


Figure VIII.1: Schéma de la semelle isolée

D'ou :B= $\sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

- **Exemple de calcul** :

Ns =1117,95 KN.
σsol = 200 KN/m^2

D'où B= $\sqrt{\frac{1117,95}{200}}$ = 2,36m

On opte pour A=B= 3m

Remarque :

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

2. Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{BxL} \Longrightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

σ_{sol}**:** Capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

voiles	N_s^{max}(KN)	L (m)	B (m)	S=B. L (m^2)
VL1	963.465	1.5	3.21	4.82
VL2	963.857	1.5	3.21	4.82
VL3	2064.665	3.55	2.91	10.33
VL4	610.835	3.30	0.93	3.07
VL5	2064.619	3.55	2.91	10.33
VL6	1091.646	1.5	3.63	5.45
VL7	1092.323	1.5	3.64	5.46
Somme				44.28

Tableau VIII.1: **Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

voiles	N_s^{max}(KN)	L (m)	B (m)	S=B. L (m^2)
VT1	933.669	3	1.56	4.68
VT2	933.446	3	1.56	4.68
VT5	858.899	1.5	2.86	4.29
VT6	551.627	1.5	1.84	2.76
VT7	853.608	1.5	2.85	4.28
VT3	934.612	3	1.56	4.68
VT4	935.779	3	1.56	4.68
Somme				30.05

Tableau VIII.2:Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est

$S_v = \sum S = S_l + S_t = 44{,}28 + 30{,}05 = 74{,}33\ m^2$

b. Semelles filantes sous poteaux :

➢ **Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➢ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :**R=** $\sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R : **e=** $\frac{\sum N_i e_i + M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (**par ml**) des sollicitations de la semelle :

e $\leq \frac{L}{6}$ ⟹ **répartition trapézoïdale .**

$$\left.\begin{array}{l} q_{max} = \frac{R}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right) \\ q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6e}{L}\right) \end{array}\right\} \quad \text{Et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1+\frac{3e}{L}\right)$$

e $> \frac{L}{6}$ ⟹ **répartition triangulaire .**

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{\left(q \cdot \frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

⇨ Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur)

Tableau VIII-3: surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N_s(KN)	e_i(m)	N_s x e_i (KN.m)	M_i (KN.m)
C6	**1101.15**	**8.30**	**9139.55**	**-3.630**
C7	**1117.95**	**4.20**	**4695.39**	**-0.006**
C8	**1031.44**	**0**	**0**	**0.016**
C9	**1095.59**	**-4.20**	**-4601.48**	**0.047**
C10	**1078.82**	**-8.30**	**- 8954.21**	**3.599**
Sommes	**5424.95**	**/**	**279.25**	**0.026**

La charge totale transmise par les poteaux est : **5424,95 KN**

❖ **Exemple de calcul** :

- **Détermination de la résultante des charges**:

R= $\sum N_i$ = 5424,95 KN

e= $\frac{\sum N_i e_i + M_i}{R} = \frac{279,25+0,026}{5424,95}$ =**0,05 m**

e= 0,05m < $\frac{L}{6} = \frac{16.6}{6}$ = 2,76 m $\Longrightarrow$ **répartition trapézoïdale.**

Avec :

L: Longueur de la semelle = 16,6 m

$q_{max} = \frac{R}{L}(1+\frac{6e}{L}) = \frac{5424,95}{16,6}(1+\frac{6\,(0,05)}{16,6})$ = 332,71 KN/m

$q_{min} = \frac{R}{L}(1-\frac{6e}{L}) = \frac{5424.95}{16,6}(1-\frac{6\,(0,05)}{16,6})$ = 320,89 KN/m

$q(\frac{L}{4}) = \frac{R}{L}(1+\frac{3e}{L}) = \frac{5424,95}{16,6}(1+\frac{3\,(0,05)}{16,6})$ = 329,75 KN/m

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

B $\geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{329,75}{200}$ = 1,65 m**.**

On optera pour des semelles de largeur de **B=2 m**

➢ **La surface des semelles sous poteaux** :

S_p = B x L x n = 2 x 16,6 x 5 = 166 m^2.

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

- **la surface totale occupée par les semelles filantes :**

$S_T = S_p + S_v = 166 + 74{,}33 = 240{,}33\ m^2$

- **La surface totale de la structure** : $\mathbf{S_{bâtiment} = 400\ m^2}$

$\frac{S_T}{S_{bât}} = \frac{240{,}33}{400} = 0{,}6 \Longrightarrow$ **60 %** de la surface du bâtiment **.**

- **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de **50%** de la surface totale de bâtiment, on opte pour **un radier général** comme fondation de notre bâtiment.

VIII-4 .Etude du radier :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature. Il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Eviter les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

1) Pré-dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25 cm** ($h_{min} \geq 25$ cm).

b) Selon la condition forfaitaire :

$\mathbf{L_{max}}$: distance maximale entre deux voiles successifs ($\mathbf{L_{max} = 4{,}20\ cm}$)

- **Sous voile :**

$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} = \frac{420}{8} \leq h_r \leq \frac{420}{5} = 52.5 \leq h_r \leq 81 \Longrightarrow$ On prend $\boldsymbol{h_r}$ **= 70cm**

❖ **Sous poteaux :**

▪ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Longrightarrow h_d \geq \frac{420}{20}$ =21 cm $\Longrightarrow$ On prend $\boldsymbol{h_d}$**= 30 cm**

▪ **La dalle flottante :**

$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \Longrightarrow 8{,}4 \leq h_t \leq 10{,}5 \Longrightarrow$ On prend $\boldsymbol{h_t}$**= 10 cm**

▪ **La nervure (poutre) :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur $\mathbf{h_n}$ égale à : $\boldsymbol{h_n \geq \frac{L_{max}}{10}}$

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{420}{10}$ = 42 cm $\Longrightarrow$ On prend $\mathbf{h_n}$ **= 60 cm**

$\mathbf{h_n}$ **:** hauteur de la nervure **.**

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$\boldsymbol{L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \text{ x } L_{max}}$$

Avec :

Le : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (**K = 40 MPa**).

$\mathbf{L_{max}}$: Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons **h** :

$$\mathbf{h} \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}.L_{max}\right)^4 . \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (bande de 1m).

E: module de déformation longitudinale différée

E=3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$=10818,865 MPa. Avec : f_{c28} =25MPa

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14}.4,20\right)^4 . \frac{3\,(40)}{10818,865}} = 0,82 \text{ m} = \mathbf{82cm} \Longrightarrow \text{On prend } \mathbf{h_n = 90\ cm}$$

- **Largeur de la nervure :**

$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$

$0,4\,(90) \leq b_n \leq 0,7\,(90) \Longrightarrow 36 \leq b_n \leq 63 \Longrightarrow$ On prend $\mathbf{b_n = 60\ cm}$

b_n : largeur de la nervure .

Conclusion :

h_n= 90cm …… hauteur de la nervure.

h_d= 30 cm …….... hauteur de la dalle.

b_n= 60 cm …….... largeur de la nervure.

h_t=10cm ……hauteur de la dalle flottante

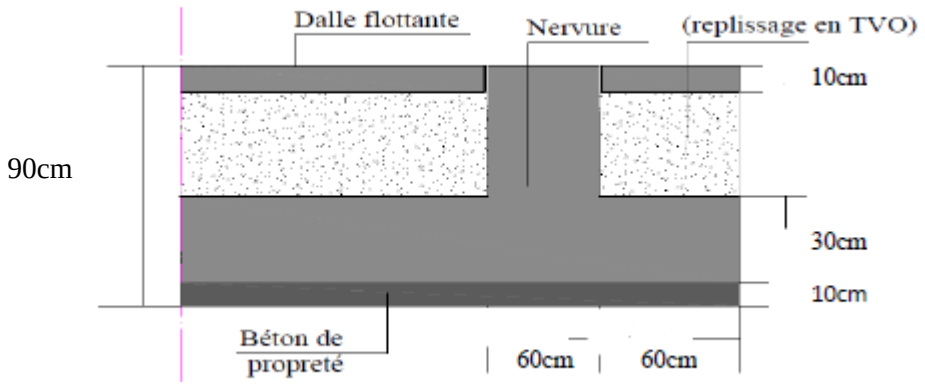


Figure VIII.2 : Coupe verticale de radier.

2) **Détermination des sollicitations :**

- Charge permanente G= 41559,39 KN.
- Charge d'exploitation Q=7181,48 KN.

Combinaison d'action :

- **A L'ELU:** Nu =1,35G +1,5Q = 66877,40 KN.
- **A L'ELS:** Ns=G+Q= 4874087 KN.

3) Détermination de la surface du radier :

A L'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1{,}33\ \sigma_{sol}} = \frac{66877{,}40}{1{,}33 \times 200} = 251{,}42\ m^2$.

A L'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{48740{,}87}{200} = 243{,}70 m^2$.

$S_{rad} = \max (S^{ELU}_{rad} ; S^{ELS}_{rad}) =$ **251.42 m^2**

$S_{bât}$ = 400 m^2 > S_{rad} = **251.42 m^2**

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{déb}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99. La largeur de débord sera calculée comme suit :

$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30\ cm\right) = \max\left(\frac{90}{2} ; 30\ cm\right) = 45$ cm **soit** **$L_{déb}$ = 50 cm**

$$S_{déb} = [(Lx+Ly) \times L_{déb}] \times 2$$

$$S_{déb} = (26{,}50 + 18{,}8) \times 2 \times 0{,}50 = 45{,}3 m^2$$

⇨ La surface totale de radier devient :

$S_{rad} = S_{bât} + S_{déb} = 400 + 45{,}3 =$ **445.3m^2**

4) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Poids du bâtiment:

G_{bat} = 41559.39 KN

b) Poids de radier :

P_{rad} = Poids de la dalle + Poids de (T.V.O) + Poids de la nervure + Poids de la dalle flottante

- **Poids de dalle**: $P_d = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$

P_d = 445.3 × 0.3 × 25=**3339.75 KN**.

- **Poids du TVO**: $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

S_{ner}= (0.9 x 26.50 x8) + (0.9 x 18.8 x 5) = **275.4 m^2**

P_{TVO} = (445.3 – 275.4) × (0.9 -0.3) × 17 = **1732.98. KN.**

- **Poids des nervures:** P_{ner} =[b_n ×(h_n-h_d) x(L_x x n + Ly × m)] xρ_b

P_{ner}= 0.6× (0.9 - 0.3) × 26.50 × 8 ×25 +0.6× (0.9 -0.3) ×18,8×5 x 25 = **2754 KN**

- **Poids de la dalle flottante :** $P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times \rho \times ep$

P_{df}= (445.3 – 275.4)× 25 × 0.3 =**1274.25 KN**.

Poids totale du radier :

$G^{tot}_{rad} = P_d + P_{TVO} + P_{ner} + P_{df}$= **9100.98 KN**

c) La surcharge du bâtiment et du radier:

Q_{bat}=7181.48 KN
Q_{rad}=332,39 ×2.5 = 8012.46 KN

d) Poids totale du radier:

$G_T = G_{bat} + G_{rad}$ = 41559.39 +9100.98

G_T= 50660.37KN

$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad}$ =7181.48 +8012.46

Q_T = 8012.46KN

e) Combinaisons d'actions:

A L'ELU: Nu = 1.35G_T+1.5Q_T= 80410.19 KN
A L'ELS : Ns=G_T+ Q_T=58672.83 KN

5) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :T_u^{max} : effort tranchant maximal .

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u .b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{80410.19 \text{ x } 1}{445.3} . \frac{4.20}{2} = 379.21 \text{ KN} .$$

$\overline{\tau_u} = \left\{ \frac{0.15 \, .f_{cj}}{\gamma_b} \; ; 4MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} \; ; 4MPa \right\} = 2{,}5MPa$

b=100 cm , d=0.9 h_d= 27cm

$\tau_u = \frac{T_u{}^{max}}{b.d} = \frac{379.21 \; x10^3}{1000 \times 270} = 1.40 \; MPa$

τ_u= 1.40MPa < $\overline{\tau_u}$= 2,5MPa ⟹ **condition vérifiée**.

b) Vérification au poinçonnement :

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 :

Nu: Charge de calcul à l'ELU pour le poteau
μc: Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.
a : Epaisseur du voile ou du poteau
b: Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).
h: hauteur de la nervure égale à 90 cm

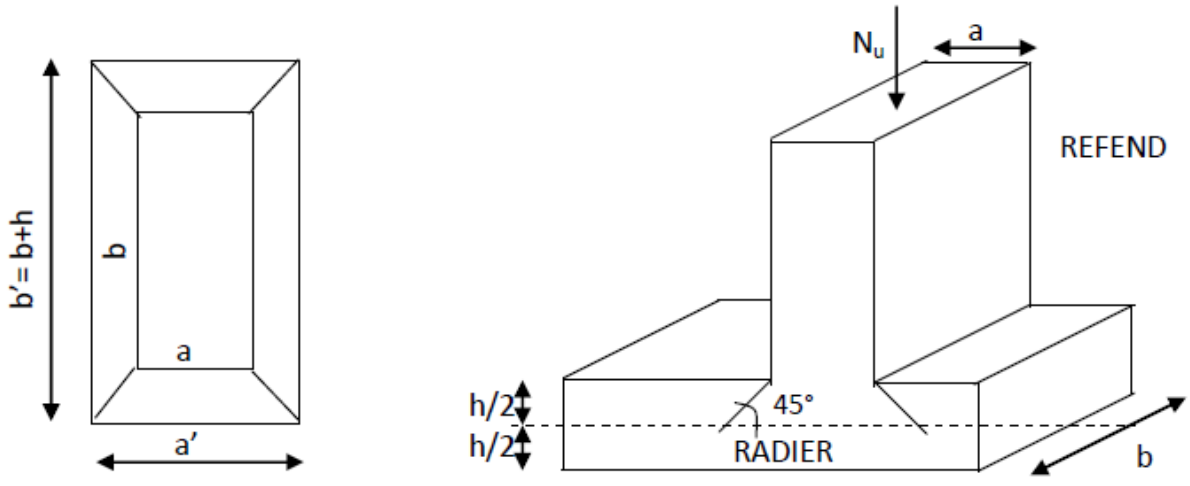


Figure VIII-3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$\mu_c = 2 .(a + b + 2h) = 2x\ (0.50+ 0.50 + 2 x\ 0.9)= 5.6$ m

$N_u =$ 1415.30 KN $\leq \frac{0.045 \text{ x } 5{,}6 \text{ x } 0.90 \text{ x } 25000}{1.5} = 3780$ KN

- **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de **1ml** du voile

a= e=0.25m b=1m

$\mu_c = 2 .(a + b + 2h) = 2x\ (0.25+ 1 + 2x\ 0.9)) = 6.1$ m

$N_u =$ 2853.057 KN $\leq \frac{0.045\ x\ 6{,}1\ x\ 0.90\ x\ 25000}{1.5} = 4117.5$ KN

c) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$\mathbf{P \geq \alpha . S_{rad} . \gamma_w . Z}$$

P: poids total à la base du radier
α: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **$\alpha = 1.5$**
γ_w: Poids volumique de l'eau (**$\gamma_w = 10KN/m^3$**)
Z: Profondeur de l'infrastructure **(h = 0.9 m)**

$G_T = G_{sup} + G_{rad} = = 41559.39 + 9100.98 = 50660.37$ KN.

P=50660.37 KN $\geq 1.5 \times 445.3 \times 10 \times 0.9 =$ **6011.55 KN** ⇨ **pas de risque de soulèvement.**

d) Vérification de la stabilité du radier :

- **Centre de gravité de radier :**

$$\mathbf{X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 11.658\ m}$$

$$\mathbf{Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7.976\ m}$$

Avec :

Si: Aire du panneau considéré.

$\mathbf{X_i}$; $\mathbf{Y_i}$ **:** Centre de gravité du panneau considéré .

- **Moment d'inertie de radier :**

$$I_{xx} = \frac{b\ h^3}{12} = \frac{26.5 \text{ x } 16.6^3}{12} = 10139.69\ m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h\ b^3}{12} = \frac{16.6 \text{ x } 26.5^{\ 3}}{12} = 26035.85\ m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal **(N)** dû aux charges verticales.
- Moment de renversement **(M)** dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M = M_0 + T_0\ h}$$

Avec :

$\mathbf{M_0}$: Moment sismique à la base de la structure.

$\mathbf{T_0}$: Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

⇨ Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

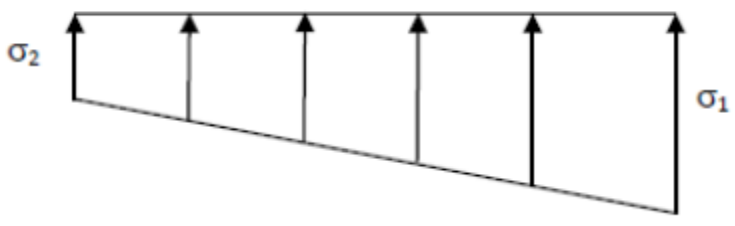


Figure VIII-4: Diagramme des contraintes du sol.

Avec : $\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3\,\sigma_1 + \sigma_2}{4}}$

Ainsi, on doit vérifier que :

A L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\,\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\,\sigma_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\boldsymbol{\sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MV}{I}}$

- **Calcul des moments :**

Solicitations		M_0(KNm)	T_0(KN)	h (m)	M (KNm)
Sens	XX	6177.816	2827.71	0.90	8722,755
	YY	6156,752	2734.90	0.90	8618,162

Avec $\begin{cases} M_{xx} = 6177.816 + (2827.71 \times 0.9) = 8722.755 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 6156,752 + (2734.90 \times 0.9) = 8618,162 \text{KN.m} \end{cases}$

- **A L'ELU:**

- **Sens longitudinal (XX) :**

$N_u =$ 103852.27 KN $M_{xx} =$ 8722.755 KN/m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}}.V = \frac{103852.27}{445.3} + \frac{8722.755}{26035.85}.11.658 = 237.124 \text{ KN/}m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}}.V = \frac{103852.27}{445.3} - \frac{8722.755}{26035.85}.11.658 = 229.32 \text{ KN/}m^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3\,\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 235.173 \text{KN/}m^2 \leq 1.33\,\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/}m^2$

- **Sens transversal (YY) :**

$N_u =$ 103852.27KN $M_{yy} =$8618,162KN/m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}\,V}{I_{xx}} = \frac{103852.27}{445.3} + \frac{8618,162}{10139.69}.7.976 = 240 \text{ KN/}m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}\,V}{I_{xx}} = \frac{103852.27}{445.3} - \frac{8618,162}{10139.69}.7.976 = 226.439 \text{ KN/}m^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3\,\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 236.609 \text{ KN/}m^2 \leq 1.33\ \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/}m^2$

- **A L'ELS:**

- **Sens longitudinal (XX) :**

N_s= 78123.75 KN M_{xx}=8722.755KN/m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}\,V}{I_{yy}} = \frac{78123.75}{445.3} + \frac{8722.755}{26035.85}.11.658 = 179.340 \text{ KN/}m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}\,V}{I_{yy}} = \frac{78123.75}{445.3} - \frac{8722.755}{26035.85}.11.658 = 168.650 \text{ KN/}m^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3\,\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 176.667 \text{ KN/}m^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/}m^2$

- **Sens transversal (YY) :**

N_s= 78123.75KN M_{yy}=8618,162 KN/m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}\,V}{I_{xx}} = \frac{78123.75}{445.3} + \frac{8618,162}{10139.69}.7.976 = 182.219 \text{ KN/}m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}\,V}{I_{xx}} = \frac{78123.75}{445.3} - \frac{8618,162}{10139.69}.7.976 = 168.670 \text{ KN/}m^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3\,\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 178.832 \text{KN/}m^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/}m^2$

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS			Obs
contrainte		σ_1(KN/m^2)	σ_2(KN/m^2)	σ_m(KN/m^2)	σ_1(KN/m^2)	σ_2(KN/m^2)	σ_m(KN/m^2)	
sens	Longitudinal (xx)	237.124	229.32	235.173	179.340	168.650	176.667	CV
	Transversal (yy)	240	226.439	236.609	182.230	168.670	178.832	CV

Tableau VIII.4 : vérification des contraintes

e) Vérification de la stabilité au renversement :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) ; on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$.e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{8722.755}{78123.75} = 0.112 < \frac{26.5}{4} = 6.65 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{8618{,}162}{78123.75} = 0.110 < \frac{18.8}{4} = 4.7 \text{ m}$$

6) Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 modifié 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

a. Panneaux encastrés appuis sur 4 cotés : On distingue deux cas :

- **1er Cas**: Si $\boldsymbol{\rho < 0.4}$, Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2eme Cas**: Si $\boldsymbol{0.4 \leq \rho \leq 1}$, Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

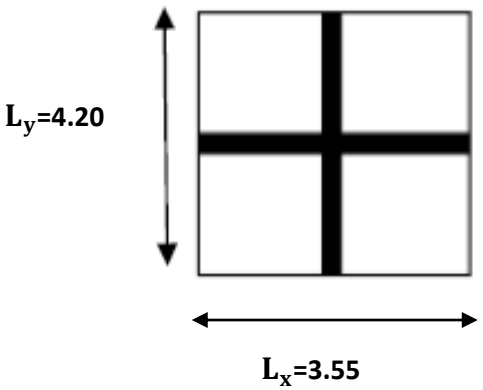


Figure VIII.5: Entre axe du panneau le plus sollicité

b. **Identification du panneau le plus sollicité :**

$\vartheta = 0$, $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4.20} = 0.85$ ➔ $\begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$

$0.4 \leq \rho < 1$ ⟹ **le panneau travaille dans les deux sens**

Pour le ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale $\boldsymbol{\sigma_m^{max}}$ la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol .

- **A L'ELU :**

$q_u = (\sigma_m^{max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}})$ x 1ml $= (236.609 - \frac{10580.6}{445.3})$ x1 ml = 212.846KN/ml .

- **A L'ELS :**

$q_s = (\sigma_m^{max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}})$ x 1ml $= (178.832 - \frac{10580.6}{445.3})$ x1 ml = 155.074 KN/ml .

7) Calcul à L'ELU :

1) Evaluation des moments de flexion Mx et My :

M_x=0.0509 x 212.846 x $(3.55)^2$ = 136.534 KN.m

M_y= 0.685 x 136.534 = 93.526 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 suivants :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : 0.75 M_{ox} ou 0.75 M_{oy}

Moment sur appuis : 0.5 M_0

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-Moment en travée :……. 0.85 M_{ox} ou 0.85 M_{oy}

-Moment sur appuis de rive :……..0.3 M_0

-Moment sur appui intermédiaire : ..... 0.5 M_0

2) Calcul des moments dans le sens (x-x), (y-y) :

- **Sens (x-x) :**

M_x^a = 0.5 Mx =(0.5 x 136.534)= **68.567KN.m**

M_x^a = 0.3 Mx = (0.3 x 136.534) = **40.960KN.m**

M_x^t = 0.85 Mx=(0.85 x 136.534)= **136.534KN.m**

- **Sens (y-y) :**

M_y^a = 0.5 My= (0.5 x 93.526)= **46.763KN.m**

M_y^a = 0.3 My =(0.3 x 93.526)= **28.058KN.m**.

M_y^t = = 0.85 My = (0.85 x 93.526)= **79.497KN.m.**

a. Ferraillage dans le sens (x-x) :

➢ **Aux appuis :**

✓ **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{Mx^a}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{68.567 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

$\mu_b = 0.062 \Longrightarrow \beta = 0.968$

✓ **Section d'armatures** :

$$A_a = \frac{Mx^a}{\beta\, d\sigma_s} = \frac{68.567 \times 10^3}{0.968 \times 28 \times 348} = 7.27\text{cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.69cm^2 avec un espacement St=20 cm

➢ **En travée :**

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{Mx^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{\mathbf{136.534} \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0{,}122 < 0.392$$

⇨ SSA

$\mu_b = 0.122 \Rightarrow \beta = 0.935$

Section d'armatures :

$$A_a = \frac{Mx^t}{\beta\, d\sigma_s} = \frac{136.534 \times 10^3}{0.935 \times 28 \times 348} = 14.98\text{cm}^2$$

Soit : 5HA20 =15,70cm^2 avec un espacement St=20cm

b. Ferraillage dans le sens (y-y) :

➢ **Aux appuis :**

✓ **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{My^a}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{\mathbf{46.763} \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

$\mu_b = 0.0462 \Longrightarrow \beta = 0.979$

✓ **Section d'armatures** :

$$A_a = \frac{My^a}{\beta\, d\sigma_s} = \frac{46.763 \text{ x } 10^3}{0.979 \text{ x } 28\text{x } 348} = 4.90\text{cm}^2$$

Soit : 5HA14 =7.69cm^2 avec un espacement St=20cm

➢ **En travée :**

✓ **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{My^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{79.497\text{x } 10^3}{100 \text{ x } 28^2 \text{ x } 14.2} = 0.072 < 0.392 \Longrightarrow \text{SSA}$$

μ_b =0.072 $\Longrightarrow \beta$ =0.963

✓ **Section d'armatures** :

$$A_a = \frac{My^t}{\beta\, d\sigma_s} = \frac{79.497 \text{ x } 10^3}{0.963 \text{ x } 28\text{x } 348} = 8.47\text{cm}^2$$

Soit : **5HA16** = 10.05cm^2 avec un espacement **St=20cm**

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif de ferraillage

sens	zones	M(KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	Ferraillage	A_u Adoptée	St
x-x	travée	136.534	0.122	SSA	0.935	14.98	5HA20	15,70	20
	appui	68.567	0.062	SSA	0.968	7.27	5HA14	7.69	20
y-y	travée	79.497	0.072	SSA	0.963	8.47	5HA16	10.05	20
	appui	46.763	0.042	SSA	0.979	4.90	5HA14	7,69	20

3) Vérification de la condition de non fragilité :

➢ **Sens (x-x) :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0\left(\frac{3-\rho}{2}\right) \Longrightarrow A_x \geq \omega_0\left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh \quad ; \ \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

$\boldsymbol{\omega_0}$: Taux de pourcentage d'acier minimal règlementaire (ω_0= 0,0008 pour les HA FeE400).

$\boldsymbol{\omega_x}$: Taux de pourcentage d'acier égale au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton.

$A_x^{min} = 0.0008 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0.0008 \left(\frac{3-0.85}{2}\right) .100 .30 = 2{,}58\ cm^2$

- **Armatures parallèles à Lx:**

$\begin{cases} \text{Aux appuis : } A_{ua}^{x} = 7.69\ cm^2 > A_x^{min} = 2.58\ cm^2 \\ \text{En travée : } A_{ut}^{x} = 15{,}70\ cm^2 > A_x^{min} = 2.58\ cm^2 \end{cases}$

- **Armatures parallèles à Ly:**

$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \quad \Longrightarrow \quad A_y \geq bh\omega_0$

$A_y^{min} \geq 100 \times 30 \times 0.0008 = 2.4\ cm^2$

$\begin{cases} \text{Aux appuis : } A_{ua}^{x} = 7{,}69 cm^2 > A_x^{min} = 2.4 cm^2 \\ \text{En travée : } A_{ut}^{x} = 10.05\ cm^2 > A_x^{min} = 2.4 cm^2 \end{cases}$

4) Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

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

- **Armatures parallèles à Lx:**

$S_t \leq \min\{3h\ ; 33cm\} = \min\{90\ ; 33cm\} = 33cm$

$S_t = 20\ cm < 33cm \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Armatures parallèles à Ly:**

$S_t \leq \min\{4h\ ; 45cm\} = \min\{120\ ; 45cm\} = 45cm$

$S_t = 20\ cm < 45\ cm \Longrightarrow$ **condition vérifiée.**

❖ **Vérification à L'ELS :**

1. **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée .

-**Evaluation des moments Mx, My :**

$\vartheta = 0{,}2 \quad , \quad \rho = 0.85 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$

On aura donc :

M_x = 0.0579 x 155.074x$(3.55)^2$ = 113.155KN.m

M_y = 0.778 x 113,155 =88.035KN.m

- **Calcul des moments dans le sens (x-x), (y-y) :**

➢ **Sens (x-x) :**

$M_x{}^a$ = 0.5 Mx = (0.5 x 113.155)= **56.577KN.m**

$M_x{}^a$ = 0.3 Mx = (0.3 x 113.155) = **33.946KN.m**

$M_x{}^t$ = 0.85 Mx =(0.85 x 113.155)= **96.182 KN.m**

➢ **Sens (y-y) :**

$M_y{}^a$ = 0.5 My= (0.5 x 88.035)= **44.017 KN.m**

$M_y{}^a$ = 0.3 My =(0.3 x 88.035)= **26.410KN.m**.

$M_y{}^t$ = = 0.85 My = (0.85 x 88.035)= **74.829KN.m.**

2. **Vérification état limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91):**

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \, . f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} \\ \rho = \dfrac{100 . A_s}{b . d} \end{cases}$$

- **Sens X-X :**

➢ **Aux appuis :**

A_s =7.69cm^2

M_s=56.577 KN.m

$\rho_1 = \dfrac{100 . A_s}{b . d} = \dfrac{100 . 7.69}{100 . 28}$ = 0.274

ρ_1=0.274 $\Longrightarrow$ k_1 = 45.24

β_1=0.917

$\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \dfrac{56.577 . 10^3}{0.917 . 28 . 7.69}$ = 286.540MPa

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{k_1} = \dfrac{286.540}{45.24}$ = 6.33MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

La contrainte dans les aciers est :

σ_s = 286.540 MPa < $\overline{\sigma_s}$=348 MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

➢ **En travée :**

A_s=15,70cm^2

M_s= 96.182KN.m

$\rho_1 = \dfrac{100 . A_s}{b . d} = \dfrac{100 . 15,70}{100 . 28}$ = 0.560

ρ_1=0.560 $\Longrightarrow$ k_1 = 29.84

β_1=0.8885

$\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \dfrac{96.182 . 10^3}{0.8885 . 28 . 15,70}$ = 240.988 MPa

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{240.988}{29.25} = 8.24\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$\sigma_s = 240.988\ \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 348\ \text{MPa} \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

- **Sens Y-Y:**

➢ **Aux appuis :**

$A_s = 7{,}69 cm^2$

$M_s = 44.017\text{KN.m}$

$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 7{,}69}{100 \cdot 28} = 0.274$

$\rho_1 = 0.274 \Longrightarrow k_1 = 45{,}24$

$\beta_1 = 0{,}917$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{44{,}017 \cdot 10^3}{0.917 \cdot 28 \cdot 7{,}69} = 222{,}929\ \text{MPa}$

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{222{,}929}{45{,}24} = 4{,}93\ \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa} \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

D'ou la contrainte dans les aciers est :

$\sigma_s = 222{,}929\ \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 348\ \text{MPa} \Longrightarrow$ **condition vérifiée**

➢ **En travée :**

$A_s = 10.05 cm^2$

$M_s = 74.829\text{KN.m}$

$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 10.05}{100 \cdot 28} = 0{,}358$

$\rho_1 = 0.358 \Longrightarrow k_1 = 38.76$

$\beta_1 = 0.907$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 .d . A_a} = \frac{74.829 . 10^3}{0.907 .28 . 10.05} = 293.182 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{293.182}{38.76} = 7.56$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

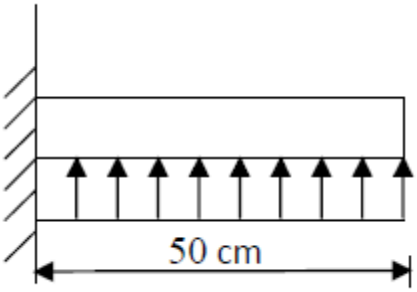
D'ou la contrainte dans les aciers est

$\sigma_s = 293.182$ MPa $< \overline{\sigma_s} = 348$ MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

<u>Conclusion</u> : Le ferraillage adopté pour la dalle du radier **à l'ELU** est satisfaisant.

VIII.5- <u>Ferraillage du débord :</u>

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



<u>Figure VIII - 6</u> : Schéma statique du débord

1. **<u>Sollicitation de calcul</u> :**

❖ **<u>A l'ELU</u> :**

$P_u = q_u$ x 1m = 212.846 x 1= 212.846 KN/ml

$$M_u = \frac{-P_u . l^2}{2} = \frac{-212.846 . 0.5^2}{2} = -26.605 \text{ KN. m}$$

❖ **A l'ELS :**

$P_u = q_s$ x 1m = 155.074 x 1= 155.074 KN/ml

$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-155.074 \cdot 0.5^2}{2} = -19.384$ KN. m

2. Calcul des armatures :

b =1m ; d=28 cm ; f_{bc}=14.2 MPa ; σ_{st}=348 MPa

$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{26.605 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 28^2 \text{ x } 14.2} = 0.024 < 0.392 \Longrightarrow$ **SSA**

μ_u =0.024 $\Longrightarrow \beta$ =0.988

- **Section d'armatures** :

$A_u = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{26.605 \text{ x } 10^3}{0.992 \text{ x } 28 \text{x } 348} = 2.75$ cm^2

$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \text{ x } 100 \text{ x} 28 \text{ x } 2{,}1}{400} = 3.38$ cm²

A_{min} =3.38 cm² > A_u = 2.75 cm²

On adopte **4HA12/ml = 4,52cm²** avec in espacement de **25cm .**

- **Armatures de répartition** :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4{,}52}{4}$ = 1,13 cm² $\Longrightarrow$ on adopte **4HA10 /ml = 3,14 cm²** avec un espacement de **25cm** .

3. Vérification à l'ELS :

❖ **Dans le béton :**

$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4{,}52}{100 \cdot 28} = 0{,}161$

ρ_1=0.161 $\Longrightarrow k_1$ = 60,76

β_1=0.934

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 .d . A_a} = \frac{19.384 . 10^3}{0.934 .28 . 4,52} = 163,983 \text{ MPa}$$

⇨ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{163,983}{60,76} = 2,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Longrightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

⇨ D'où la contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = 163,983 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \Longrightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord. Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

XI.5- Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport **0.4 < ρ < 1** pour tous les panneaux constituants le radier , donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires..

-Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

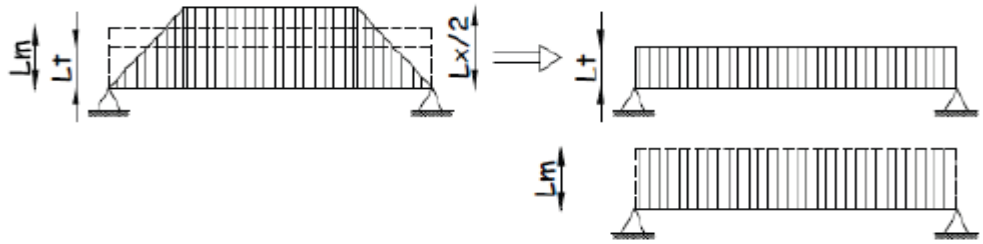


Figure VIII.7: Présentation de chargement simplifié

Deux types de chargement peuvent se présenter :

Remarque :
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale

1er Cas: **Chargement triangulaires** :

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$.
Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$.

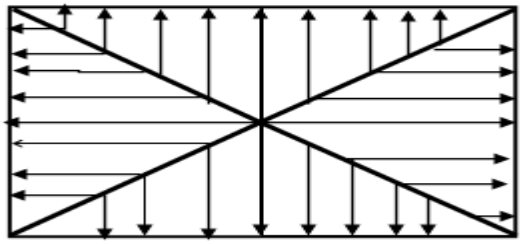
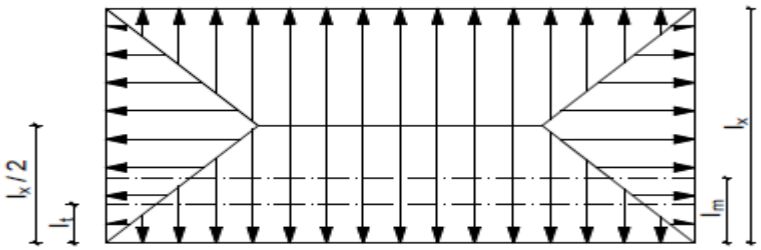


Figure VIII-8: Répartition triangulaire

2ème Cas: **Chargement trapézoïdale** :

Moment fléchissant : $L_m = L_x . (0.5 - \rho_{x^2}/6)$.
Effort tranchant : $L_t = L_x . (0.5 - \rho_{x^2}/4)$.



FigureVIII-9: Repartition trapézoïdale.

- **Pour les moments fléchissant :**

$Q_{Mu} = qu . L_m$

$Q_{Ms} = = qs . L_m$.

- **Pour les efforts tranchant :**

$Q_{Tu} = qu . L_t$

$Q_{Ts} = = qs . L_t$.

- **Détermination des charges :**

A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(236.607 - \frac{10580.6}{445.3} - \frac{2754}{275.4}\right) = 202.846 \text{ KN}$$

A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(178.835 - \frac{10580.6}{445.3} - \frac{2754}{275.4}\right) = 145.069 \text{ KN}$$

- **Charges à considérer :**

Sens X-X

$$\begin{cases} L_m = L_x.\ (0.5 - \rho_{x^2}/6) = 3.55.\ (0.5 - 0.85^2/6) = 1.35 \\ L_T = L_x.\ (0.5 - \rho_{x^2}/4) = 3.55.\ (0.5 - 0.85^2/4) = 1.13 \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\begin{cases} L_m = L_x.\ (0.5 - \rho_{x^2}/6) = 4.20\ .\ (0.5 - 0.85^2/6) = 1.59 \\ L_T = L_x.\ (0.5 - \rho_{x^2}/4) = 4.20\ .\ (0.5 - 0.85^2/4) = 1.34 \end{cases}$$

- **Sens longitudinal :**

$Q_{Mu} = qu.\ L_m = 202.846 \times 1.35 = 273.842$ KN/ml

$Q_{Ms} = qs.\ L_m = 145.069 \times 1.35 = 195.843$ KN/ml

$Q_{Tu} = qu.\ L_t = 202.846 \times 1.13 = 229.216$ KN/ml

$Q_{Ts} = qs.\ L_t = 145.069 \times 1.13 = 163.928$ KN/ml

- **Sens transversal :**

$Q_{Mu} = qu.\ L_m = 202.846 \times 1.59 = 322.525$ KN/ml

$Q_{Ms} = qs.\ L_m = 145.069 \times 1.59 = 230.659$ KN/ml

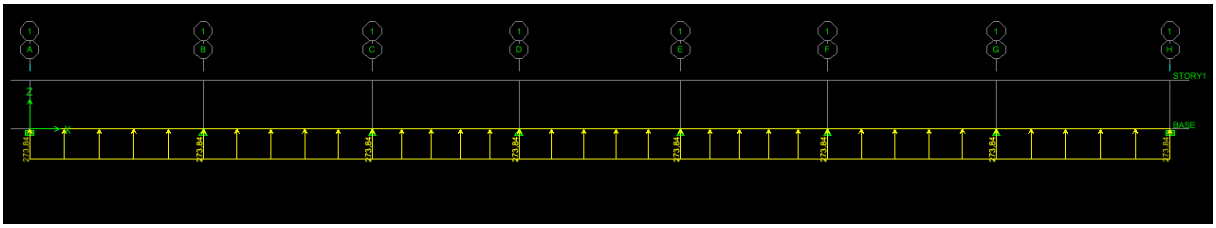
$Q_{Tu} = qu.\ L_t = 202.846 \times 1.34 = 271.814$ KN/ml

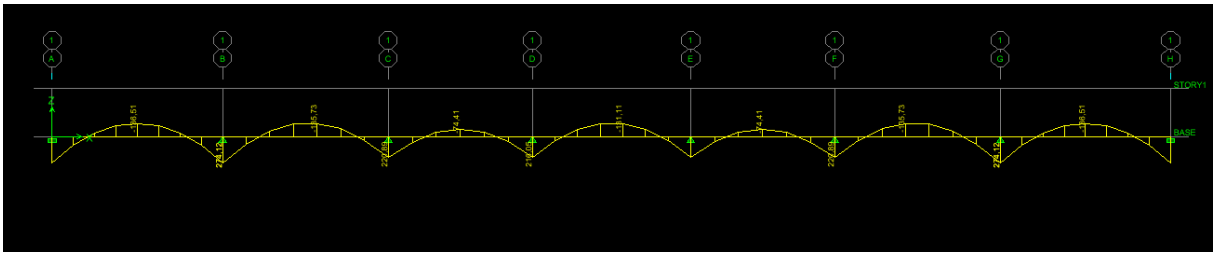
$Q_{Ts} = qs.\ L_t = 145.069 \times 1.34 = 194.392$ KN/ml

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

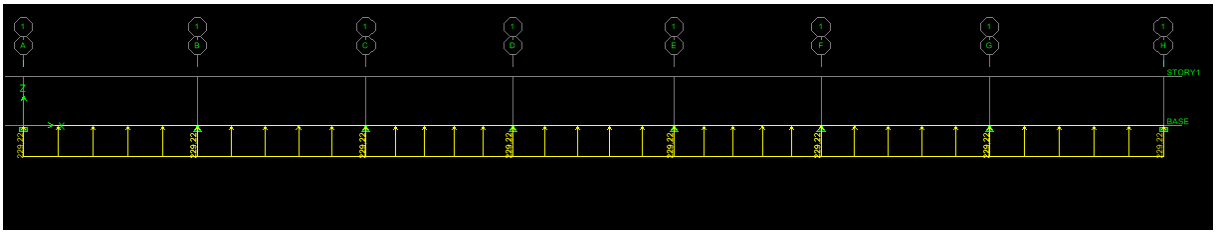
✓ **Sens longitudinale** :

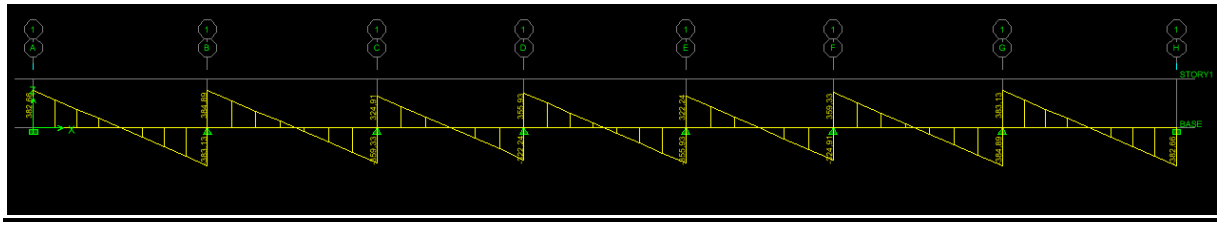
A) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :



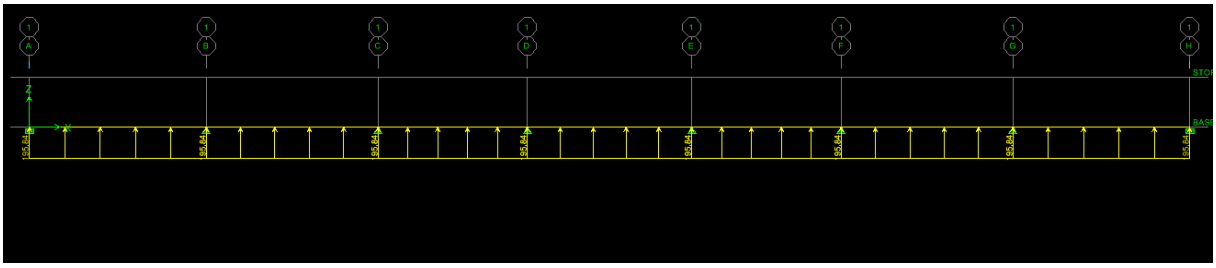


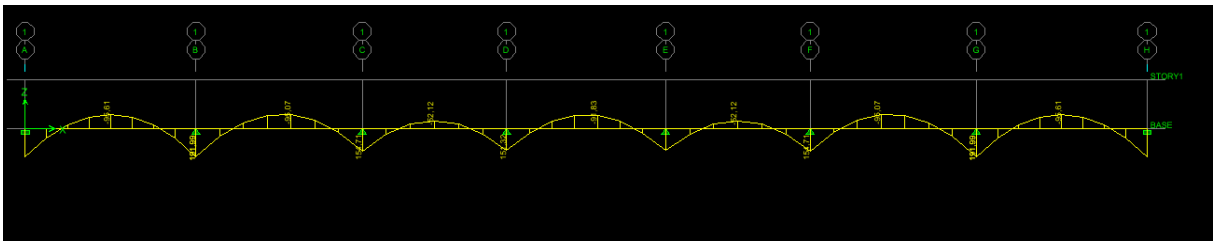
B) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :



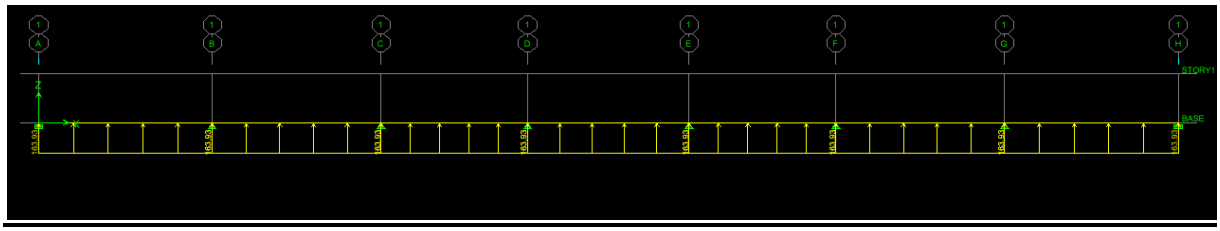


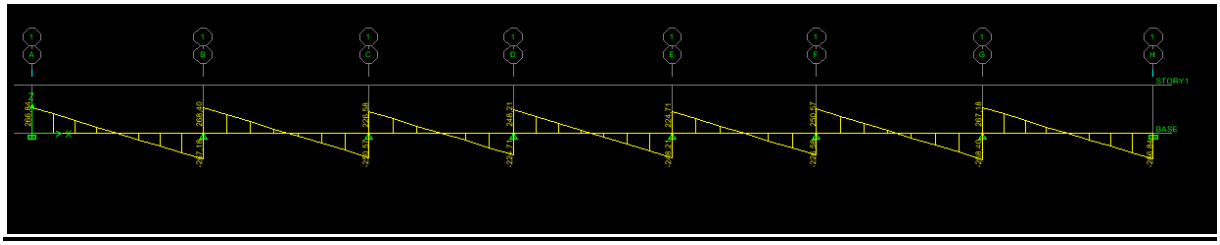
C) <u>Diagramme des moments fléchissant</u> (ELS) :





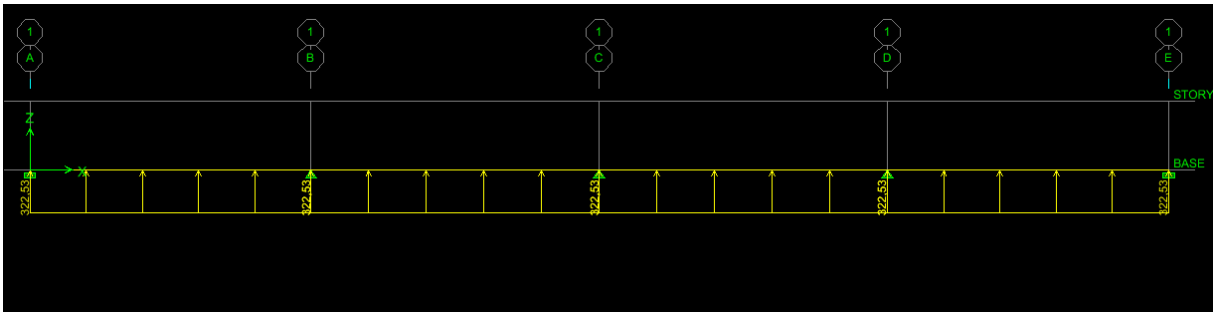
D) <u>Diagramme des efforts tranchants (ELS) :</u>

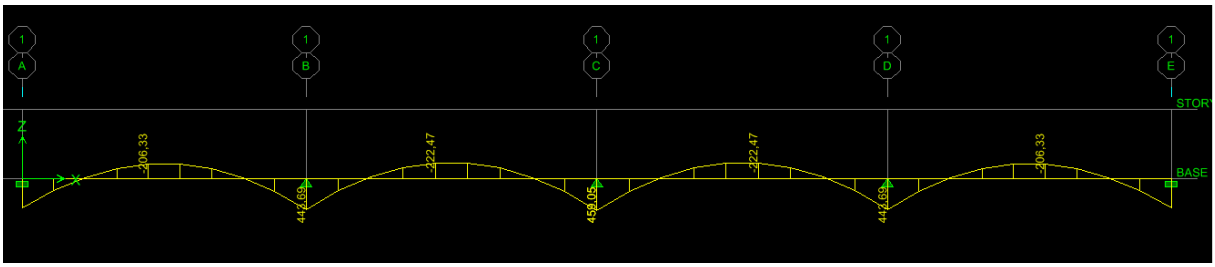




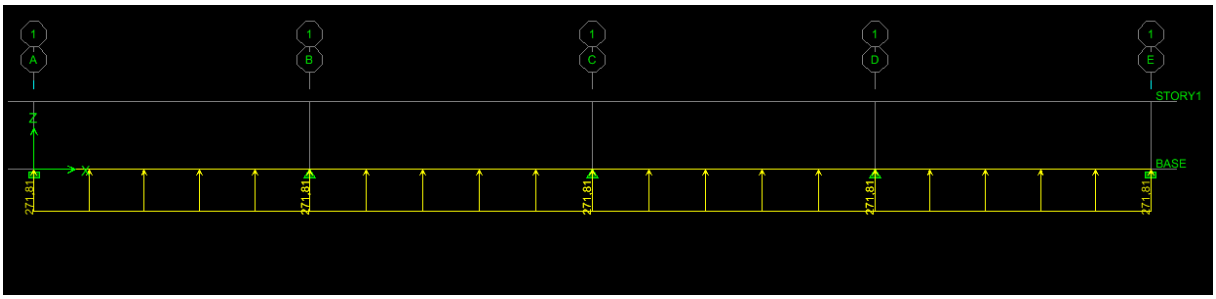
✓ **<u>Sens transversal</u>** :

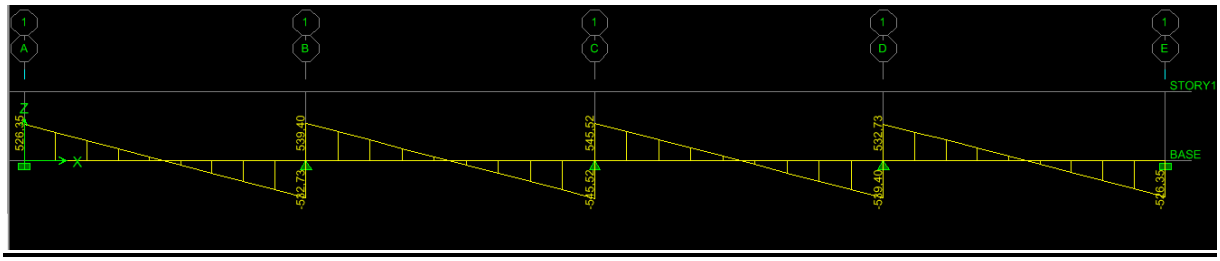
E) <u>Diagramme des moments fléchissant (ELU)</u> :



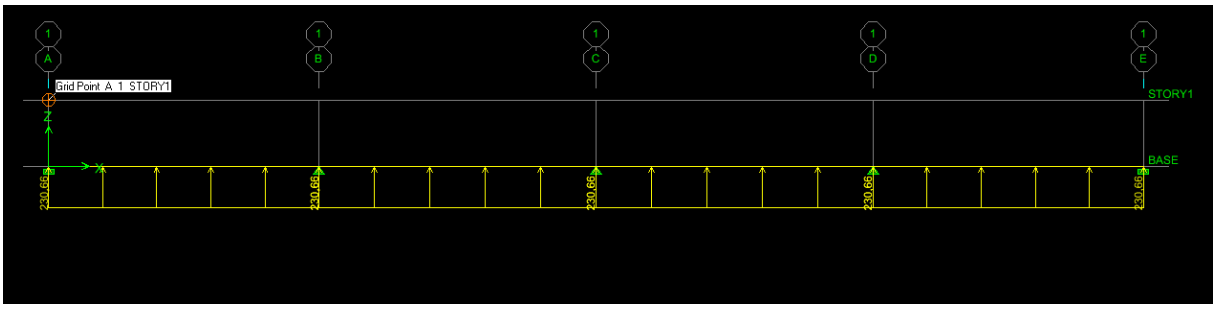


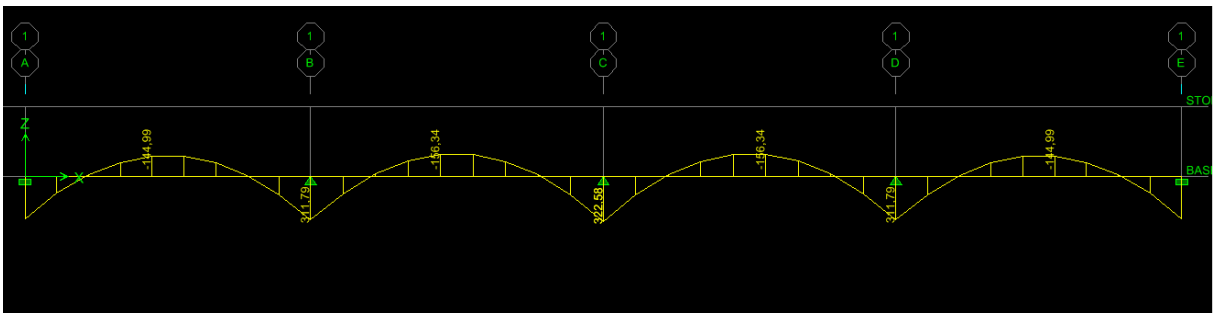
F) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :



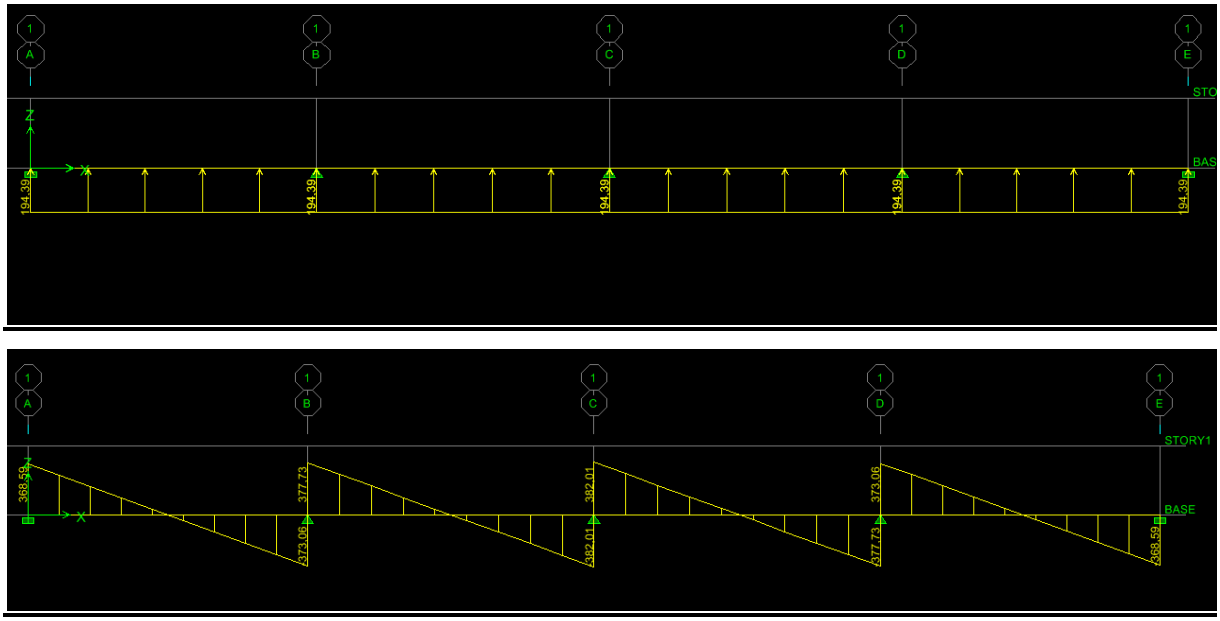


G) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :





H) Diagramme des efforts tranchants (ELS) :



XI.6- Sollicitation maximales :

- **Sens longitudinal :**

$M_{max\ tu}$ = 136,51KN.m

$M_{max\ au}$ = 274,12KN.m

$M_{max\ ts}$ = 95,61KN.m

$M_{max\ as}$ = 191,99KN.m

$M_{max\ Tu}$ = 384,89KN.m

$M_{max\ Ts}$ = 268,40KN.m

- **Sens transversal :**

$M_{max\ tu}$ = 222,47KN.m

$M_{max\ au}$ = 443,69KN.m

$M_{max\ ts}$ =156,34KN.m

$M_{max\ as}$ = 322,58KN.m

$M_{max\ Tu}$ = 545,52KN.m

$M_{max\ Ts}$ = 382,01KN.m

VIII.7- Le ferraillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 60 cm, h = 90 cm, d = 88 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa, ,σ_{st} = 348 MPa

Exemple de calcul :

$M_{max\,t}$ = 136,51KN.m $M_{max\,a}$ =274,12KN.m

- **Aux appuis :**

✓ **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{M^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{274{,}12 \times 10^3}{600 \times 88^2 \times 14.2} = 0.004 < 0.392 \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

μ_b =0.004 $\Longrightarrow \beta$ =0.998

✓ **Section d'armatures** :

$$A_a = \frac{M^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{274{,}12 \times 10^3}{0.998 \times 88 \times 348} = 8{,}96 cm^2$$ **Soit** : 4HA16 =8.04 cm²

Tableau VIII.6: Tableau récapitulatif de ferraillage

	sens	zones	M(KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	Ferraillage	A_u Adoptée
ELU	x-x	travée	136,15	0.002	SSA	0.999	4.46	4HA16	8.04
		appui	274,12	0.004	SSA	0.998	8,96	4HA16+2HA16	12,06
	y-y	travée	222,47	0.003	SSA	0.9975	7.28	4HA16	8.04
		appui	443,69	0.006	SSA	0.997	14,53	4HA16+4HA16	16,08

1. Vérifications a l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 88 \times 2{,}1}{400} = 6.38 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition :

$A_{adoptée}$ =8.04 $cm^2 \geq A_{min}$ = 6.38 $cm^2 \rightarrow$ CV

$A_{adoptée}$ = 12,06 $cm^2 \geq A_{min}$ =6.38$cm^2 \rightarrow$ CV

$A_{adoptée}$ =8.04 $cm^2 \geq A_{min}$ =6.38$cm^2 \rightarrow$ CV

$A_{adoptée}$ = 16,08 $cm^2 \geq A_{min}$ = 6.38$cm^2 \rightarrow$ CV

- **Contrainte du cisaillement :**

  $\mathbf{T_u^{max}}$ **= 545,52KN**

  Il faut vérifier que $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$

  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$

  $\overline{\tau_u} = \left\{\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\} = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4MPa\right\} = 2,5$ MPa

  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{545,52 \times 10^3}{600 \times 880} = 1.03$MPa

  τ_u = 1.03MPa < $\overline{\tau_u}$ = 2,5 MPa $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

a) Espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91modifié 99,** le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{l\,max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33$ mm soit $\emptyset_{l\,max}$ =16mm

Alors **:**∅=**10mm (**On prend 3 cadres de =10mm)

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\,\emptyset_l\right\} = \min\{22.5 ; 19,2\} = 19,2$ cm $\Longrightarrow$ S_t = 15 cm

- **En zone courante :**

$S_t = \frac{h}{4} = 22.5$ cm $\Longrightarrow$ Soit S_t= 20 cm en zone courante

b)Armatures transversales minimales :

$A^t{}_{min}$ = 0,003 × St × b = 0,003 x 20 x 60 = 3.6 cm^2 .

On prend **: $\mathbf{A^t{}_{min}}$ = 4HA10 = 3.14 $\boldsymbol{cm^2}$**

d) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est aumoins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.
Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :
A_p = 3 cm^2/ml x 0.9 = 2.7 cm^2 par parois

Soit donc **2HA14** avec **A_s=3.08cm^2**

2) Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

- **Sens longitudinal:**

Aux appuis :

A_s =12,06cm^2

$M_s{}^a$ = 274,12KN.m

$$\rho_1 = \frac{100 \ .A_s}{b \ .d} = \frac{100 \ . \ 12,06}{60 \ . \ 88} = 0.228$$

ρ_1 = 0.228 $\Longrightarrow$ k_1 = 50,79

β_1 = 0,924

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 .d \ . \ A_a} = \frac{274,12 \ . \ 10^3}{0,924 \ .88 \ . \ 12,06} = 279,536 \ \text{MPa}$$

⇨ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{279,536}{50,79} = 5,50 \ \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Longrightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

⇨ D'ou la contrainte dans les aciers est

$\sigma_s = 279{,}536$ MPa $< \overline{\sigma_s}$ =348 MPa ⟹ **condition vérifiée**.

<u>En Travée</u> :

A_s =8,04 cm^2

$M_s{}^t$= 136,15 KN.m

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 8{,}04}{60 \cdot 88} = 0.152$$

ρ_1=0.152 ⟹ k_1 = 63,12

β_1=0,936

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{136{,}15 \cdot 10^3}{0{,}936 \cdot 88 \cdot 8{,}04} = 205{,}590 \text{ MPa}$$

⇨ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{205{,}590}{63{,}12} = 3{,}26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$ ⟹ **condition vérifiée**

⇨ D'ou la contrainte dans les aciers est

$\sigma_s = 205{,}590$ MPa $< \overline{\sigma_s}$ =348 MPa ⟹ **condition vérifiée** .

❖ **<u>Sens transversal</u> :**

<u>Aux appuis</u> :

A_s =16,08cm^2

$M_s{}^a$= 443,69 KN.m

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 16{,}08}{60 \cdot 88} = 0.305$$

ρ_1=0.305 ⟹ k_1 = 42,47

β_1=0,913

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 .d . A_a} = \frac{443,69 . 10^3}{0,913 .88 . 16,08} = 343,431$ MPa

⇨ La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{343,431}{42,47} = 8,08$ MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15 MPa ⟹ **condition vérifiée**

⇨ D'ou la contrainte dans les aciers est

$\sigma_s = 343,431$ MPa < $\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa ⟹ **condition vérifiée**.

<u>Travée</u> :

A_s =8,04 cm^2

M_s^t= 222,47KN.m

$\rho_1 = \frac{100 .A_s}{b .d} = \frac{100 . 8,04}{60 . 88} = 0.152$

ρ_1=0.152 ⟹ k_1 = 63,12

β_1=0,936

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 .d . A_a} = \frac{222,47 . 10^3}{0,936 .88 . 8,04} = 335,936$MPa

⇨ La contrainte dans le béton est :

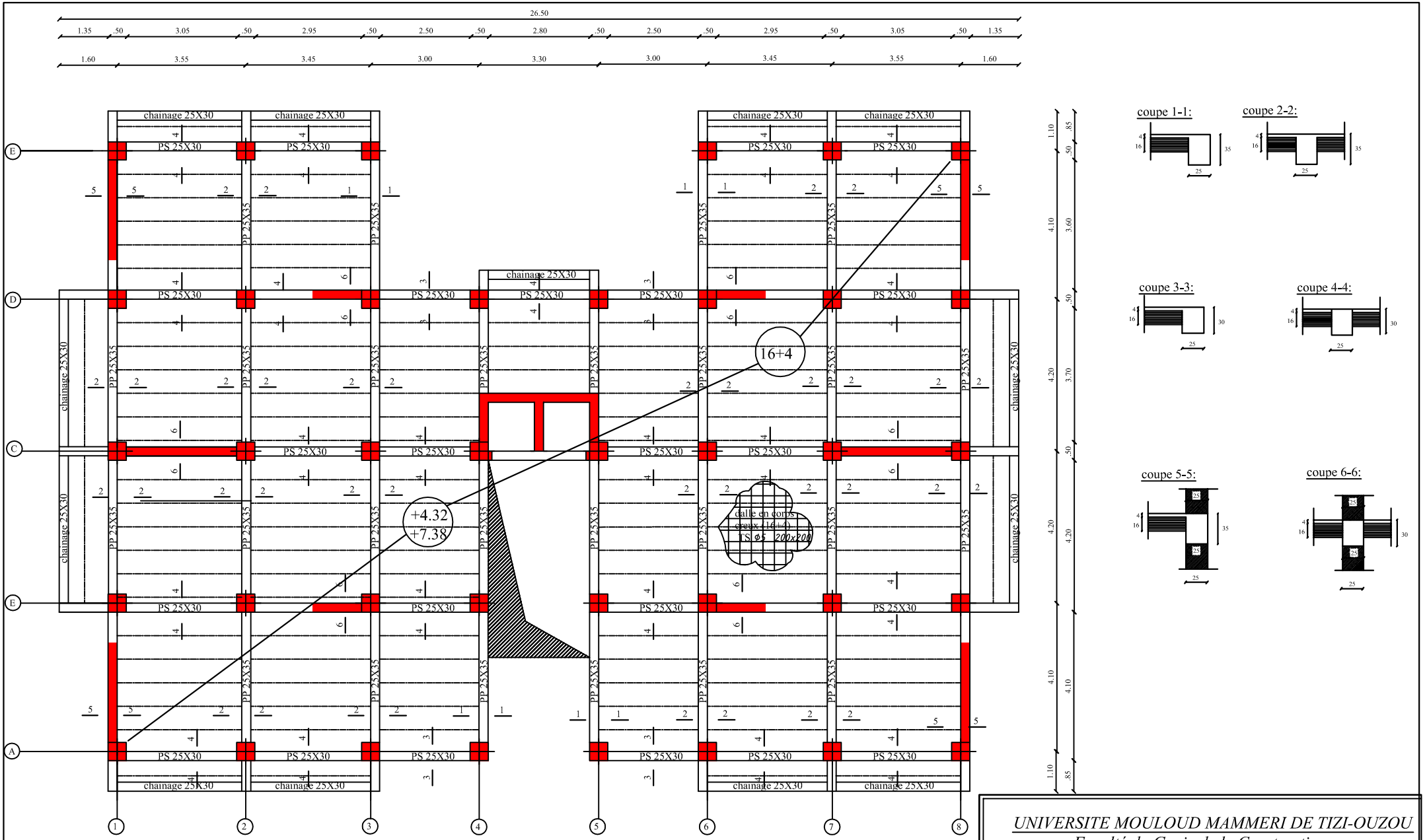
$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{335,936}{63,12} = 5,32$MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15Mpa ⟹ **condition vérifiée**

⇨ D'ou la contrainte dans les aciers est

$\sigma_s = 335,936$ MPa < $\overline{\sigma_s}$ =348 MPa ⟹ **condition vérifiée**.

Chapitre IX

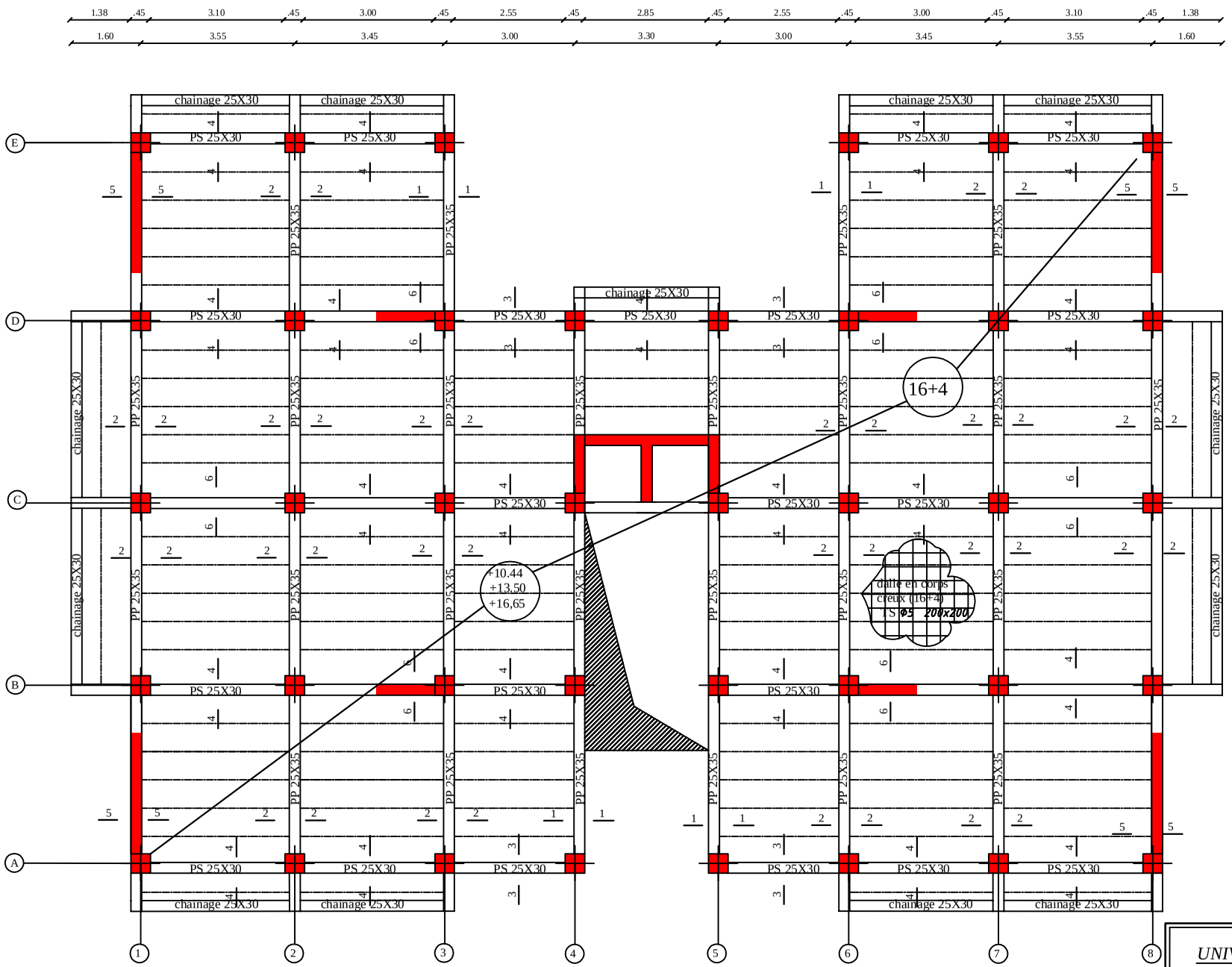
Plans d'exécution

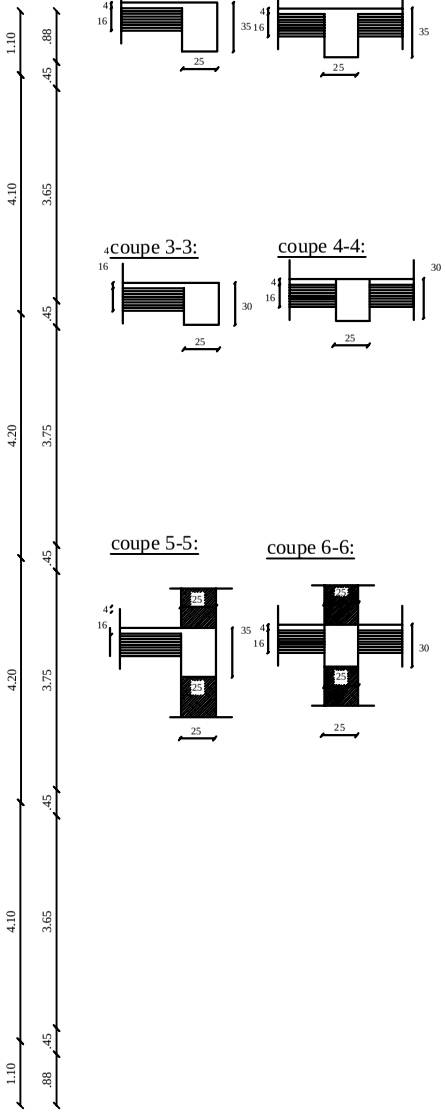


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

COFFRAGE PLANCHER (+4.32;7.38)

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAOUES	Plan:
Encadré par:	**Mr**:HAMMAR RABAH.	Echelle:1/100

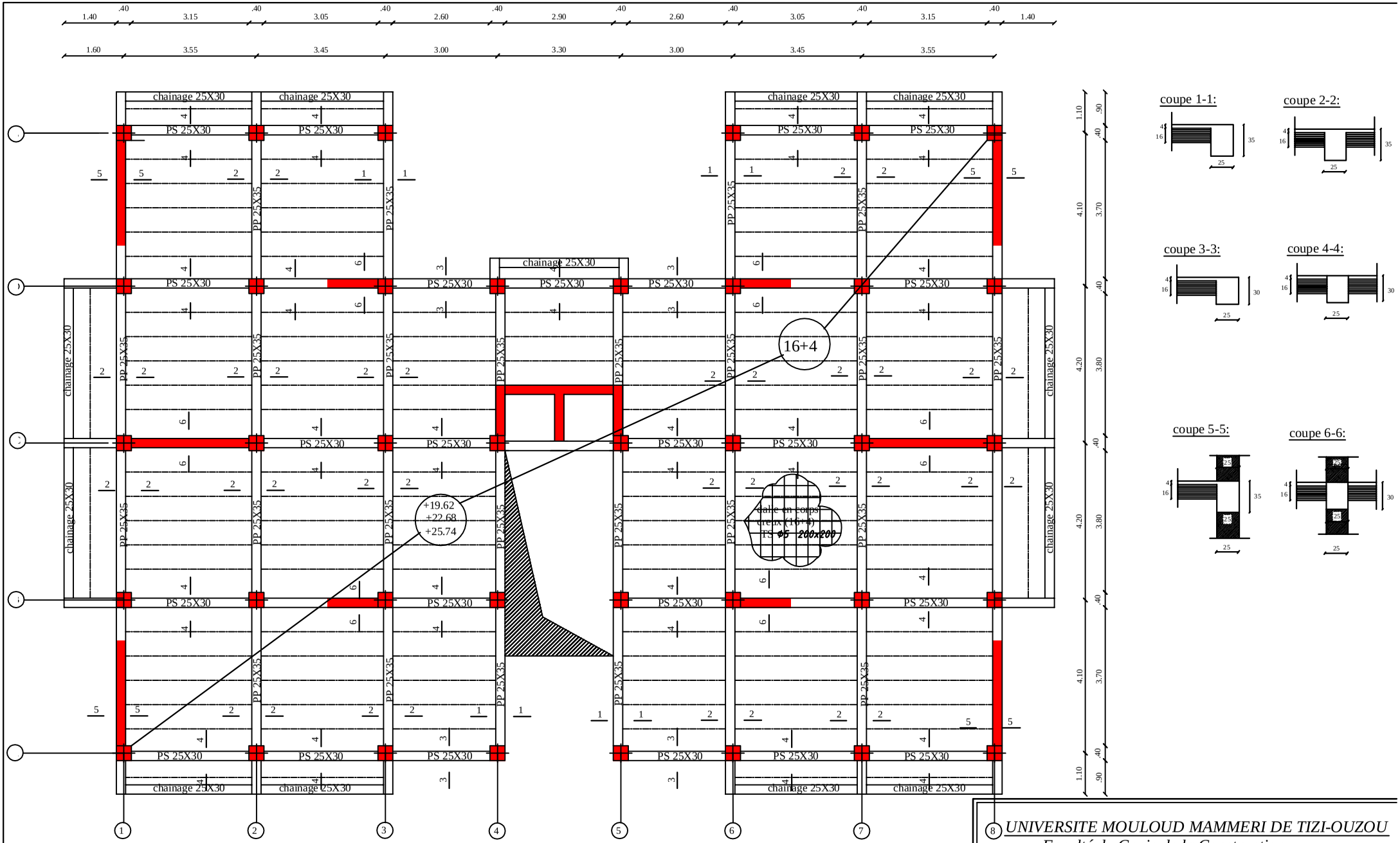




UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

COFFRAGE PLANCHER(+10.44;+13,50+16,65)

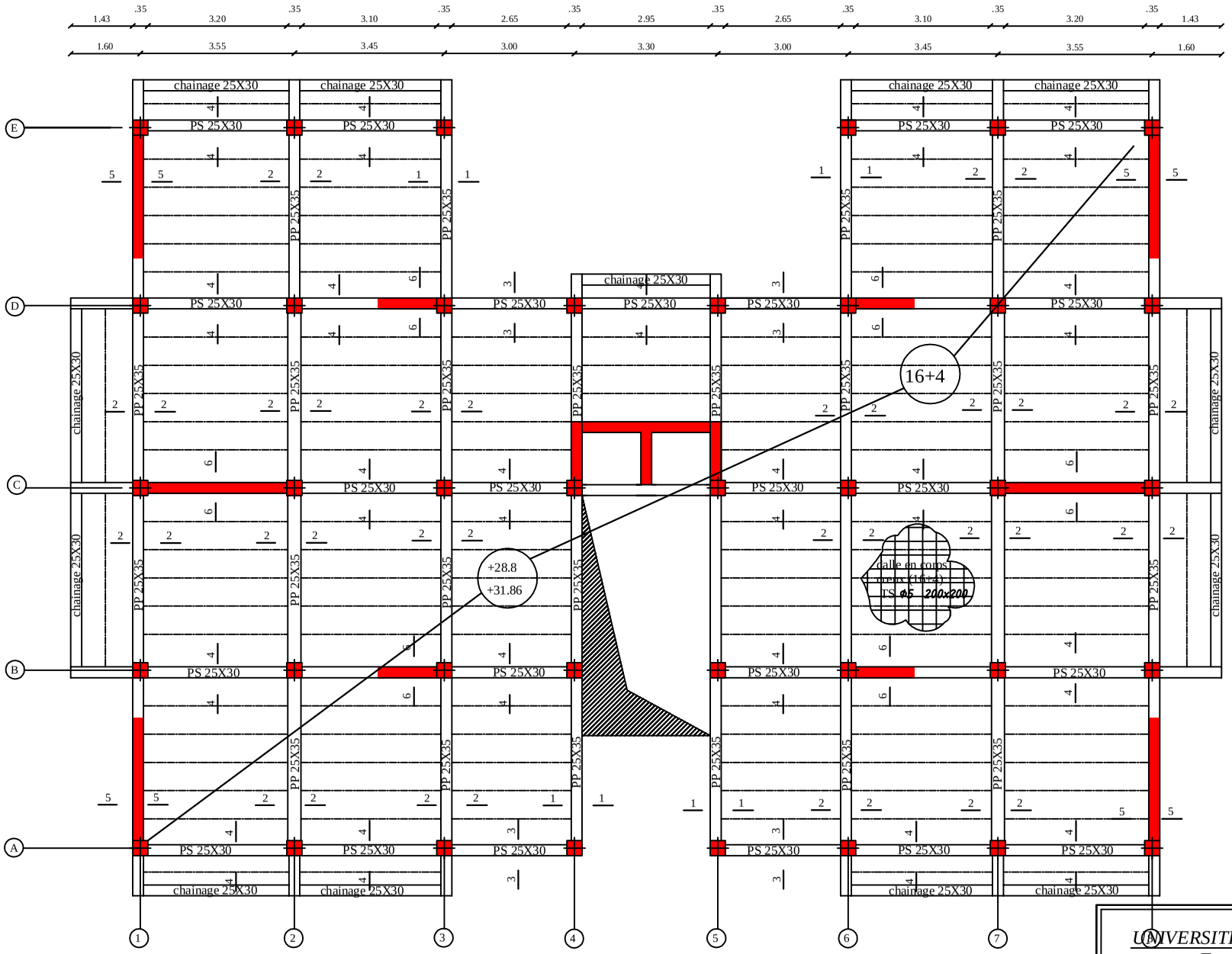
Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAQUES	Plan:

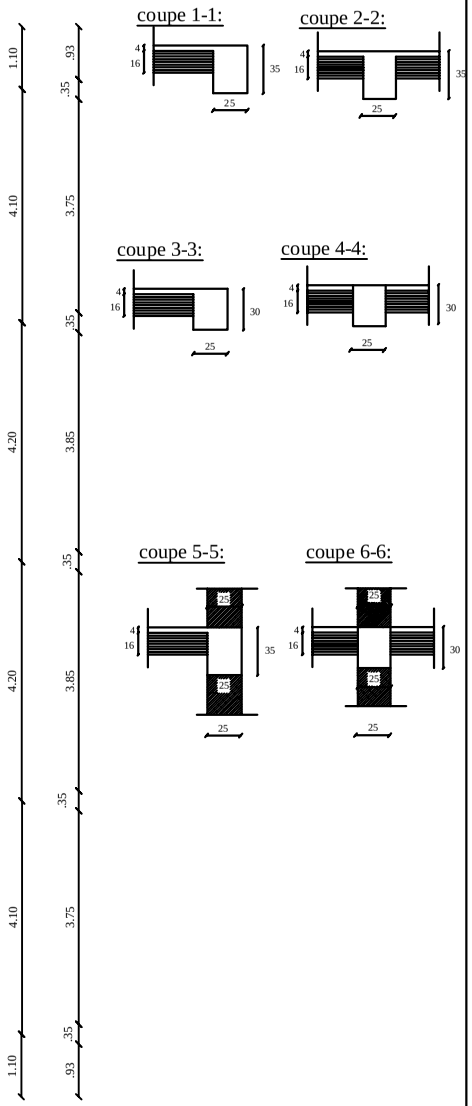


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

COFFRAGE PLANCHER(+19.62;+22.68+25.74)

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAQUES	Plan:

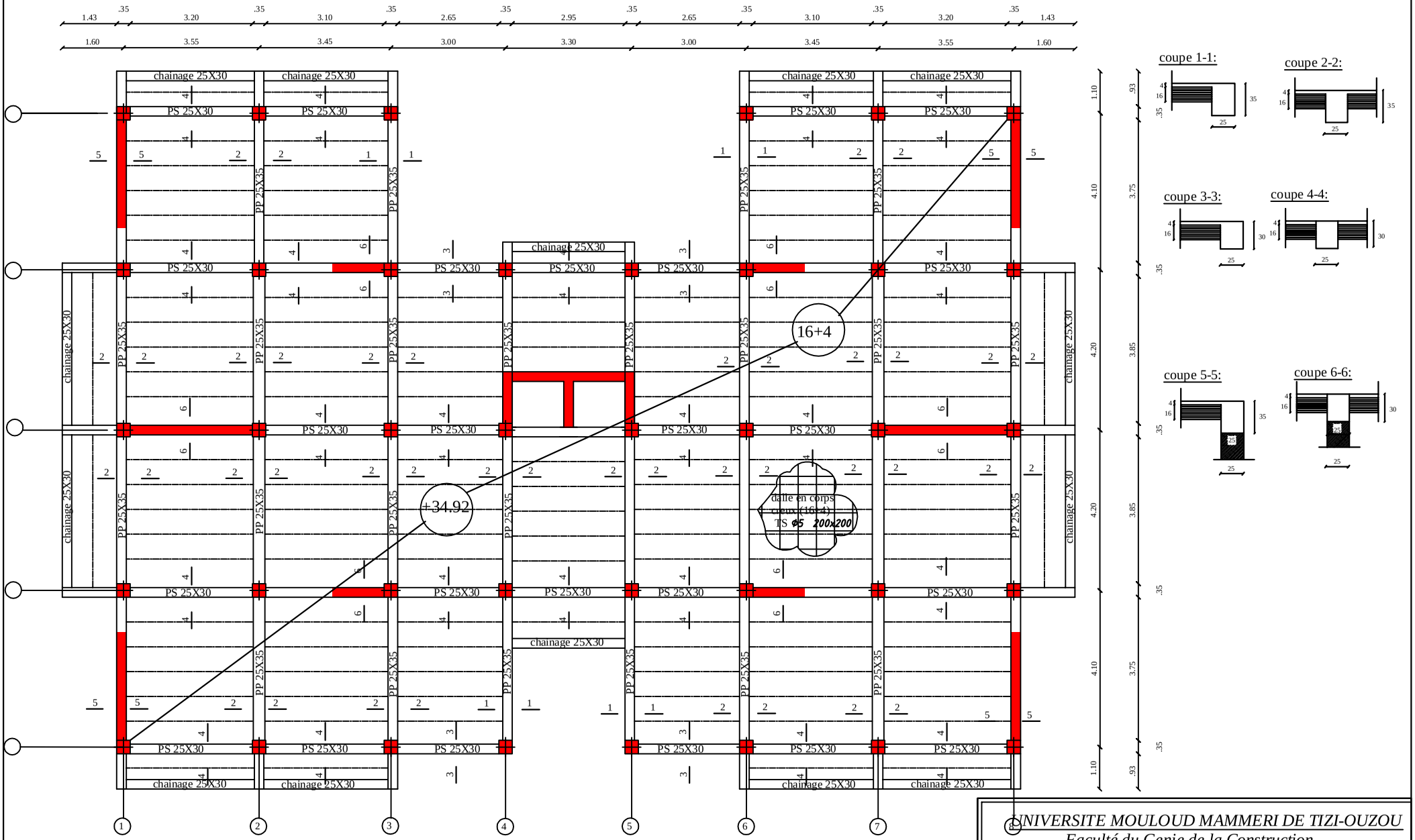




UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

COFFRAGE PLANCHER(+28.8;+31.86)

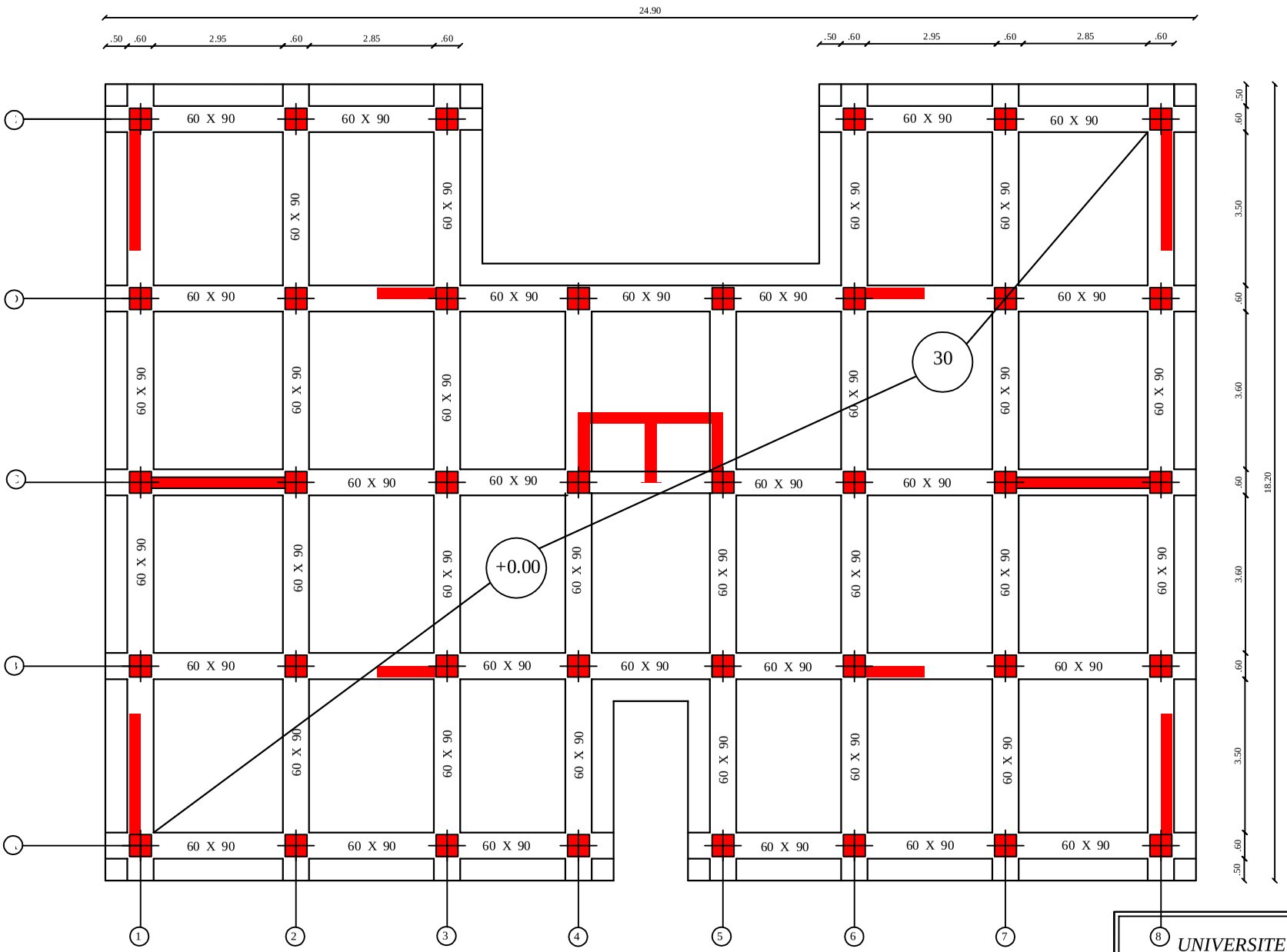
Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAOUES	Plan:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

COFFRAGE PLANCHER(+34.92)

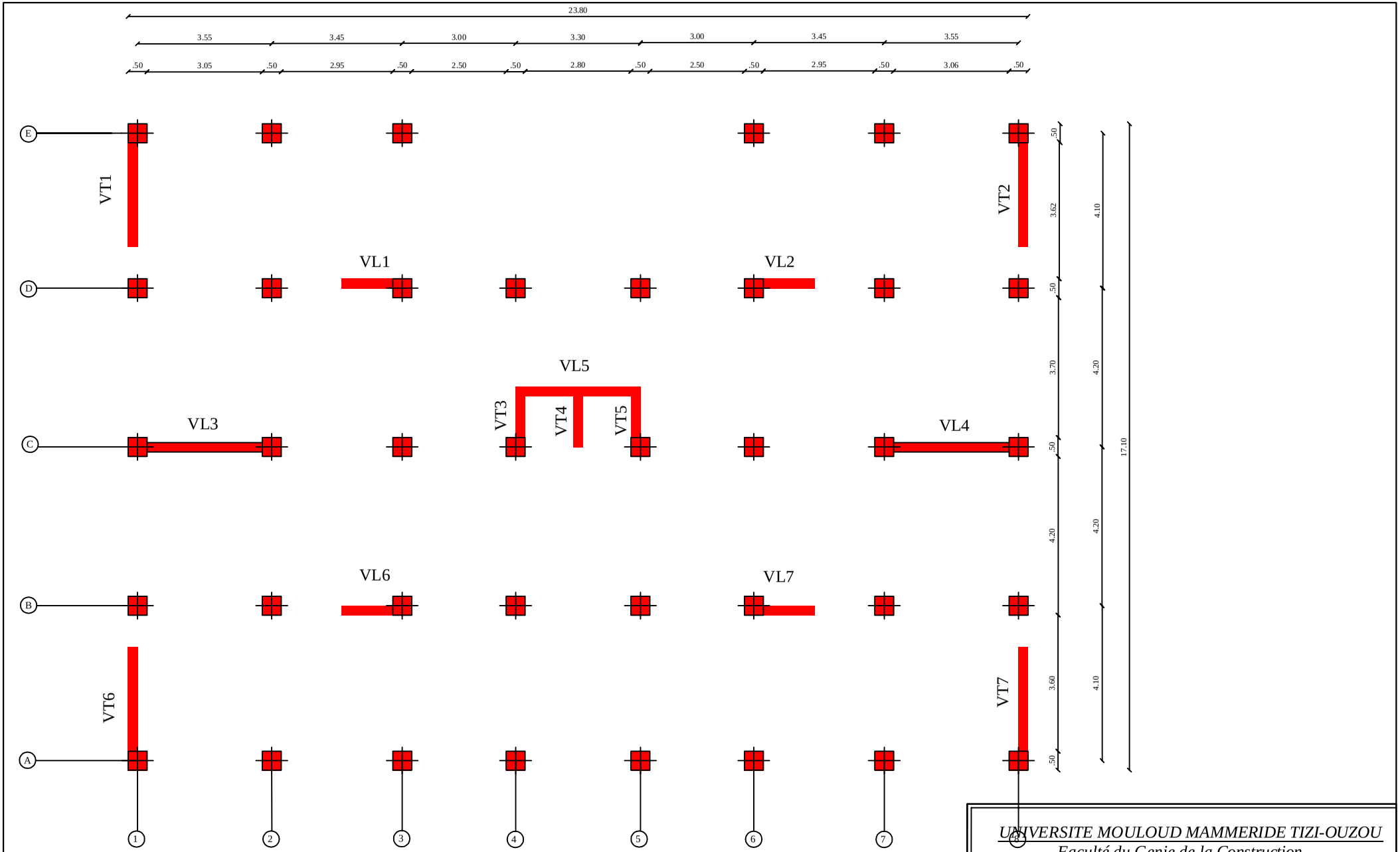
Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAOUES	Plan:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

PLAN DE COFFRAGE DE FONDATION

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAOUES	Plan:

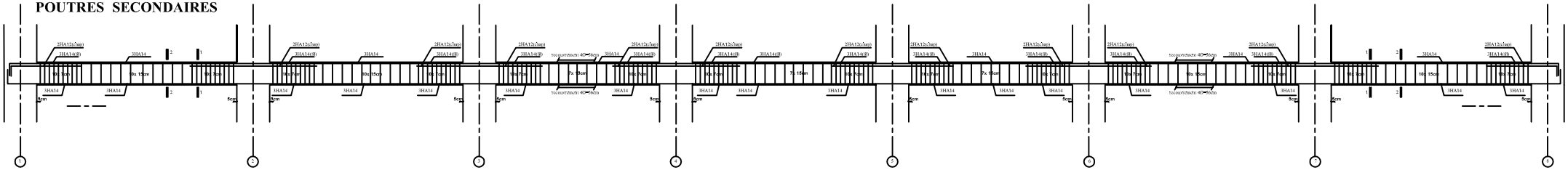


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIDE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

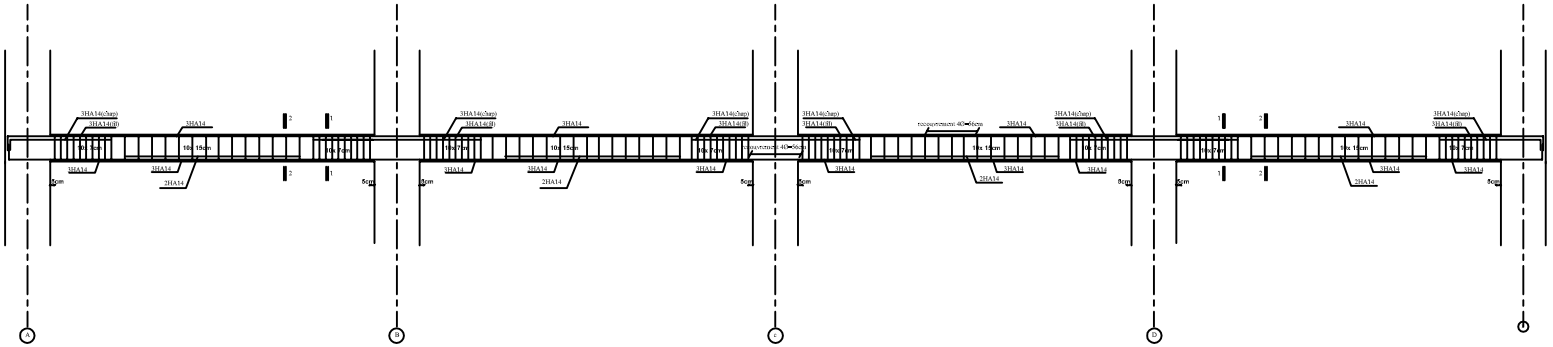
LA DISPOSITION DES VOILES

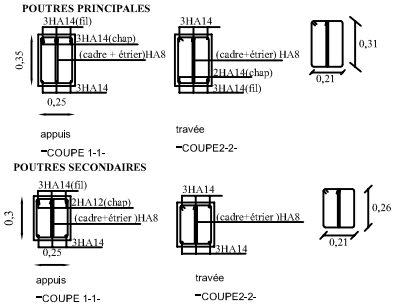
Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAOUES	Plan:
Encadré par:	**Mr**: HAMMAR RAPAH	

POUTRES SECONDAIRES

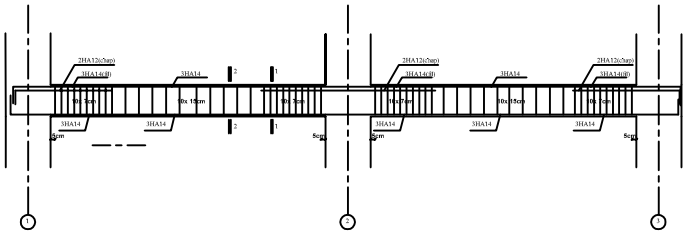


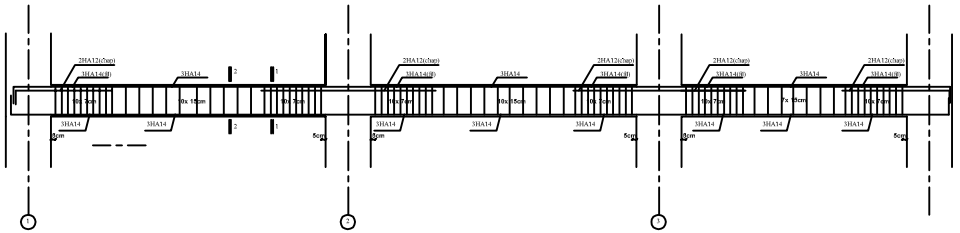
POUTRES PRINCIPALES



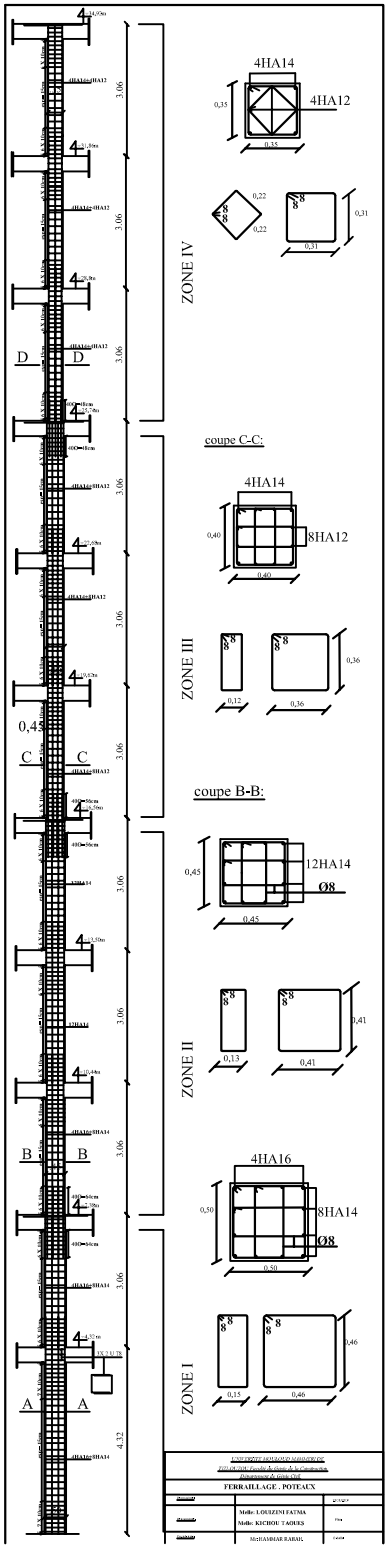


POUTRES SECONDAIRES

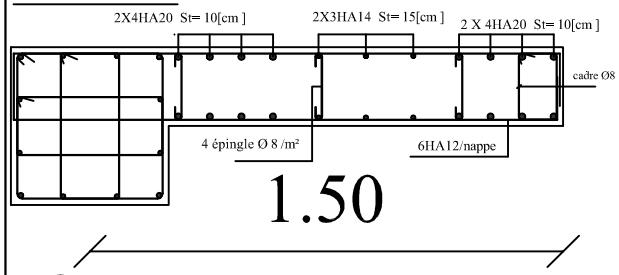




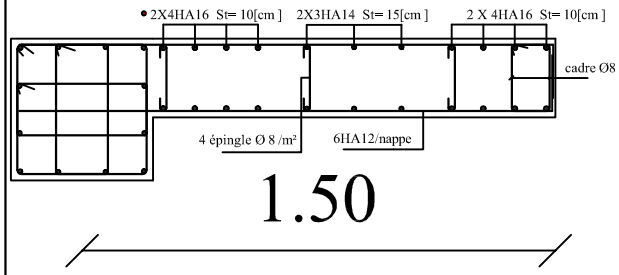
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil		
FERRAILLAGE DES POUTRES		
Proposé par :		Octobre 2019
Présenté par :	Melle : LOUIZINI FATMA Melle : KICHOU TAOUES	plan :
Encadré par :	Mr : HAMMAR RABAH	Echelle:


4HA14
4HA12
0,35
0,35
0,22
0,22
0,31
0,31
ZONE IV
coupe C-C:
4HA14
8HA12
0,40
0,40
ZONE III
0,36
0,12
0,36
coupe B-B:
12HA14
Ø8
0,45
0,45
ZONE II
0,41
0,13
0,41
4HA16
8HA14
Ø8
0,50
0,50
ZONE I
0,46
0,35
0,46
3,06
0,43
D
C
B
A
4,32
FERRAILLAGE : POTEAUX
Melle. LOUIZENI FATMA
Melle. KICHOU TAOUES
MeHAMMAR RABAH

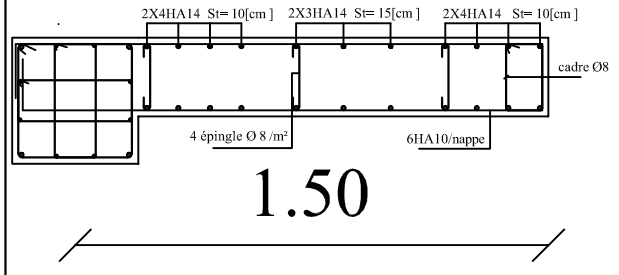
ZONE I: VL1;VL2,VL6,VL7



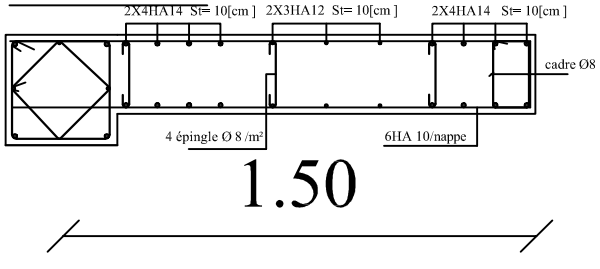
ZONE II:



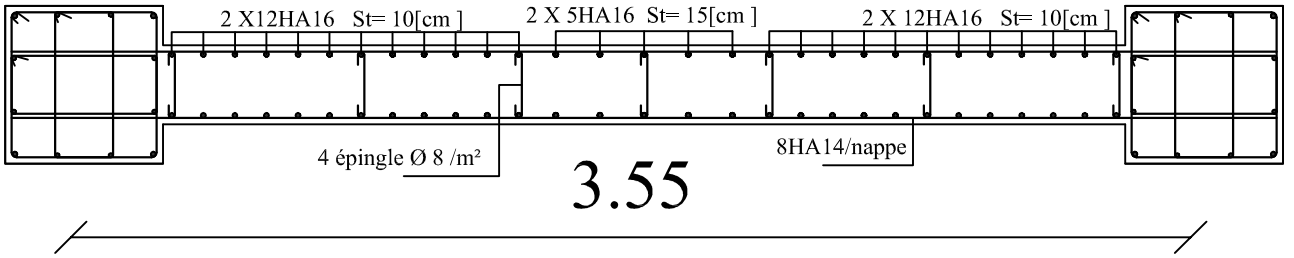
ZONE III:



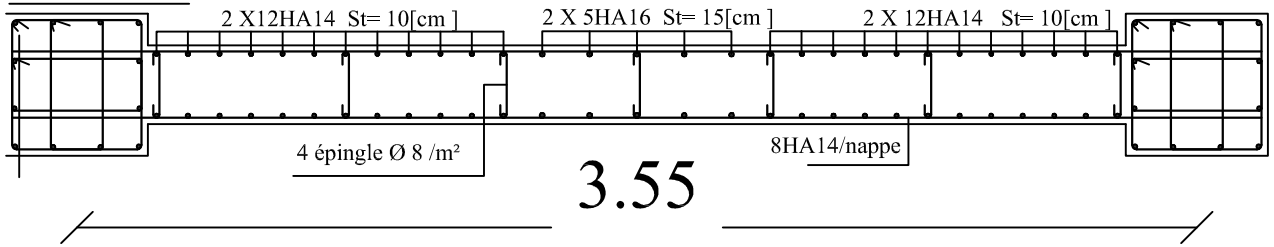
ZONE IV:



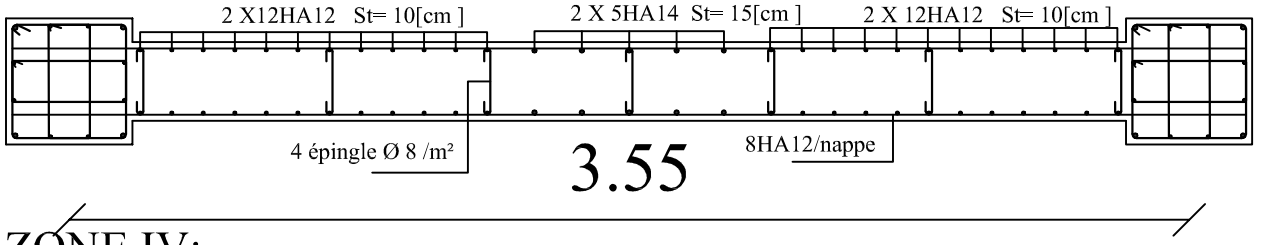
ZONE I: VL3,VL4



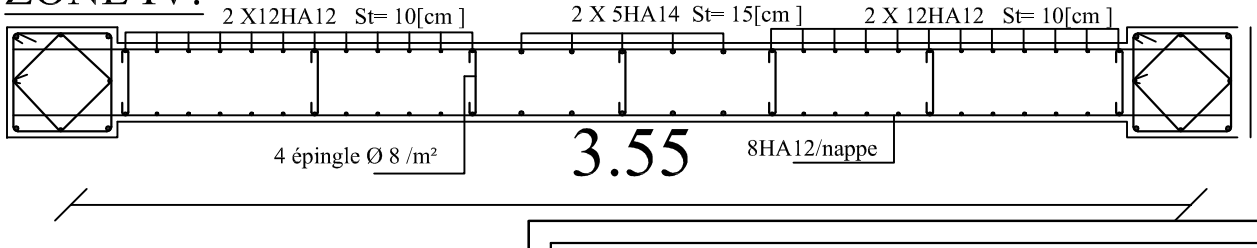
ZONE II:



ZONE III:

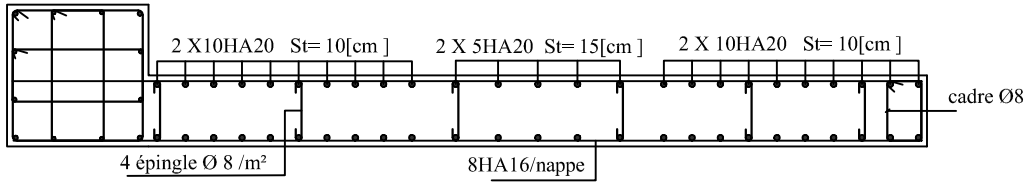


ZONE IV:



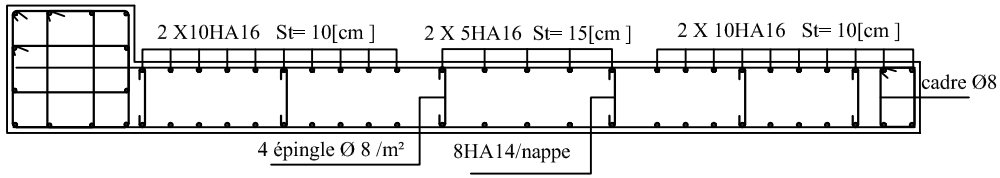
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE *TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction* *Département de Génie Civil*		
FERRAILLAGE DES VOILES		
Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAOUES	Plan:
Encadré par:	**Mr**:HAMMAR Rabah	Echelle:

ZONE I: VT1;VT2,VT6,VT7



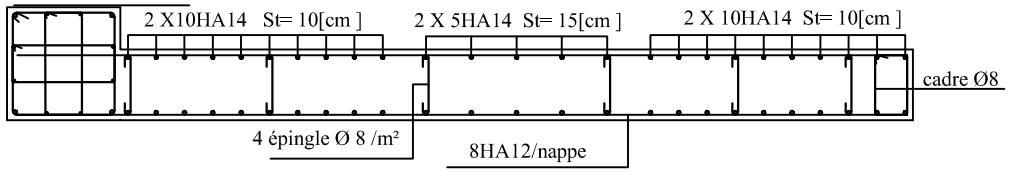
3.00

ZONE II:



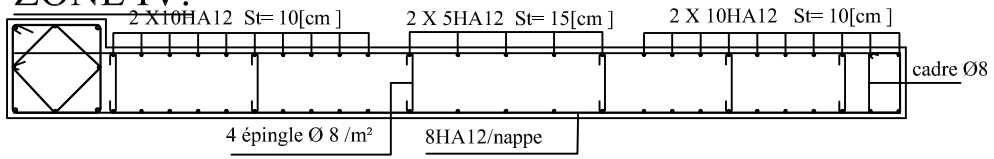
3.00

ZONE III:



3.00

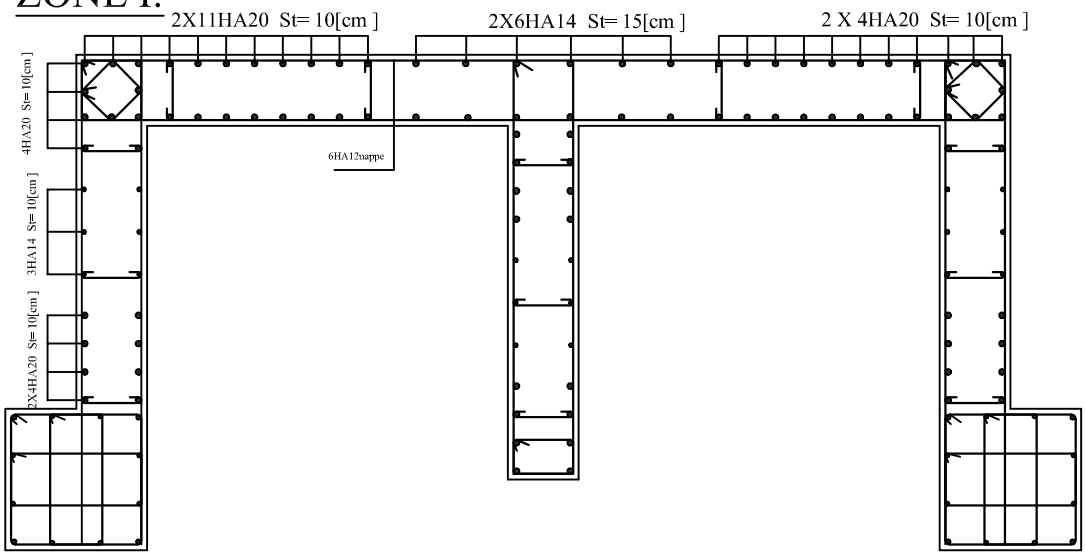
ZONE IV:



3.00

VL5;VT3,VT4,VT5

ZONE I:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

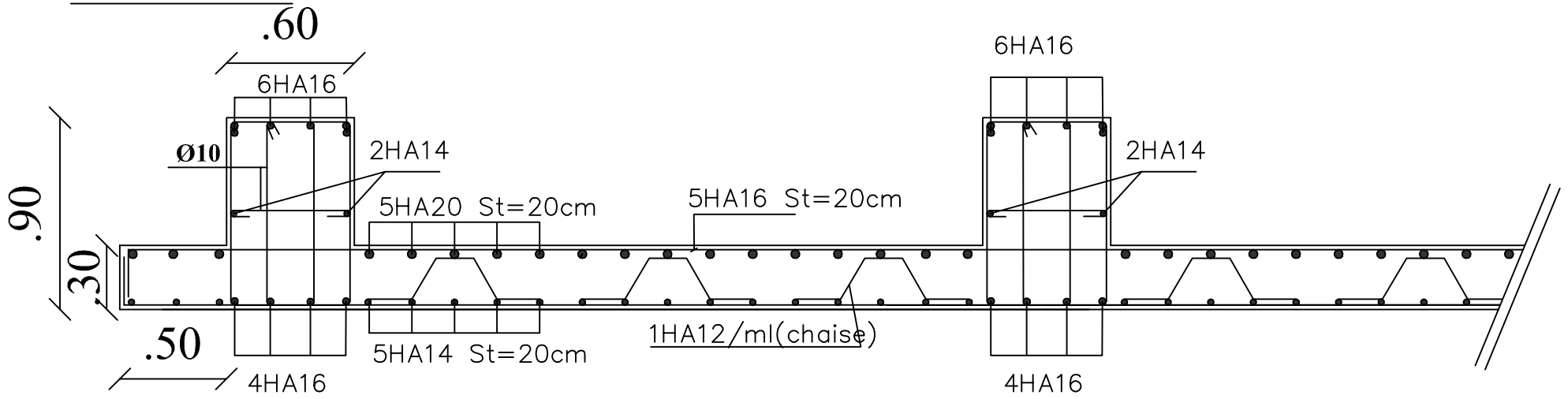
Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

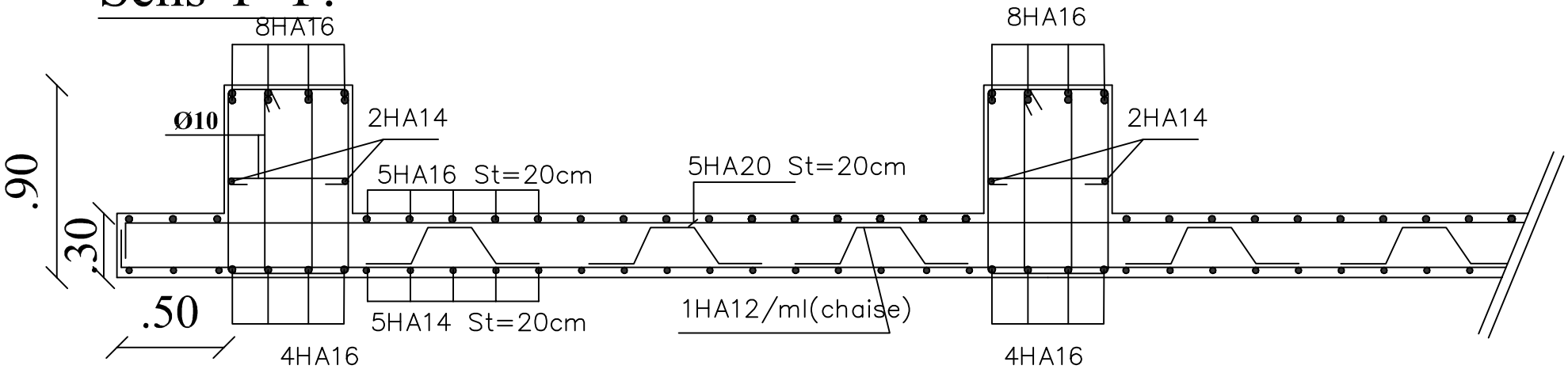
FERRAILLAGE DES VOILES

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAOUES	Plan:
Encadré par:	**Mr:**HAMMAR RABAH	Echelle:

Sens X-X:



Sens Y-Y:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE

TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DU RADIER

Proposé par:		2018/2019
Présenté par:	**Melle**: LOUIZINI FATMA **Melle**: KICHOU TAOUES	Plan:
Encadré par:	**Mr:**HAMMAR RABAH	Echelle:1/100

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment , et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur les règlements en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments principaux de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- les voiles sont disposés symétriquement autant que possible, aux extrémités pour éviter la torsion.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferraillés avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Le choix du type de fondations dépend essentiellement de la nature du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.
- Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable de Génie civil dans tous les domaines , en particulier dans le domaine de l'informatique(logiciels de calculs), comme par exemple SOCOTEC , AUTOCAD …., ou encore le logiciel ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA .
- On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais il doit aussi tenir compte du côté de la pratique.

Ce travail est une petite contribution avec laquellenous espérons quelle sera d'une grande utilité pour lespromotions à venir.

Bibliographie

- **Règlements**

✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
✓ Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
✓ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
✓ Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

- **Autres**

✓ Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.
✓ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
✓ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

- **Recherche globale sur internet.**