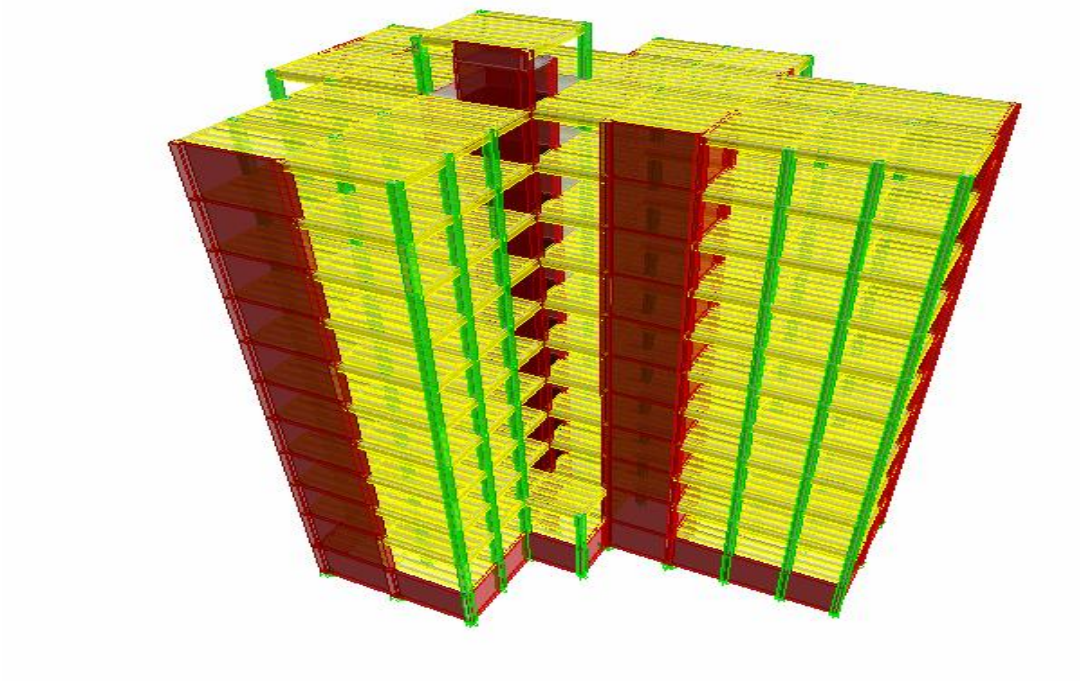
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

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

THEME

Calcul d'une structure en (R+9+s-sol) à usage d'habitation et commercial, à Contreventement mixte



Etudié par:
M^elle^ BELKACEM Lynda
M ^elle^ MOKHTARI Lynda

Dirigé par :
M^r^ Louzai

Promotion 2014-2015

REMERCIEMENTS

On tient à présenter nos remerciements les plus expressifs à Monsieur LOUZAI, notre promoteur, pour son entière disponibilité et ses orientations durant l'élaboration de ce travail.

On remercie aussi l'ensemble du personnel du département de Génie Civil.

On tient de même à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail a ceux qui me prenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a leurs soutien, patience et confiance.

- nos frères et sœurs,
- Tous nos amis.

Lynda

TABLE DES MATIERES.

Introduction générale……1

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

I. Introduction……..2

1 : Présentation de l'ouvrage……2

2 : Caractéristiques géométriques……2

3 : La réglementation utilisée……3

4 : Eléments de l'ossature……3

5: Caractéristiques mécaniques des matériaux……6

A- Béton…….....6
B- Acier……...10

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge.

II : Introduction……..14

1 : Le plancher……14

2 : Les poutres…….……16
A- Les poutres principales……...16
B- Les poutres secondaires…….....17

3 : Les voiles……...…18

4 : Les poteaux :…….....19

4-1:Détermination des charges et surcharges. ……....19

4-2:Descente de charge……..…..23

4-3: Calcul du poids propres des éléments. ……...….24

4-4: Vérification relative au coffrage……..…26

4-5: Vérification de la résistance des poteaux au flambement……...…27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III. Introduction……28

I-1 : Etudes des planchers ……..28

1-1 : Ferraillage de la dalle de compression……..28

1-2 : Etude de la poutrelle. ……...……...29

1er étape :Avant coulage de la dalle de compression……...30

2em étape :Après coulage de la dalle de compression……...31

1-3 : Ferraillage de la poutrelle à l'ELU……...43

1-4 : Vérification à l'ELU……..45

1-5 : Calcul à l'ELS……....48

1-6 : Vérification à l'ELS……...52

Conclusion……56

III-2 : Calcul des escaliers..…….....…….……..….57

2-1 :Prédimensionnement de l'escalier à calculer……58

2-2 : Détermination des sollicitations de calcul……59

2-3 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU……63

2-4 : Calcul du ferraillage……..66

2-5 : Vérification à l'ELU……..67

2-6 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS……..69

2-7 : Vérification à l'ELS……...73

III-3-1: Acrotère.……76

3-2 : Ferraillage de l'acrotère……78

A- Calcul des armatures à l'ELU……78
B- Calcul en flexion simple……78

3-3 : Vérification à l'ELU……..79

3-4 : Vérification à l'ELS……81

3-6 : Vérification de l'acrotère au séisme……..82

III-4 : La dalle pleine ……83

4-1 : Calcul du panneau de dalle à l'ELU……84

4-2 : Ferraillage de la dalle à l'ELU…….…..86

4-3 : Vérification à l'ELU……..88

4-4 : Calcul à l'ELS……90

4-5 : Vérification à l'ELS……...91

III-5 : La salle machine……...93

5-1 : Calcul de la dalle salle machine……93

1-1 : Epaisseur de la dalle…….93

1-2 : Calcul de la dalle à l'ELU……94

1-3 : Détermination des sollicitations……..95

5-2 : Ferraillage de la dalle salle machine……97

5-3 : Vérification à l'ELU……....98

5-4 : Calcul à l'ELS……..…….....100

5-5 : Vérification à l'ELS……102

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique……...104

1 : Introduction……104

2 : Objectif de l'étude dynamique……104

3 : Choix de la méthode de calcul……104

3-1 : Méthode statique équivalente…….105

3-2 : Méthode dynamique modale spectrale……...106

4 : Vérifications réglementaires……...109

4-1 : Vérification de l'effort tranchant à la base……....112

4-2 : Vérification des sollicitations normales……113

4-3 : Nombre de modes à considérer……..113

4-4 : Les déplacements latéraux inter-étage……...114

4-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ……..115

4-6 : Système de contreventement……..117

Conclusion……..120

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux…….121

V : Introduction……121

V-1 : Ferraillage des poteaux……121

A : Détermination des efforts internes……..121

B: Recommandation du RPA99 version 2003……..122

1-2 : Calcul des armatures à l'ELU……124

1-3 : Calcul du ferraillage des poteaux…...…….126

1-4 : Vérification à l'ELU……..…….132

1-5 : Vérification à l'ELS……..…….135

V-2 : Ferraillage des poutres……..…..139

2-1 : Recommandation du RPA99 version 2003…….139

2-2 : Calcul des armatures longitudinales……141

2-3 : Les efforts internes obtenus pour les poutres……..142

2-4 : Ferraillage……143

2-5 : Vérification de RPA99 version 2003……...149

2-6 : Vérification à l'ELU……150

2-7 : Vérification à l'ELS……154

V-3 : Ferraillage des voiles……..159

3-1 : Méthodes de calcul……...159

3-2 : Exposé de la méthode des bandes……...160

3-3 : Les vérifications……...163

3-4 : Ferraillage……164

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure……180

Introduction……...180

1 : Les principaux rôles de la fondation……..……...181

2 : Etude géotechnique du sol……...181

3 : Stabilité des fondations……...181

4 : Facteurs de choix du type de fondation……...……..181

5 : Choix du type de fondation……182

6 : Etude du radier……186

6-1 : Ferraillage du radier……..192

6-2 : Ferraillage de la dalle…….....192

6-3 : Ferraillage de la nervure…….……...197

6-4: Ferraillage de la nervure……..……...197

Conclusion générale……..207

Introduction générale:

‹‹Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages›› est un conseil qui nous traduise l'importance et le rôle de génie civil ainsi les professionnelles qui se livrent à cette activité.

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public.

Chaque étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles: la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement: partie hors terre et partie enterrée.

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue et difficile, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels qu'ETABS, ROBOT..., permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Étude de l'infrastructure » consiste à calculer les fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un sous sol, un RDC et 9 étages à contreventement mixte(voiles avec interaction) à usage d'habitation et commerce, dans cette étude on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis Etabs (version9.7) particulièrement efficace dans la modélisation des structures à plusieurs étage. Ce logiciel nous a permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure

Pour notre étude de la structure (R+9 avec Sous-sol) à contreventement mixte(voiles avec interaction) En plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques qui sont reproduites par un spectre de réponse tiré du calcul donné par le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, qui sera introduit au logiciel (ETABS).

Chapitre I

Présentation et description de l’ouvrage

I - Introduction:

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

-Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du bâtiment).

- Les éléments constructifs :(élément structuraux et non structuraux).

- Les caractéristiques des matériaux composant le bâtiment.

I-1.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+9+sous-sol) à usage d'habitation et commerce. Cet ouvrage est de moyenne importance (**groupe d'usage2**), implanté à **O.Tletat** à la wilaya **d'ORAN.** Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone II a**).

Le rapport du sol ne nous a pas étais remis, alors nous avons pris une valeur de σ_{Sol}**=2bars** cette contrainte correspond à un sol meuble **S3.**

Cet ouvrage est composé :

-08 étages courants à usage d'habitation.
- 01 sous-sol
- RDC à usage commercial.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.

I-2.Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

- **En plan :**

Longueur totale du bâtiment **:** L = 29.85m

Largeur totale du bâtiment : L = 21.85

- **En élévation :**

Hauteur totale du bâtiment : $H_{(total)}$= 37.26 m

Hauteur du sous-sol : $H_{(sous-sol)}$= 3 m

Hauteur du RDC : $H_{(RDC)}$= 3.6 m

Hauteur de l'étage courant **:** $H_{(étage\ courant)}$= 3.06m.

I-3.La réglementation utilisée :

Nous nos conformerons dans nous calcules aux règlements on vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (RPA 99, modifier 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifier 99).
- Charge et surcharge d'exploitation (DTR – BC – 22).
- CBA93 **(**conception et calcul des ouvrages en béton armé**)**.

I-4.Éléments de l'ossature :

1. **Ossature :** un bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.

- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.

Portiques: Les portiques Sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

Voiles: Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

2. **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

A) **Fonction de résistance mécanique :** Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure (poteaux et voile).

B) **Fonction d'isolation:** Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

Nous avons 2 types de planchers :

1. **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposante sur des poutrelles préfabriquées.

2. **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle Machine (cage d'ascenseur), et les balcons.

3. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en doubles parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10cm

a) Murs extérieurs :

Ils seront réalisés en doubles cloisons de deux briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10)

b) Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

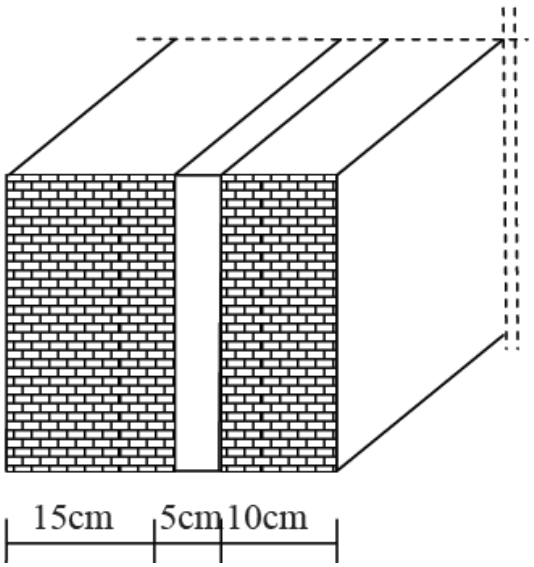


Figure I-1 : Mur en double cloisons.

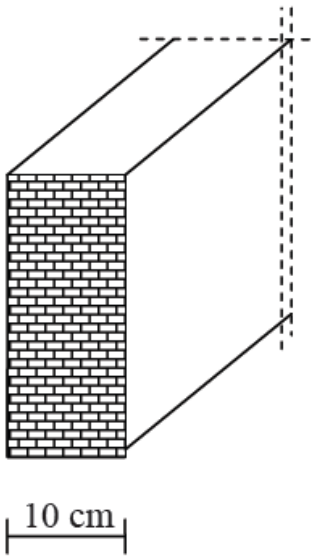


Figure I-2 : Mur en simple cloison.

4. **Escalier :**

L'escalier est réalisé en béton armé, il constitué par une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

5. L'ascenseur :

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

6. **Les Revêtements :**

Les revêtements sont réalisés en :

- enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Mortier de pose.

7. **Acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 30 cm, qui vient se greffer à la périphérie de la toiture. Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

8. **Les voiles de contreventements :**

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges d'exploitations transmises par les planchers ainsi que les charges sismiques.

9. **Les fondations** :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol, d'implantation et de l'importance de l'ouvrage On distingue trois types de fondations: superficielles, profondes et semi-profondes.

10. **Le système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage, même s'il est couteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
-Sécurisation de la main d'œuvre.

I-5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

A. Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m3 de ciment Portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

À titre indicatif ($1m^3$) de béton et composé de :

• **Granulats:**

- Sable …… 400 l
- Gravillon …… 800 l

• **Ciment :** ……...350 l

• **Eau :**……. 175 l

a -Resistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression, dans son cas courant âgé de 28 jours par plusieurs essais sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique qui a un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm. Elle est notée " f_{c28} ".

Soit l'écrasé de **n** éprouvettes, on aura donc **n** valeurs de la résistance du béton :

- La résistance moyenne des éprouvettes: $R_{moy}=\sum_{i=1}^{n} Ri/n$
- L'écart type **:** $S=\frac{\sqrt{(Rm-Ri)^2}}{n-1}$.
- La variabilité **:** $V(\%)=\frac{S}{Rm}\times 100$.

o A 28 jours la résistance caractéristique du béton et égale a : $f_{c28}=R_{moy}-KS$.

o D'où, **K** est un coefficient qui dépend de la variabilité, dans notre cas on prend : K=1.64.

Pour le choix de la valeur de $\mathbf{fc_{28}}$ on peut considérer que :

- Une résistance de 20MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on fixe : f_{c28} = 25MPA

➢ D'après le (B.A.E.L.91, Art A.2.1.11, modifié99) on admet la résistance f_{cj} suivante :

- **Pour j ≤ 28 jours :**

$f_{cj}=\frac{j}{(4,76+0,83j)}f_{c28}$: Pour des f_{c28}<40MPA.

$f_{cj}=\frac{j}{(1,4+0,95j)}f_{c28}$: Pour des f_{c28} >40MPA.

- **Pour j > 28 jours :** f_{cj} = 1,10 f_{c28}

b -Résistance caractéristique à la traction :(B.A.E.L91 Art2-1-12/ modifié99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante **: f_{tj}= 0,6 + 0,06 f_{cj}.**

- Dans notre cas :f_{c28} = 25 *MPa* ⇨$\boldsymbol{f_{tj}}$=2,1 MPa.

c- Contraintes limites :

1.Les états limites :

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

➢ **Etat limite ultime (ELU)** : (BAEL91/Art A.4.3, 41)

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

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

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

$$f_{bc}=\frac{0,85\,.\,f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$ (Art. A.4.3.41, BAEL 91/ modifié99)

Avec :

γ_b: Coefficient de sécurité :

γ_b { $\gamma_b = 1,5$.....en situation courante.

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

θ: Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

θ { $\theta = 1$.....t > 24 h

$\theta = 0,9$.....1h ≤ t ≤ 24 h

$\theta = 0,85$.....t ≤ 1

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

- La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure suivante :

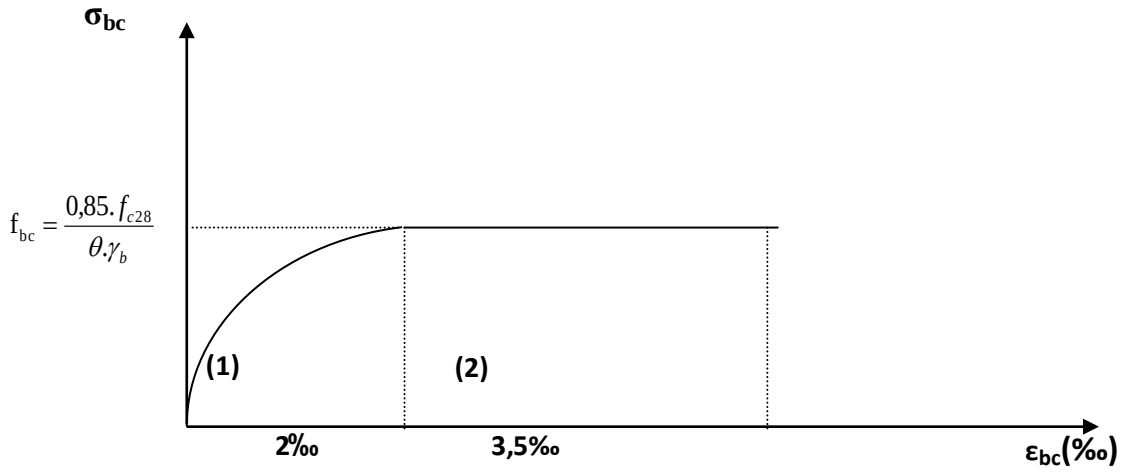


Figure I-3: Diagramme simplifié contrainte déformations du béton à l'Etat limite ultime.

- Le diagramme est composé :
  - D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
  - D'une partie rectangle (état plastique).
  - $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰$

- **Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/ Art 4.2).**

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

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

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

$$\sigma_{bc} = 0{,}60\ fc28 \text{ en MPa (Art 4–5.2 BAEL91)}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 15$ MPa.

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée par la figure suivante :

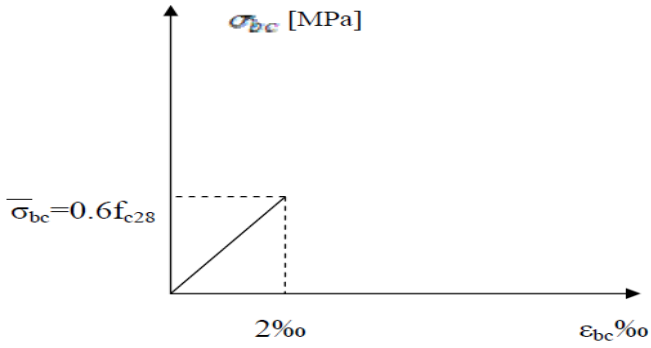


Figure I-4 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

2- Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.5.1.1 BAEL.91/ modifié99):

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

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

b : largeur de la section cisaillée.

d : hauteur utile (d = h-c).

❖ Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min\{0{,}13f_{c28}\ ;\ 5MPa\}$,

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\{0{,}10f_{c28}\ ;\ 4MPa\}$.

d-Module d'élasticité du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

- Module de Young instantanée :Eij=$11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (Chargement de courte durée),en MPa (Art A-2.1, 21BAEL91).
- Module de Young Différée **:** $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ **(**chargement de longue durée),en MPa (Art A-2.1, 22BAEL91).

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

A j=28jours→ { Eij= 32164,2MPa ; Evj= 10818,86 MPa

e- Module de déformation transversale :

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

$$G = \frac{E}{2\times(1+\upsilon)}$$ (Art .A.2.1.3/BAEL99/ modifié99)

Avec :

E : module de Young.

υ: Coefficient de Poisson.

f- Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson **(υ)** est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (A.2.1, 3 / BAEL91/ modifié99)

- **υ**= 0,20 pour le calcul des déformations à ELS.
- **υ**= 0 pour le calcul des sollicitations à ELU.

B- Les aciers :

Leur rôle est de reprendre les efforts de tractions qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité. En général les aciers utilisés sont de trois types :

- Les ronds lisses feE215 et feE235 correspondent a des limites d'élasticité garanties de 215 Mpa et 235Mpa.
- Les aciers à hautes adhérences fe400 et fe 500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

1.Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris :

$Es = 2.\ 10^5$ MPa (A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99

2. contrainte limite dans les aciers : (Art A-4,3.1-B.A.E.L91/ modifié99)

- **Etat limite ultime :**

Les armatures sont destinées à équilibres et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

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

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \qquad \text{(Art A.2.1.2, BAEL91/modifié99)}$$

Avec :

σ_{St} : La contrainte d'acier a l'ELU.

Fe: Contrainte d'élasticité de l'acier.

γs: Coefficient de sécurité.

$$\gamma s \begin{cases} \gamma s = 1{,}15 \rightarrow \text{Situation courante.} \\ \gamma s = 1{,}00 \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases} \qquad \text{(A.4.3 ,2/BAEL91modifié99)}$$

- **Diagramme contraintes déformation :**

Pour les états limite ultime 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 :

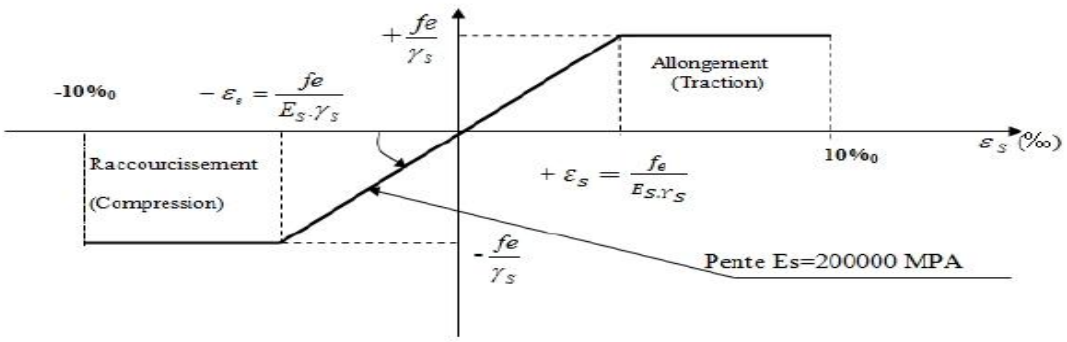


Figure I-5: Diagramme contraintes – déformations.

➢ **Etat limite de service :**

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

- **Fissuration peu préjudiciable** : (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable**:(Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) MPa.$$

Avec :

fe : désigne 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 lisses et treillis soudés.
- η= 1,3 pour les aciers de haute adhérence (ϕ<6mm).
- η= 1,6 pour les aciers de moyenne adhérence (ϕ>6mm).

- **Fissuration très préjudiciable:** (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)

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 parfaite.

Il faut vérifier que :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(0{,}5 f_e \; ; \; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \quad MPa.$$

➢ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limites de cisaillement est donnée selon le cas de la fissuration présenté ci-après :

- **Fissuration peu nuisible :** $\tau_u \leq \min\left(0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[MPa]\right)$

- **Fissuration préjudiciable :** $\tau_u \leq \min\left(0{,}15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$

C. Protection d'armatures: (art A. 7.2 .4 BAEL 91/ modifié99)

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

- $C \geq 5cm$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3cm$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1cm$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II

Pré-dimensionnement et descente de charge

II. Introduction :

Le pré-dimensionnement permet d'évaluer les dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ces dimensions peuvent changer lors de l'introduction de la charge sismique.

II.1 Le plancher :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Leur fonctions principales est de :

- Isolation thermique et phonique.
- Resistance aux incendies.

La structure comporte deux sortes de planchers qui sont :

- Plancher en corps creux.
- Dalle pleine.

a- Le plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$h_t \geq L/22.5$ (Art B.*6.8.424 BAEL* 91)

L : porté libre maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher

- Lmax=445cm.

$$h_t = \frac{445}{22.5} = 19\text{cm}$$

- On optera pour plancher de(16+4)=20cm
  - Epaisseur du corps creux estde16cm.
  - Epaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

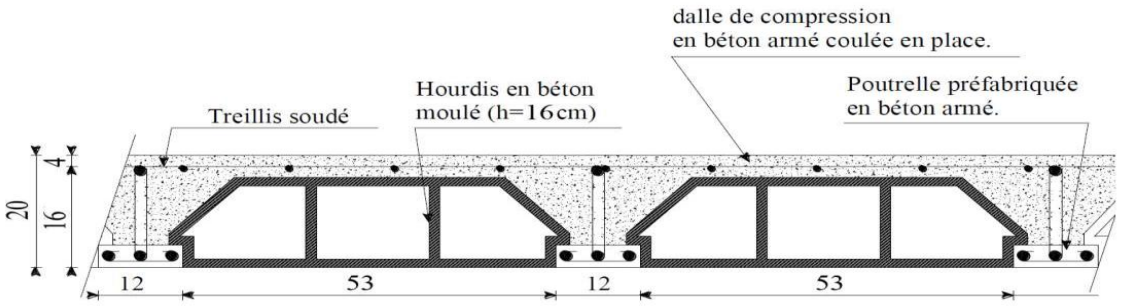


Figure II.1:schémas d'un plancher courant

- Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- Pour 1 heure de coupe-feu. **e** ≥ 7 cm.
- Pour 2 heures de coupe-feu. **e** ≥ 11 cm.
- Pour quatre heures de coup de feu. **e** ≥17 cm.

On a h_t=20cmdonc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

b-Dalle pleine :

C'est une dalle réalisé en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends .La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

- Condition de résistance à la flexion :

Le calcul s'effectue en considérant le panneau de dalle le plus défavorable de la manière suivante :

$$\alpha = \frac{lx}{ly}$$

Avec : $\begin{cases} \mathbf{l_x}\text{: petit côté du panneau de dalle} \\ \mathbf{l_y}\text{: grand coté du panneau de dalle.} \end{cases}$

Si $\alpha \leq 0.4$ la dalle porte sur 1 seul sens.

Si $\alpha \geq 0.4$ la dalle porte sur 2 sens.

- Dalles reposant sur 2 appuis :

$$\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$$

- Dalles reposant sur 3 appuis :

$$\frac{lx}{40} \leq e \leq \frac{lx}{35}$$

- Dalles reposant sur 4 appuis :

$$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$$

Dans notre cas on a un panneau reposant sur 4appuis.

$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$ Avec $\begin{cases} lx=260\ cm \\ ly=475cm \end{cases}$ D'où : 5.2≤e≤6.5cm

- Résistance au feu :

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

- Isolation acoustique (phonique):

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse , Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une massesurfacique minimale de 350 kg/m².

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

$$e = \frac{M}{P}$$

D'où : $e = \frac{350}{2500} = 14cm$

On optera pour un plancher en dalle pleine de 15cm.

II.2 Les 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.

- Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

Avec : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ 0.4h≤b≤0.7h

- h_t : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L_{max} : désigne la plus grande portée libre des poutres.

a. Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

- Calcul de la hauteur.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ Avec L=480-30=450cm

- $\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$ ⟶ $30 \leq h \leq 45$……soit : h= 40cm

- Calcul de la largeur.

- $0.4h \leq b \leq 0.7h$ ⟶ $16 \leq b \leq 28$.....soit : b=30cm

b. Poutres secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles ,leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- Calcul de la hauteur.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ Avec L=475-30=445cm

- $\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$ ⟹ $29.66 \leq h \leq 44.5$ Soit : h= 35cm

- Calcul de la largeur.

- $0.4h \leq b \leq 0.7h$ ⟹ $14 \leq b \leq 24.5$ Soit : b=30cm

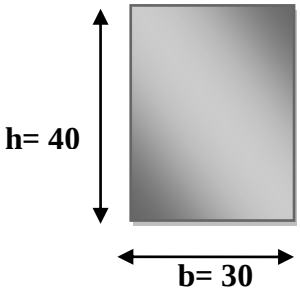
Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h≥ 30 cm	40cm	35 cm	vérifiée
b≥ 20 cm	30 cm	30 cm	vérifiée
h/b≤ 4	1.33	1.16	vérifiée

Tableau II.1.Vérification des conditions exigées par le RPA.

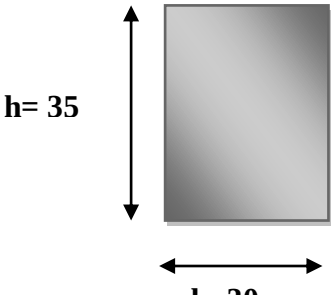
Conclusion :

A la fin on adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivants :

- Poutres principales : h= 40 cm ; b = 35cm.
- Poutres secondaires: h = 30 cm ; b = 30cm.



Poutre principale



poutre secondaire

II.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place .Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de charges horizontales.

Le pré dimensionnement sera fait conformément à l'article (7.7.1 de RPA99 modifié 2003).

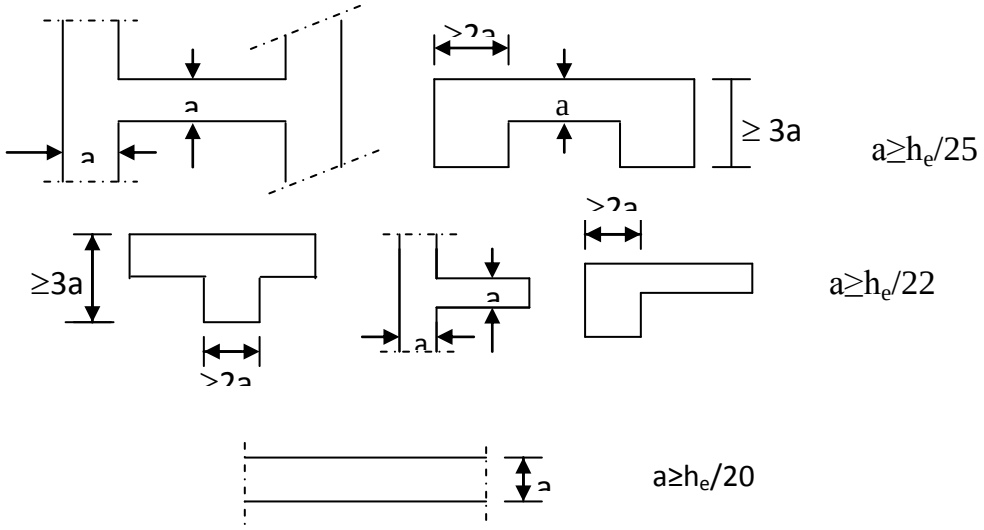


Figure II-2 : coupe de voile en plan

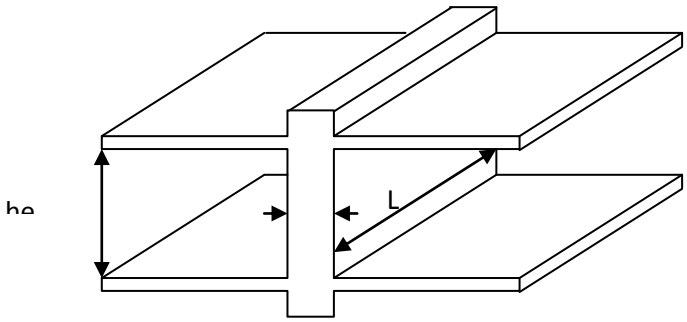


Figure II-3 : coupe de voile en élévation**.**

- L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{h_e}{20}$$

- Au niveau du sous sol: h=3m

h_e = h – l'épaisseur de la dalle.

h_e = 3– 0.2 = 2.8 m.

e ≥ 2.8/20 =0.14m=14cm

- Au niveau de RDC : h=360cm=3.6m

h_e = 3.6– 0.2 = 3.4m.

e ≥ 3.4/20 =0.17m=17cm

- Au niveau de l'étage courant : h=3.06m.

h_e = 3.06– 0.2 =2.86 m.

e ≥ 2.86/20 =0.14m=14cm

On adopte une épaisseur : **e=20 cm**

- Vérifications :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa largeur L doit être supérieure ou égale à 4ep

On doit vérifier que L ≥ 4e

L ≥ 4 · 20 = 80 cm⟹L=100cm……Condition vérifiée.

II-4 Les poteaux :

Les poteaux ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait 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 donne par la relation suivante :

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

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux avec N=G+Q.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation .

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression :

σ_{bc} = 0,6×25 = 15 MPA.

II-4-1 Détermination des charges et des surcharges.

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q,nous allons nous référer au document technique réglementaire DTR.

- **Charges permanentes** :

N^0	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m$^{3)}$	Charge G (KN/m²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	0.75
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.08	22	1.76
4	Isolation thermique (polystyrène)	0.04	4	0.10
5	Plancher en corps creux	0.20	14	2.9
6	Enduit en ciment	0.15	18	0.27
Total				**Gt = 5.9**

Tableau II.2.Poids propre du plancher terrasse inaccessible.

a. Maçonnerie **:** .

N^0	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m$^{3)}$	Charge G (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	2	0.44
2	Brique creuse	0.15	13	1.95
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total				**Gt = 3.49**

Tableau II.3.Poids propre des murs extérieurs

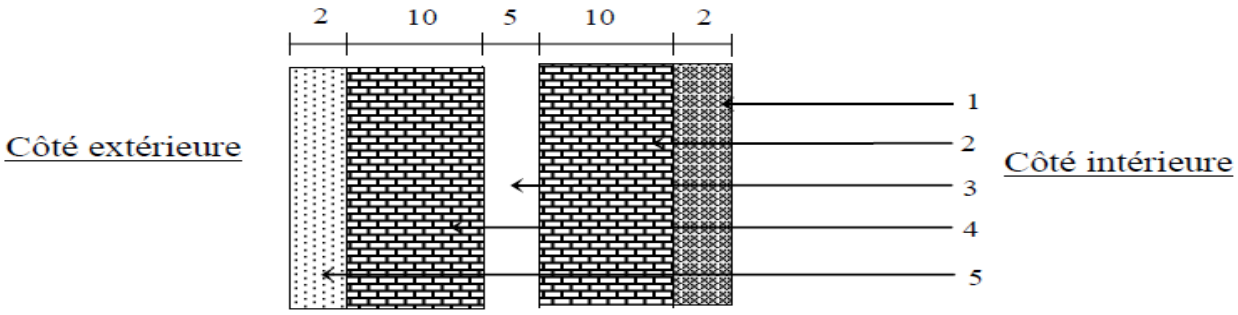


Figure II.4.coupe verticale du mur extérieur.

N^0	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m$^{3)}$	Charge G (KN/m²)
1	Brique creuse	0.10	10	0.4
2	Enduit en plâtre	2*0.02	9	0.9
Total				**Gt = 1.3**

Tableau II.4.Poids propre des murs intérieurs

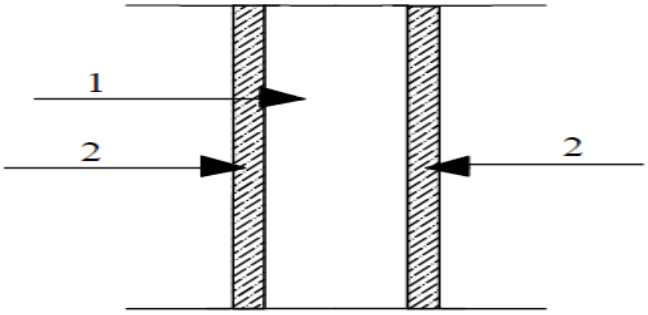


Figure II.5. Coupe transversale du mur intérieure**.**

N^0	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m$^{3)}$	Charge G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lits de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.15	22	0.44
6	Brique creuse	0.10	10	0.9
Total				**Gt = 5.15**

Tableau II.5.Poids propre du plancher étage courant.

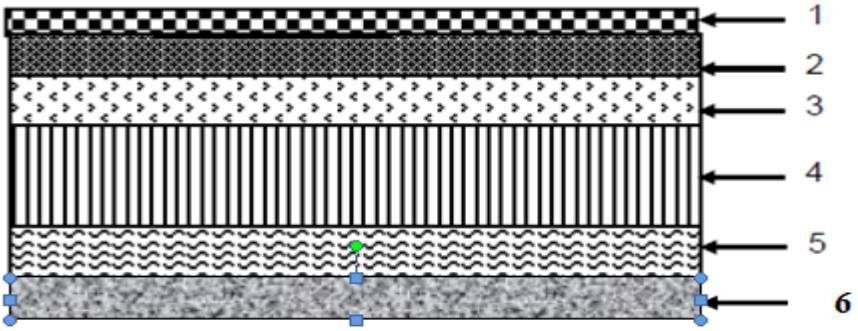


Figure II.6.Coupe transversale du plancher étage courant.

N^0	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique (KN/m$^{3)}$	Charge G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lits de sable	2	18	0.36
4	Dalle en béton armé	15	25	3.75
5	Enduit en ciment	15	22	0.44
Total				**Gt = 5.15**

Tableau II.6.Poids propre de la dalle pleine

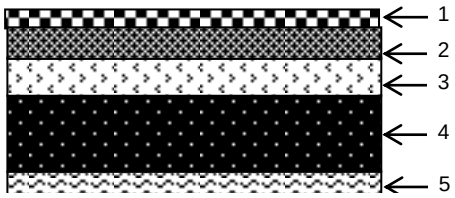


Figure II.7. Coupe transversale de la dalle pleine.

- **Les charges d'exploitations:**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTRB.C.2.2commesuit:

- Plancher toiture Q =1,00 KN/m2
- Plancher étage courant ,à usage d'habitation Q =1,50 KN/m2
- Plancher du RDC , à usage commercial. Q =2,5KN/m2
- L'escalier et ascenseur. Q =2,50 KN/m²

II.4.2.Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

- Surface d'influence:

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (5) et(C) comme le montre la figure suivante :

- Surface nette:

S_n=(2.2x1.975)+(2.225x1.975)+(2.225x2.25)+(2.2x2.25)

S_n=4.345+3.394+5.006+4.95

S_n=18.695m^2

- Surface brute:

S_b=4.725x4.525

S_b=21.38m^2

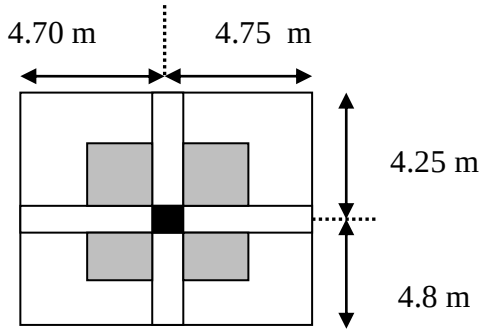


Figure .II.8. Localisation du poteau le plus sollicité

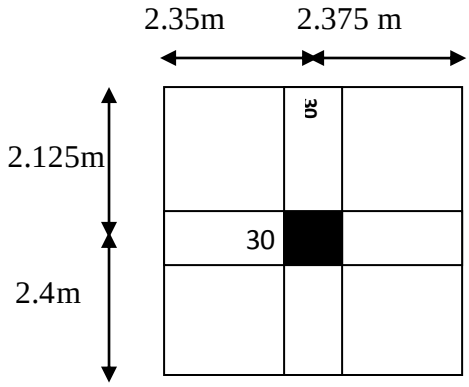


Figure II.9 : surface revenant au poteau le plus sollicité

II-4-3Calcul du poids propre des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section du poteau (30X30) .

1. Poids revenant à chaque plancher:

Poids du plancher :$P = G_t X S_n$

a-Plancher terrasse :

$P_{terrasse}$=5.9x18.695=110.3kN.

b-Plancher étage courant:

P_{ec} =5.21x18.695=97.4kN.

2. Poids propre revenant à chaque poutre:

a. Poutres principales :

P = (0.30x0.4)x25x4.225=12.675kN.

b. Poutres secondaires:

P = (0.3x0.30)x25x4.425=11.615kN.

D'où le poids total des poutres est:

P =12.675+11.615

Ce qui donne: P_{total} =24.29kN

3. Poids propre des poteaux:

a. Poids du poteau du RDC:

G=0.3x0.3x(3.6-0.4)x25=7.2kN.

b. Poids du poteau d'étage courant:

G=0.3x0.3x(3.06-0.4)x25=5.99kN.

c. Poids du poteau du sous-sol:

G=0.3x0.3x(3.-0.4)x25=5.85 kN.

- Surcharge d'exploitation:

d. Plancher terrasse : Q_0=1.00x21.38=21.38kN.

e. Plancher étage courant :$Q_1 = Q_2 = \ldots = Q_{10}$=1.50x21.38=32.07kN

- Loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étage :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges ,Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Coefficient de dégression des surcharges :

Niv	**9**	**8**	**7**	**6**	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**	**RDC**	**S sol**
Coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65

- **Les surcharges cumulées :**

Q_0=21.38

Q_1= Q_0+ Q_1 =21.38+32.07=53.45

Q_2 =Q0+ 0,95(Q_1 + Q_2)=21.38+0.95 (32.07x2)=82.31

Q_3= Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) =21.38+0.9 (32.07x3)= 107.96

Q_4= Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4) = 21.38+0.85 (4x 32.07)=130.42

Q_5 =Q0+ 0,80(Q_1 + Q_2… + Q_4 + Q_5)= 21.38 +0.80 (5x32.07)=149.66

Q_6= Q0+ 0,75(Q_1 + Q_2 ……+ Q_5 + Q_6)=21.38+0.75 (6x32.07)=165.69

Q_7= Q_0+ 0,714(Q_1 + Q_2 ……. + Q_6+ Q_7)= 21.38+0.71 (7x32.07)=181.66

Q_8= Q_0+ 0,687(Q_1 + Q_2 …..... Q_7+ Q_8)= 21.38 +0.68 (8 x32.07)=197.63

Q_{RDC}= Q_0+ 0,666(Q_1 + Q_2 …… + Q_8+ Q_9)= 21.38+0.66 (9x32.07)=213.6

$Q_{s\text{-}sol}$= Q_0+0.65 (Q_1 +Q_2……+Q_9+Q_{RDC})=21.38+0.65 (9x32.07)=229.83

II.4.4. Vérification relative au coffrage :(RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

1-min (b_1 , h_1) ≥ 25 cm

2-min (b_1 , h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$

3- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :b_1 et $h_1$les dimensions de poteaux .

h_e : hauteur d'étagé.

- Pour les Poteaux du sous sol (40x40) :

  h=3m

  - Min (40 , 40) ≥25 cm……. Vérifiée

- Min (40 , 40) ≥h_e / 20 = 15 cm….. Vérifiée
- 0,25 ≤(b / h) = 1 ≤4 ……. Vérifiée.

- Pour les Poteaux du RDC (40x40) :

  h=3.6m
  - Min (40 , 40) ≥25 cm……. Vérifiée
  - Min (40 , 40) ≥h_e / 20 = 18cm….. Vérifiée
  - 0,25 ≤(b / h) = 1 ≤4 ……. Vérifiée
- Pour les Poteaux du l'étage courant. (40x40) :

  h=3.06m
  - Min (40 , 40) ≥25 cm……. Vérifiée
  - Min (40 , 40) ≥h_e / 20 = 15.3ncm….. Vérifiée
  - 0,25 ≤(b / h) = 1 ≤4 ……. Vérifiée

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, la section des poteaux est admissible.

II.4.5 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement (l_f = 0,7 l_0).

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

I : Moment d'inertie du poteau : I = bh^3 /12

B : Section transversale du poteau (B = hb)

l_0 =h_e : Hauteur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12}.0,7.l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12}\,\frac{l_0}{h}\ \lambda = 2.42\,\frac{L_0}{h}$$

- Pour le sous sol des Poteaux (40x40) :

  L_0 = 2.65m

  b = 0,40 m

  λ = (2,42 x 2.65) / 0,40 = 16.03$<$50 **……**Condition vérifiée.

- Pour le RDC des Poteaux (40x40) :

  L_0 = 3.25m

  b = 0,40 m

  λ = (2,42 x 3.25) / 0,40 = 19.66$<$50 **……**Condition vérifiée.

- Pour l'étage courant des Poteaux (40x40) :

  L_0 = 2.71m

  b = 0,40 m

  λ = (2,42 x 2.71) / 0,40 = 16.39$<$50 **……**Condition vérifiée.

Conclusion :

Pour les poteaux, il n'y a pas de risque vis-à-vis du flambement

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III. Introduction:

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré-dimensionnement des éléments, nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments du bâtiment qui ne participe pas au contreventement.

III.1 Etudes des planchers :

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ;
reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, ou celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des Rez de chausse (Q = 2,5 KN/ml).

III.1.1 Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soude de nuance TLE 520, avec une limite d'élasticité fe = 520 MPa, dont les dimensions des mailles, ne doivent pas dépasser les valeurs données par le (BAEL 91) .

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

1. Calcul des armatures :

$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe}$ Si , L ≤ 50 cm

$A_{\perp} \geq \frac{4L}{fe}$ Si , 50cm≤ L ≤ 80 cm .

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Dans notre cas :

A.N :

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

$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5\ cm^2/ML$

✓ On adopte une section de :6HA6 = 1.7 cm²

St = 15 cm: Treillis soudé de 15x15 cm

Armatures parallèles aux poutrelles :

A.N :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$A_{\parallel} = \frac{1.7}{2} = 0.85cm^2$

On adopte une section de : 6HA6= 1.7 cm^2

St = 15 cm: Treillis soudé de 15x15cm

Conclusion :

Nous optons pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE520**) de dimension (6x 6x150x150) mm^2.

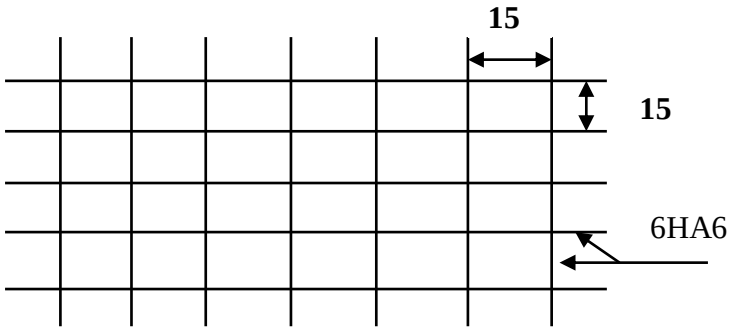


Figure.III.1: Treillis soudée.

III.1.2 Etude de la poutrelle :

1 . Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

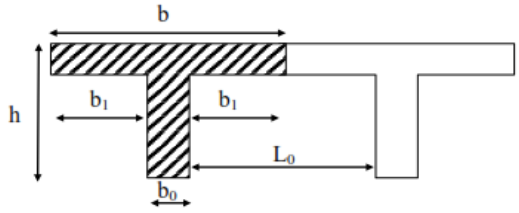
- Critère de la continuité :

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

2. Dimensionnement des poutrelles :

Les règles **BAEL** précisent que la largeur de la table de compression (b1) est a prendre en compte dans chaque cote d'une nervure partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b1 \leq \min \begin{cases} L0/2 \\ L/10 \\ 8\ h_0 \end{cases}$$



Avec :

Figure.III.2 : Construction de la section en Té.

L_0: distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (65-12), **L_0=53cm.**

L : longueur de la plus grande travée (la plus sollicitée), **L=475cm**

b_0 : largeur de la nervure b_0=12cm

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ; h_0=4cm.

$b1 \leq \min(L/10 ; L0/2 ; 8\ h_0)$

$b1 \leq \min (47.5 ; 26.5 ; 32)$ => b1= 26.5 cm.

$b = 2\ b1 + b0$ => b = 65 cm.

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

- **1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux est **de** 0.95 kN/m^2 , et le poids de la main d'ouvre.

a. **Chargement** :

- Poids propre de la poutrelle : G1 = 0.12 x0.04 x25 =0.12 kN / ml
- Poids propre du corps creux (16 cm) : G2 = 0.65x0.95= 0.62 kN/ ml
- Surcharge de la main d'œuvre : Q = 1 KN/ml.

- La charge permanente: G = G1+G2= 0.12 + 0.62 = 0.74 kN/ml.
- La charge d'exploitation : Q = 1x0.65=0.65 kN/ml.

b. **Ferraillage à l'état limite ultime** :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

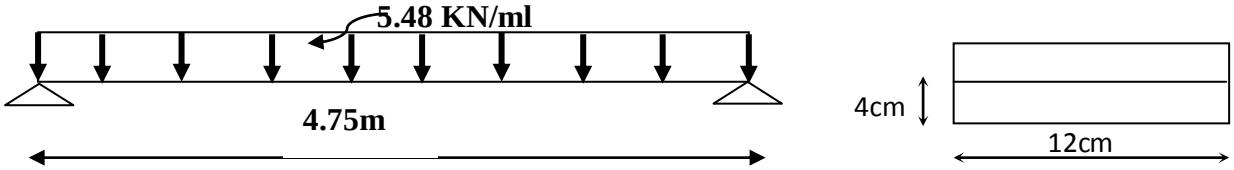


Figure. III.3: Schéma statique de calcul de la poutrelle.

La combinaison de charge:

- **ELU :** qu = 1,35 G + 1,5 Q
- **E LS :** q_s= Q + G

- qu = 1,35 x0.74+ 1,5 x0,65 = 1,974 kN/ml
- qs= 0.74 + 0.65 =1.39 kN/ml

▪ Calcul du moment en travée :

$M_U = q_u \frac{l^2}{8} = 1.974 \frac{(4.75)^2}{8} = 5.56$ kN.m

$Ms = q_s \frac{l^2}{8} = 1.39 \frac{(4.75)^2}{8} = 3.92$ kN.m

▪ Calcul de l'effort tranchant :

$T_U = q_u \frac{l}{2} = 1.974 \frac{4.75}{2} = 4.68$ kN

$T_s = q_s \frac{l}{2} = 1.39 \frac{4.75}{2} = 3.30$ kN.

c. Calcul des armatures :

La poutrelle est ferraillée en flexion simple.

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

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

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$ avec f_{bu} =14.2MPa

$\mu_u = \frac{5.56X\,10^6}{(120)(20)^2\ 14.2} = 8.15$

$\mu_u = 8.15 > \mu_l = 0.392$ → La Section Est doublement Armée.

Remarque :

Comme la section de la poutrelle est faible (12 x 4) cm2, par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires, pour l'aider a supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression, de manière a ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires .Les étaiements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que L_{max} est calculé comme suit :

➢ Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$M_l = \mu_l \times b_0 \times d \times fbu = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.26$ kN.ml

$lmax = \sqrt{\frac{8M1}{qu}} = \sqrt{\frac{8x0.26}{1.974}} = 1.02m$

On prend l = 1 m entre étais

- **2éme étapes : Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis. elle forme un système hyperstatique.

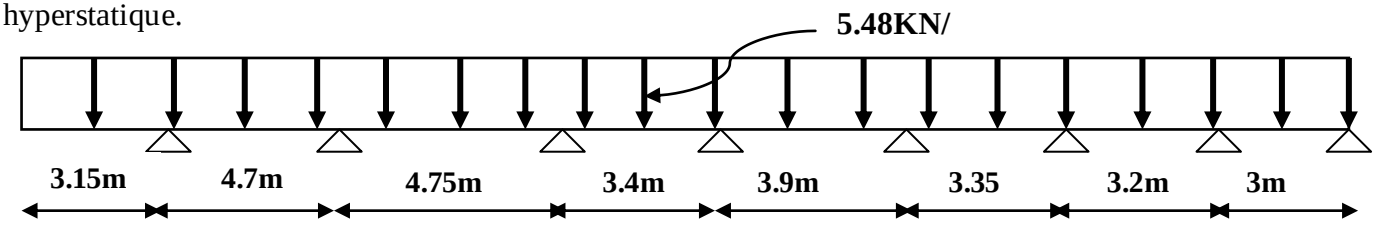


Figure.III.4:Schéma statique de la poutrelle

a. Chargement :

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

Plancher	Valeurs de Q(kN /ml).	Valeurs de G(kN/ml).	ELU (kN /ml).	ELS (kN /ml).
Etage courant à usage habitation	0.975	2.256	4.50	3.23
Etage à usage commercial	1.625	2.256	5.48	3.88
Etage à usage cave	0.975	2.256	4.50	3.23
Etage terrasse	0.65	2.256	4.62	3.35

Tableau III.1. Chargement revenant a chaque plancher.

b. choix de la méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchants seront déterminés par l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

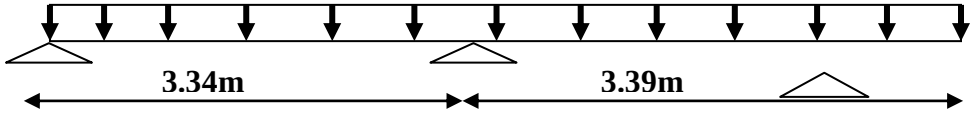
-Méthode des trois moments.

-Méthode de Caquot.

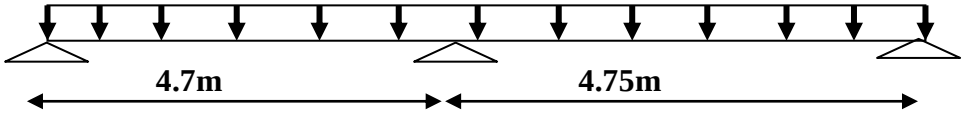
Remarque :

Dans notre cas on a 3 cas de poutrelles à étudier.

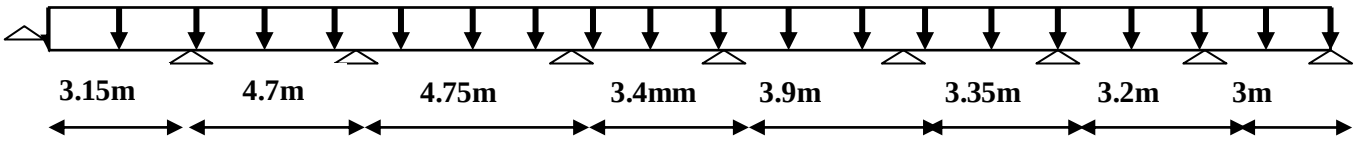
- 1ere cas de poutrelle :



- 2eme cas de poutrelle :



- 3eme cas de poutrelle :



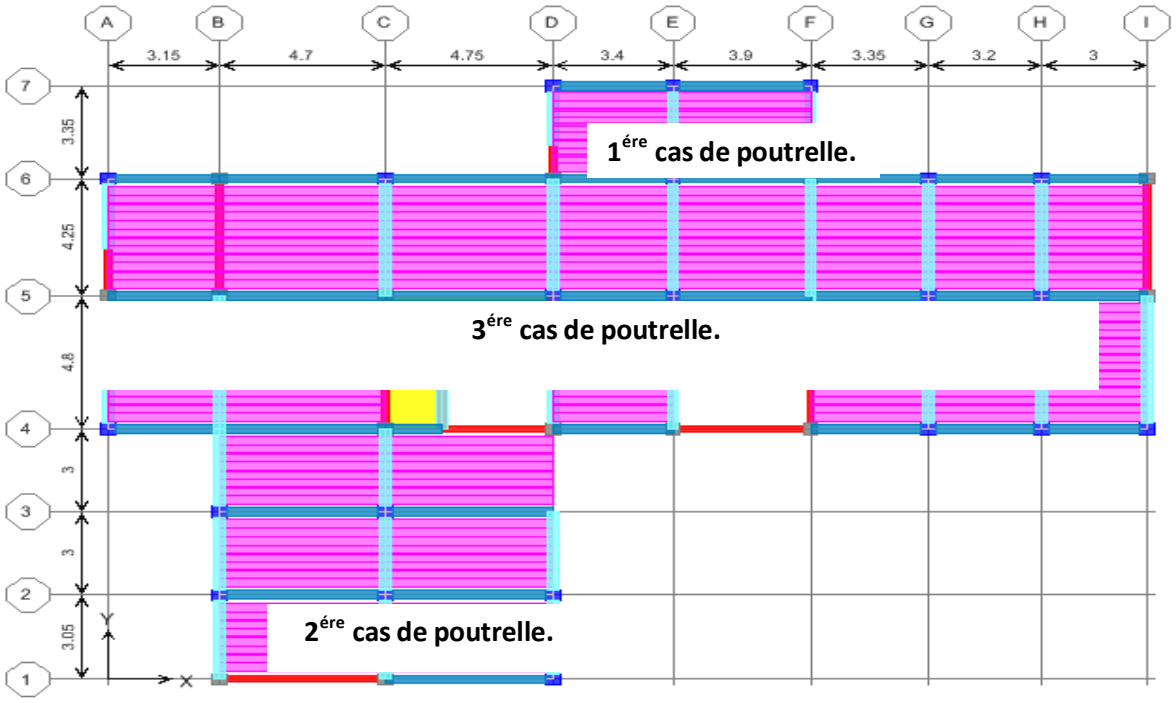


Figure.III.5.Illustration des 3cas de poutrelle à étudié.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL 91 .Art B.6.2, 210).

1.La méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou $5KN/m^2$

Q = 1.625 KN/ ml. $Q \leq \max(2G; 5\ KN/ml$

2.G= 2 x 2.256=4.51 KN/ml.

Q = 1.625 KN/ ml≤ max(4.51; 5 KN / ml) ……Condition vérifiée.

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

3.Les portées successives des travées sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25.

Cas 1 :

4.7/4.75 =0.98 …….Condition vérifiée.

Cas 2 :

3.4/3.9=0.87…… Condition vérifiée.

Cas 3 :

Remarque :

Pour ce cas la 1 ,2, et la 4 ^{eme} Conditions sont vérifiées **.**il reste de vérifier la 3eme condition. Les portées successives des travées sont dans un rapport comprises entre **0.8** et **1.25**

3.15/4.7=0.66

4.7/4.75=0.99

4.75/3.4=1.39

3.4/3.9=0.87

3.9/3.35=1.16

3.35/3.2=1.04

3.2/3=1.06 ……Condition non vérifiée.

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable……..Condition vérifiée

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable pour le **cas 1 et 2**, et non applicable en-cas **3**, donc nous appliquons la méthode des trois moments en 3eme cas.

- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées $\mathbf{M_t}$ et au niveau des appuis M_w et Me à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment M_0 dans la travée dite de comparaison, qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Exposé de la méthode :**
- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis. $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$

Avec **L** : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie .

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_e, M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

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

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

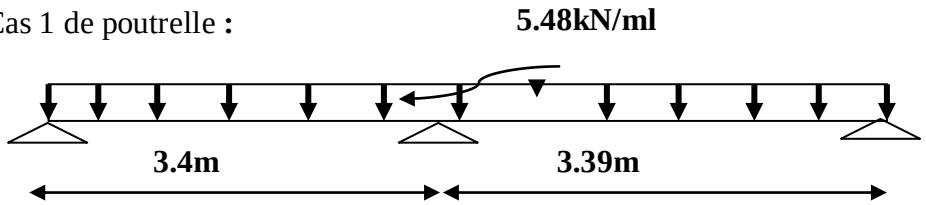
- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi-encastrés.

- **Application de la méthode :**

A l'ELU **:**

qu =1.35G + 1.5Q = 1.35 (2.256) +1.5(1.625) = 5.48 KN/ml.

- Cas 1 de poutrelle **:**



1.Calcul du rapport de charge α:

Le rapport **α** des charges d'exploitation a la somme des charges permanente et d'exploitation en valeurs non pondérées. $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$\alpha = \frac{2.5}{2.5+5.15} = 0.32$

- Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	(1 + 0.3 **α**)	(1 + 0.3 **α**) / 2	(1.2 + 0.3 **α**) / 2
0.32	1.096	0.548	0.648

2. Calcul des moments isostatique :

- **En travée :** $M_0 = q_u \frac{l^2}{8}$

Travée	D- E	E- F
L (m)	3.4	3.9
M0 (KN.m)	7.91	10.41

- **Aux appuis :** $M_{appui} = \beta M0$

Appuis	D	E	F
Coefficient forfaitaire	0.3	0.6	0.3
M_0 (KN.m)	2.37	6.25	3.12

3. Calcul des moments en travées :

- Travée de rive D – E *:*

$$\begin{cases} M\,t_{DE} \geq 1.096X7.91 - \frac{2.37+6.25}{2} = 4.35 \text{ KN. m} \\ M\,t_{DE} \geq 0.648\ x\ 7.91 = 5.12 \text{ KN.} \end{cases}$$

On prend : $Mt_{DE} = 5.12$ kN. m

- **Travée de rive E-F *:***

$$\begin{cases} M\,t_{EF} \geq 1.096X10.41 - \frac{6.25+3.12}{2} = 6.72 \text{ kN. m} \\ M\,t_{EF} \geq 0.648\ x\ 10.41 = 6.74 \text{ KN.} \end{cases}$$

On prend : Mt_{EF} = 6.74 kN. m

3. Calcul de l'effort tranchant :

$$Vw = \frac{Mw - Me}{L} + qu\frac{L}{2}$$

$$Ve = \frac{Mw - Me}{L} - qu\frac{L}{2}$$

Avec : V_W : Effort tranchant à gauche de l'appui.

V_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

- **La travée D-E :**

$$V_D = \frac{MD - ME}{L} + qu\frac{L}{2} = \frac{-6.25 + 2.37}{3.4} + 5.48\frac{3.4}{2} = 8.17 \text{ KN}$$

$$V_E = \frac{MD - ME}{L} - qu\frac{L}{2} = \frac{-6.25 + 2.37}{3.4} - 5.48\frac{3.4}{2} = -10.45 \text{KN}$$

➢ **La travée E-F** :

$$V_E = \frac{MC - MB}{L} + qu\frac{L}{2} = \frac{-3.12 + 6.25}{3.9} + 5.48\frac{3.9}{2} = 11.48 \text{ KN}$$

$$V_F = \frac{ME - MF}{L} - qu\frac{L}{2} = \frac{-3.12 + 6.25}{3.9} - 5.48\frac{3.9}{2} = -9.88 \text{KN}.$$

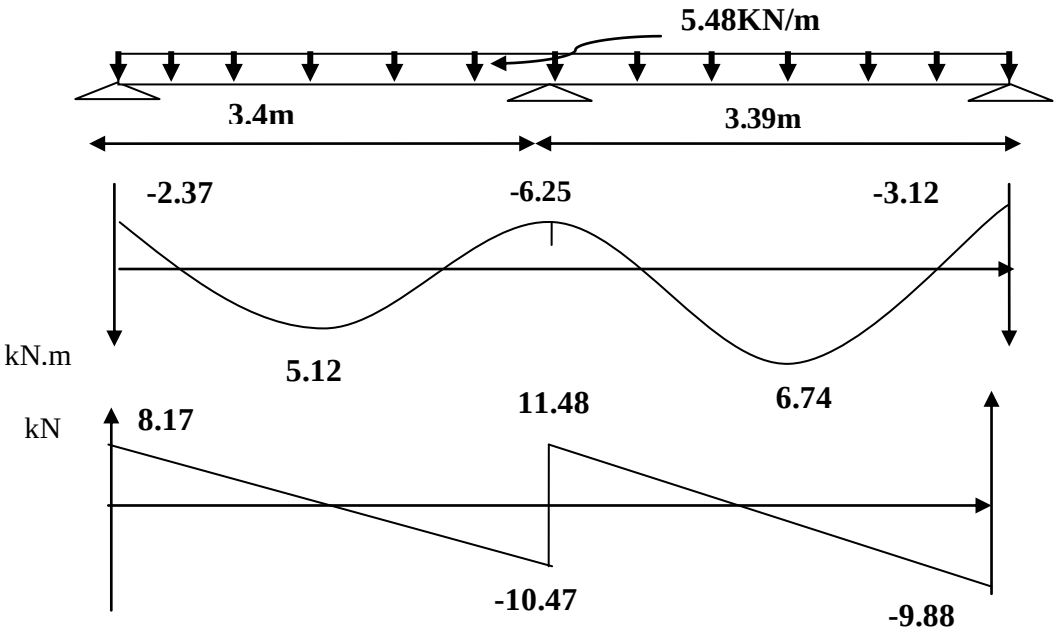
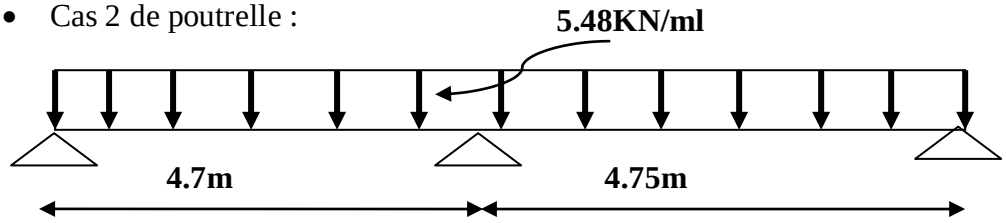


Figure.III.1.6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

- Cas 2 de poutrelle :



a. $\alpha = \frac{2.5}{2.5+5.15} = 0.32$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	(1 + 0.3 α)	(1 + 0.3 α) / 2	(1.2 + 0.3 α) / 2
0.32	1.096	0.548	0.648

b. Calcul des moments isostatique :

- En travée :

$M_0 = q_u \frac{l^2}{8}$

Travée	B - C	C – D
L (m)	4.7	4.75
M0 (KN.m)	15.13	15.45

- Aux appuis :

Mappui =βM0

Appuis	B	C	D
Coefficient forfaitaire	0.3	0.6	0.3
M0 (KN.m)	4.54	9.27	4.64

c. Calcul des moments en travées :

- Travée de rive B– C :

$$\begin{cases} M\,t_{AB} \geq 1.096X15.13 - \frac{4.54+9.27}{2} = 9.67 \text{ kN. m} \\ M\,t_{AB} \geq 0.648\ x\ 15.13 = 9.80 \text{ KN.} \end{cases}$$

On prend : $Mt_{BC} = 9.80$ kN.m

- Travée de rive C-D :

$$\begin{cases} M\,t_{CD} \geq 1.096X15.45 - \frac{9.27+4.64}{2} = 9.99 \text{ kN. m} \\ M\,t_{CD} \geq 0.648\ x\ 15.45 = 10.01 \text{ KN.} \end{cases}$$

On prend : Mt_{CD} = 10.00kN. m

d. Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} Vw = \frac{Mw - Me}{L} + qu\frac{L}{2} \\ Ve = \frac{Mw - Me}{L} - qu\frac{L}{2} \end{cases}$$

Avec : V_W : Effort tranchant à gauche de l'appui.

V_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

- La travée B-C :

$$\begin{cases} VB = \frac{MB - MC}{L} + qu\frac{L}{2} = \frac{-9.27+4.54}{4.7} + 5.48\frac{4.7}{2} = 11.87\ kN \\ VC = \frac{MB - MC}{L} - qu\frac{L}{2} = \frac{-9.27+4.54}{4.7} - 5.48\frac{4.7}{2} = -13.88\ kN \end{cases}$$

- La travée C-D :

$$\begin{cases} VC = \frac{MC - MD}{L} + qu\frac{L}{2} = \frac{-4.64+9.27}{4.75} + 5.48\frac{4.75}{2} = 13.98\ kN \\ VD = \frac{MC - MD}{L} - qu\frac{L}{2} = \frac{-4.64+9.27}{4.75} - 5.48\frac{4.75}{2} = -12.04kN. \end{cases}$$

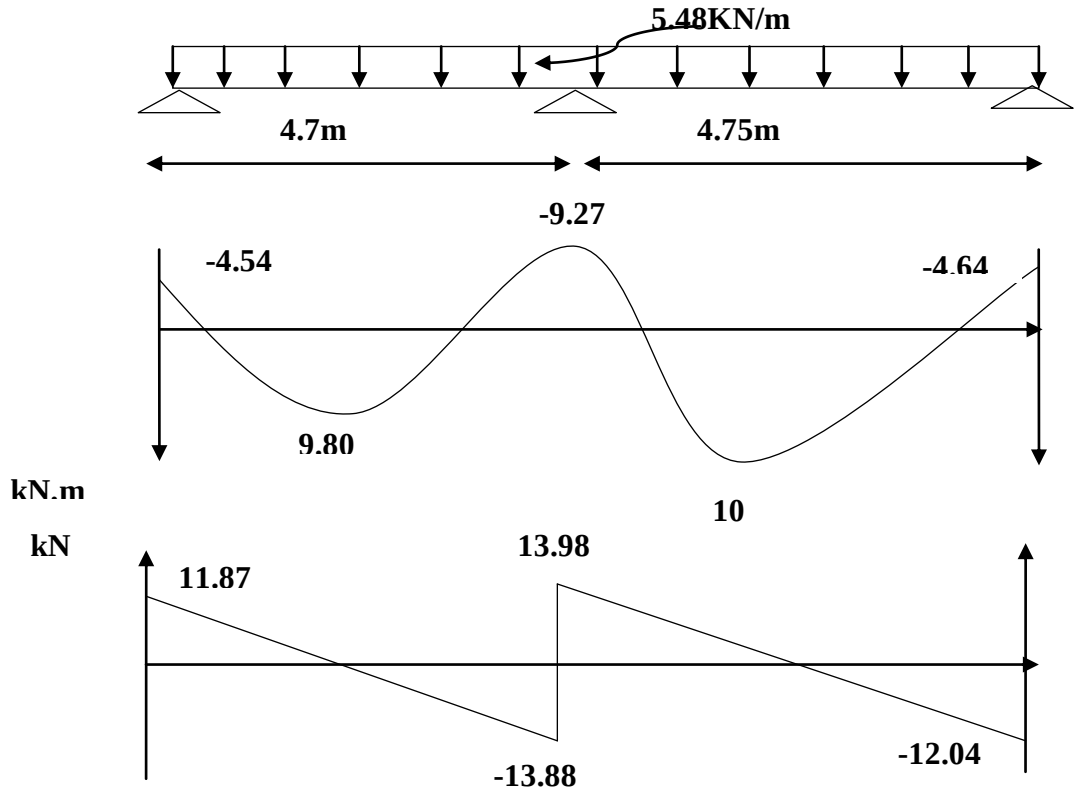
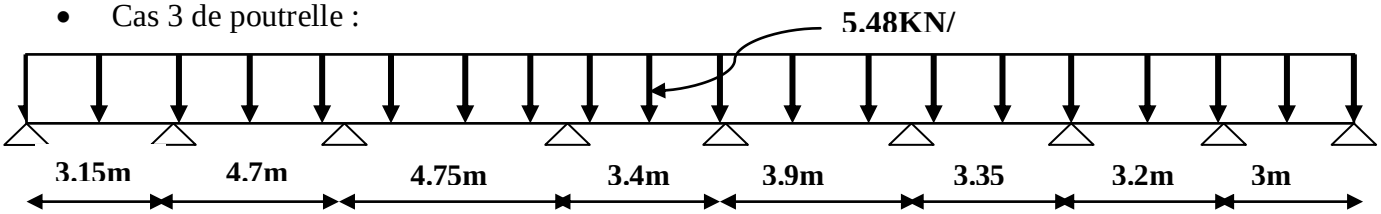
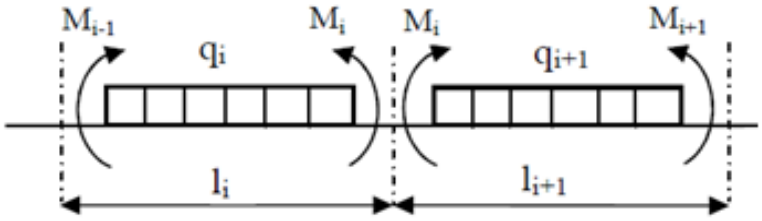


Fig.III.1.7 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU en

- Cas 3 de poutrelle :



1. Principe de la méthode des trois moments :



Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- Aux appuis : $M_{i-1}.l_i+2.M_i\,(l_i+l_{i+1})+M_{i+1}.l_{i+1} = -\left(\frac{q_i.l_i^3}{4}+\frac{q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4}\right)$
- En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i\left(1-\frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i} \quad \text{..... (1)}$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \quad \text{.....(2)}$$

Avec : M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

M_{i-1}, M_i ,M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement .

2. Calcul à l'ELU :

a. Calcul des moments fléchissant.

- Moment aux appuis :

Appuis	*L i*(m)	*Li*+1 (m)	qi = qi+1 (KN/ml)	Mi-1.li+2.Mi(li+li+1) +Mi+1.li+1=$-\frac{qi\ (li+li+1)3}{4}$	*M* (kN.m)
A	0	3.15	5.48	$6.3M_A+3.15M_B=-42.82$	-2.89
B	3.15	4.7	5.48	$3.15M_A+15.7M_B+4.7M_C= -185.05$	-7.79
C	4.7	4.75	5.48	$4.7M_2+18.9M_3+4.75M_4= -289.06$	-11.39
D	4.75	3.4	5.48	$4.75M_3+16.3M_4+3.4M_5= -200.67$	-7.80
E	3.4	3.9	5.48	$3.4M_4+14.6M_5+3.9M_6= -135.11$	-7.68
F	3.9	3.35	5.48	$3.9M_5+14.5M_6+3.35M_7= -132.77$	-6.56
G	3.35	3.2	5.48	$3.35M_6+13.1M_7+3.2M_8= -96.39$	-4.58
H	3.2	3	5.48	$3.2M_7+12.4M_8+3M_9= -81.88$	-4.46
I	3	0	5.48	$3M_8+6M_9= -36.99$	-3.39

Tableau III.1.Moment aux appuis

Remarque:

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendue, nous allons effectuer la correction suivante:

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis , et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

✓ On aura aux appuis les résultats suivants :

MA = -2.89 -1/3 (-2.89)= - 1.92 KN.ml

M_B= -7.79 – 1/3 (-7.79) = - 5.19 KN.ml

M_C =-11.39 – 1/3 (-11.39) = -7.59 KN.ml

M_D= -7.80 – 1/3 (-7.80)= - 5.8 KN.ml

M_E= -7.68 – 1/3 (-7.68)= - 5.12 KN.ml

MF = -6.56 -1/3 (-6.56)= - 4.37 KN.ml

M_G= -4.58 – 1/3 (-4.58) = - 3.05 KN.ml

M_H =-4.46 – 1/3 (-4.46) = -2.97 KN.ml

M_I =-3.39 – 1/3 (-3.39) = -2.62 KN.ml.

- Moment aux travées :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \mu(x) + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i} \quad \text{..... (1)}$$

xi : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \qquad \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Travée	*L i* (m)	qi = qi+1 (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	X (m)	*M* (KN.m)
A-B	3.15	5.48	-1.92	-5.19	1.38	3.35
B-C	4.7	5.48	-5.19	-7.59	2.25	8.77
C-D	4.75	5.48	-7.59	-5.8	2.36	8.76
D-E	3.4	5.48	-5.8	-5.12	1.73	2.47
E-F	3.9	5.48	-5.12	-4.37	1.98	5.68
F-G	3.35	5.48	-4.37	-3.05	1.74	3.99
G-H	3.2	5.48	-3.05	-2.97	1.60	4.01
H-I	3	5.48	-2.97	-2.62	1.51	3.38

Tableau III.2. Moments an travées.

- Calcul des efforts tranchants.

$$V(x) = -qx + \frac{q.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Les moments sont en valeurs algébriques :

Travée	*L i* (m)	qi = qi+1 (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(X) KN	
					X=0	X=l
A-B	3.15	5.48	-1.29	-5.19	7.6	-9.66
B-C	4.70	5.48	-5.19	-7.59	12.37	-13.38
C-D	4.75	5.48	-7.59	-5.8	13.38	-12.65
D-E	3.40	5.48	-5.8	-5.12	9.51	-9.12
E-F	3.90	5.48	-5.12	-4.37	10.87	-10.5
F-G	3.35	5.48	-4.37	-3.05	9.56	-8.79
G-H	3.20	5.48	-3.05	-2.97	8.785	-8.74
H-I	3.00	5.48	-2.97	-2.62	8.33	-8.11

Tableau III.3. Les efforts tranchants.

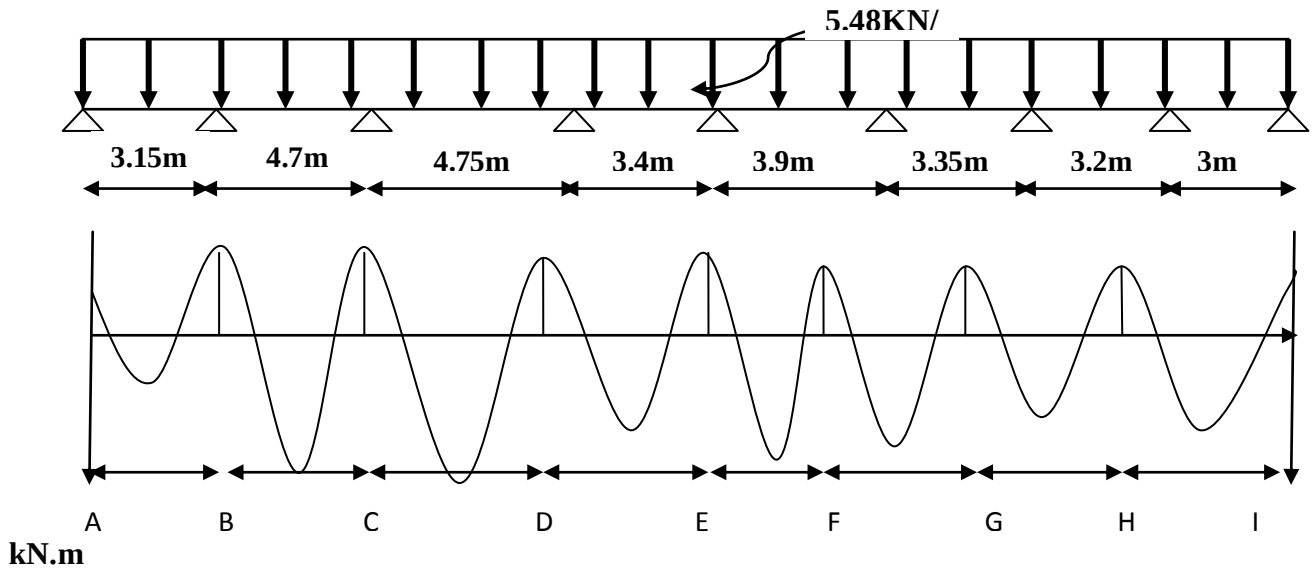
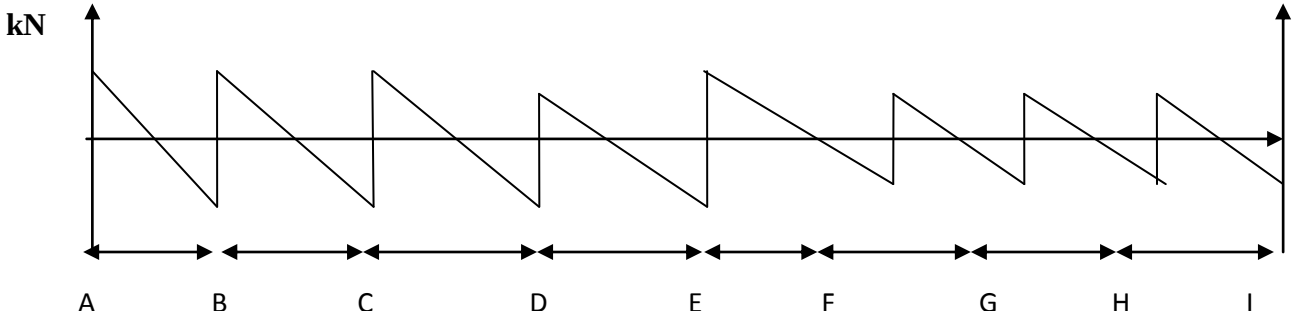


Figure.III.1.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.



Conclusion :

Après avoir calculé les 3 cas de poutrelles , on conclut que le 2eme cas c'est le cas le plus le défavorable.

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant ce cas.

III.1.3. Ferraillage des poutrelles à l'ELU :

Les moments max aux appuis et en travées sont

Mt_{max} = 10 KN.m

Ma_{max} = 9.27 KN.m

La poutrelle sera calculée comme une section en ***Té.***

Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

b = 65 cm (largeur de la table de compression)

h = 20 cm (hauteur totale de plancher)

b0 = 12 cm (largeur de la nervure)

h0 = 4 cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2 cm (enrobage des armatures inférieures)

d = 18 cm (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée)

- Caractéristiques des matériaux :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{1{,}5} = 14{,}2 \text{ MPa}$$

Moment équilibré par la table de compression (M_0) :

- Position de l'axe neutre :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = bh_0 \times fbu \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 0.65x0.04 \times 14.2x10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.07KN.m$$

M0 = 59.07 >> Mt^{max} = 10 KN.m. Donc l'axe neutre de la section se situe dans la table de compression.

Conclusion :

La section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm^2.

Calcul des armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 003 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{10 \times 106}{0.978 \times 180 \times 348} = 1.62cm^2$$

Remarque:

On adoptera une section d'armature très importante par rapport a celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : Ast = 3HA12 = 3.39 cm2.

- **Appuis :**

$M_a^{max} = 9.34$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{9.27\times106}{120\times180^2\times14.2} = 0.168 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.168 \rightarrow \beta = 0.907$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{9.27\times10^6}{0.906\times180\times348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

A_a= 1.63 cm^2 on adopte :2HA12 = 2.26 cm^2

1. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL91 modifie 99/Art : A.7.2.2).

$$\varphi \le \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{max}\right) \quad \min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.71\text{mm} = 0.571\text{cm}$$

Qmax : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\phi \le 0.571cm$ On prend $\phi = 8mm$

✓ On choisi un cadre Ø8 avec At = 2HA8 = 1cm2

✓ **L'espacement entre cadres** :

$$St \le \min(0.9d\ .40\text{cm}) = \min(16.2\ , 40) = 16.2\text{cm}$$

On prend $\mathbf{S_t}$ =15 cm.

Conclusion:

En travée : 3HA 12 = 3.39cm2.

Aux appuis : 2HA 12= 2.26cm².

Les armatures transversales : 2HA8 = 1 cm2.

III.1.4.Vérification a l'ELU :

a. Condition de non-fragilité du béton : (BAEL 91 modifie 99 /Art : A.4.2.1)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraine

dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garante. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchit, de largeur ≪ b ≫ armée d'une section ≪ A_{ad} ≫ cette condition s'exprime par : $$A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

On doit vérifier que :

$$\mathbf{A_{adoptée}} > A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 cm^2 .$$

- **En travée :**

$$A_t = 3.39 cm^2 > A_{min} = 0.26 cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 2.26 cm^2 > A_{min} = 0.26 cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification au cisaillement :(BAEL91 modifiée 99/Art .A.5.1.1) :

On doit vérifier que : $$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} , 5MPa)$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{13.98 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.64MPa$$

$$\tau_u = 0.64MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

∑U i : Somme des périmètres utiles des barres.

∑U i= n x π x Ø = 3x3.14x1.2=11.3cm

$$\tau_{se} = \frac{13.98 \times 10^3}{0.9 \times 180 x 113} = 0.76 MPa$$

$\tau_{se} < \tau_{se,u}$ ..... Condition vérifiée.

d. Influence de l'effort tranchant : (Art A.5.1,313/BAEL91).

- Sur le béton :

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

V_{max}= 13.98KN

$V_u^{max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec a = 0.9 d

$V_u^{max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6 KN.$

$V_u^{max} = 13.98 KN \leq 129.6 KN$ ..... Condition vérifiée.

- Sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A_{ad} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d})$$

- Appuis de rive :

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui côté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400} \times (12.04 x 10^3 - \frac{4.64 x 10^6}{0.9 \times 180}) = -0.47 cm^2$$

$A_a = 2.26 \geq -0.47$ ..... Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaires :

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400} \times (13.98x10^3 - \frac{9.27x10^6}{0.9 \times 180}) = -1.24cm^2$$

$A_a = 2.26 \geq -1.24cm^2$ …….... Condition vérifiée.

e. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1 ,22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de Compression puisse être repris.

On doit vérifier que

$$L_S = \frac{\Phi . f_e}{4.\tau_{se}}$$

avec : $\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$

$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835MPa$

D'où :

- Pour ø = 1.2 cm $\Rightarrow$Ls = 35.27 *x* 1.20 = 42.324 cm ; on prend : Ls = 45 cm.

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

lc = 0.4×ls (art A.6.1.253 BAEL 99).

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :.

Lc = 0.4 ×Ls = 0.4 *x* 45 = 18 cm.

III.1.5. Calcul à l'ELS:

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes a l'ELS, il suffit de multiplier les résultats decalcul a l'ELU par le coefficient **qs/qu**.

- ELU : qu = 1.35G+1.5Q = 5.48 KN/ml
- ELS : qs = G+Q = 3.88 KN /ml

qs/qu = 0.71

Cas1 :

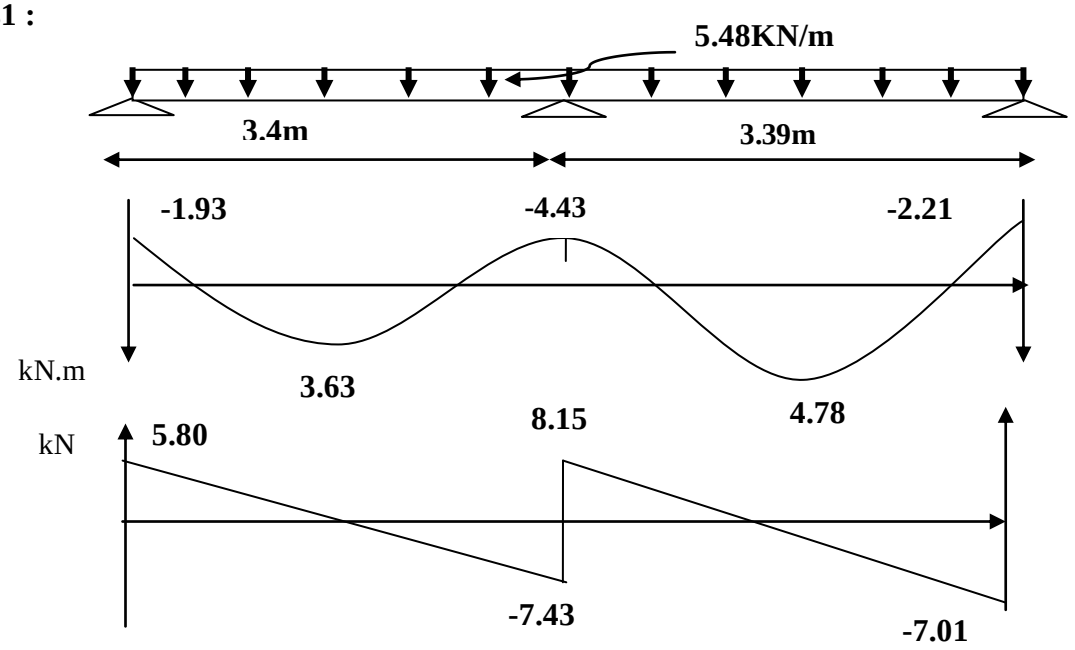


Figure III.9.Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS .

Cas 2 :

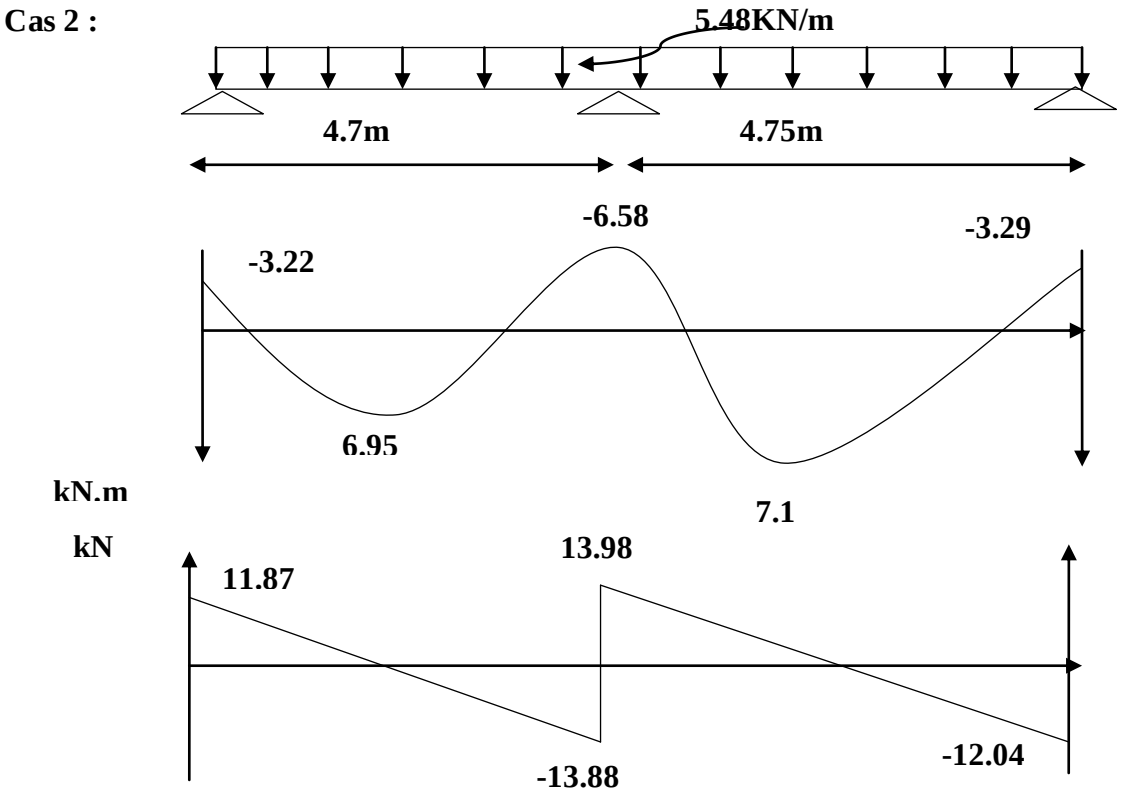


Figure.III.10 : Diagramme des moments fléchissant et des effort tranchant à l'ELS.

Cas 3 :

a . Calcul des moments fléchissant :

- Moment aux appuis :

Appuis	*L i* (m)	*Li*+1 (m)	qi = qi+1 (KN/ml)	Mi-1.li+2.Mi (li+li+1) +Mi+1.li+1=$-\frac{qi\ (li+li+1)3}{4}$	*M* (KN.m)
A	0	3.15	3.88	$6.3M_A+3.15M_B=-30.31$	-2.05
B	3.15	4.7	3.88	$3.15M_A+15.7M_B+4.7M_C= -131.02$	-5.15
C	4.7	4.75	3.88	$4.7M_2+18.9M_3+4.75M_4= -204.66$	-8.06
D	4.75	3.4	3.88	$4.75M_3+16.3M_4+3.4M_5= -142.08$	-5.52
E	3.4	3.9	3.88	$3.4M_4+14.6M_5+3.9M_6= -95.66$	-4.02
F	3.9	3.35	3.88	$3.9M_5+14.5M_6+3.35M_7= -94.00$	-4.65
G	3.35	3.2	3.88	$3.35M_6+13.1M_7+3.2M_8= -68.25$	-3.24
H	3.2	3	5.48	$3.2M_7+12.4M_8+3M_9= -57.97$	-3.16
I	3	0	5.48	$3M_8+6M_9= -26.19$	-2.78

Tableau III.5. Les moments aux appuis

- Correction des

MA = -2.05 -1/3 –(-2.05)= - 1.36 KN.ml

M_B= -5.51 – 1/3 – (-5.51) = - 3.67 KN.ml

M_C =-8.06 – 1/3 – (-8.06) = -5.37 KN.ml

M_D= -5.52 – 1/3 - (-5.52)= - 3.68 KN.ml

ME= -4.02 -1/3 –(-4.02)= - 2.68KN.ml

M_F= -4.65 – 1/3 – (-4.65) = - 3.1 KN.ml

M_G =-3.24 – 1/3 – (-3.24) = -2.16 KN.ml

M_H =-3.16 – 1/3 – (-3.16) = -2.10 KN.ml.

M_I =-2.78 – 1/3 – (-2.78) = -1.85 KN.ml.

- Moment aux travées :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \mu(x) + M_i\left(1-\frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i} \quad \text{..... (1)}$$

xi : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \qquad \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Travée	***L i* (m)**	**qi = qi+1 (KN/ml)**	**Mi** (KN.m)	**Mi+1** (KN.m)	**X (m)**	***M*** (KN.m)
A-B	3.15	3.88	-1.36	-3.67	1.29	1.19
B-C	4.7	3.88	-3.67	-5.37	2.20	3.97
C-D	4.75	3.88	-5.37	-3.68	2.51	4.19
D-E	3.4	3.88	-3.68	-2.68	1.81	0.86
E-F	3.9	3.88	-2.68	-3.10	2.04	3.02
F-G	3.35	3.88	-3.10	-2.16	1.78	1.53
G-H	3.2	3.88	-2.16	-2.10	1.60	2.23
H-I	3	3.88	-2.10	-1.85	1.44	1.00

Tableau III.6. Les moments en travées

b. Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = -qx + \frac{q.L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Les moments sont en valeurs algébriques.

Travée	*L i* (m)	qi = qi+1 (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(X) KN	
					X=0	X=l
A-B	3.15	3.88	-2.05	-5.51	5.01	-7.21
B-C	4.70	3.88	-5.51	-8.06	8.57	-9.66
C-D	4.75	3.88	-8.06	-5.52	9.74	-8.68
D-E	3.40	3.88	-5.52	-4.02	7.03	-6.15
E-F	3.90	3.88	-4.02	-4.65	7.40	-7.72
F-G	3.35	3.88	-4.65	-3.24	6.92	-6.07
G-H	3.20	3.88	-3.24	-3.16	6.23	-6.18
H-I	3.00	5.48	-3.16	-2.78	5.94	-5.70

Tableau III.7. Les moments en travées.

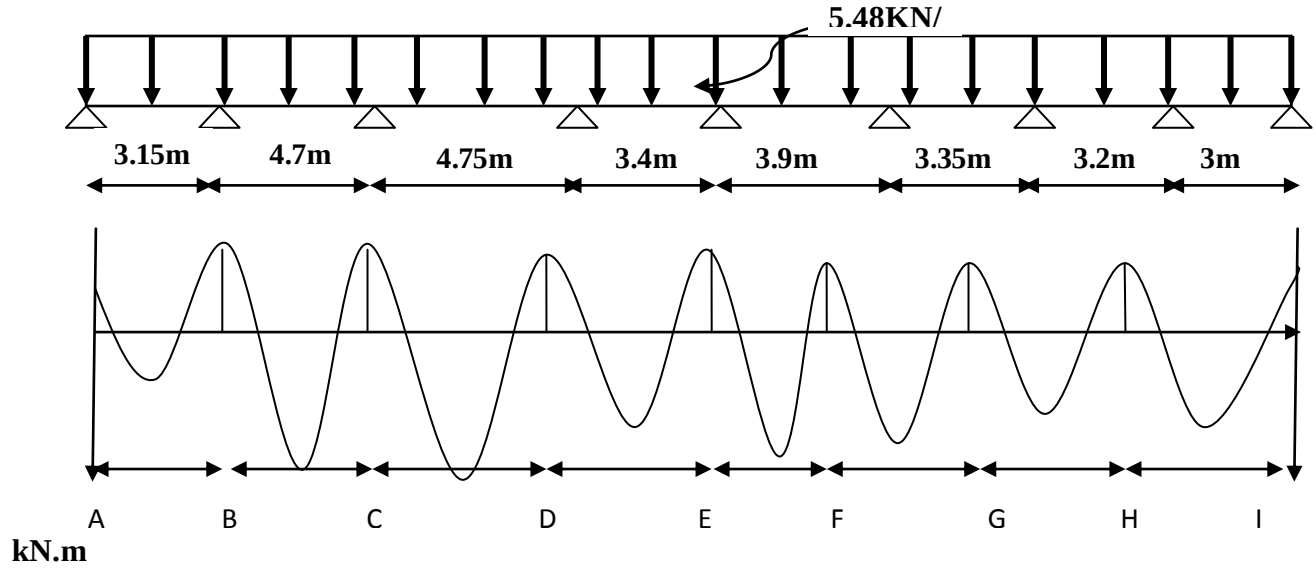
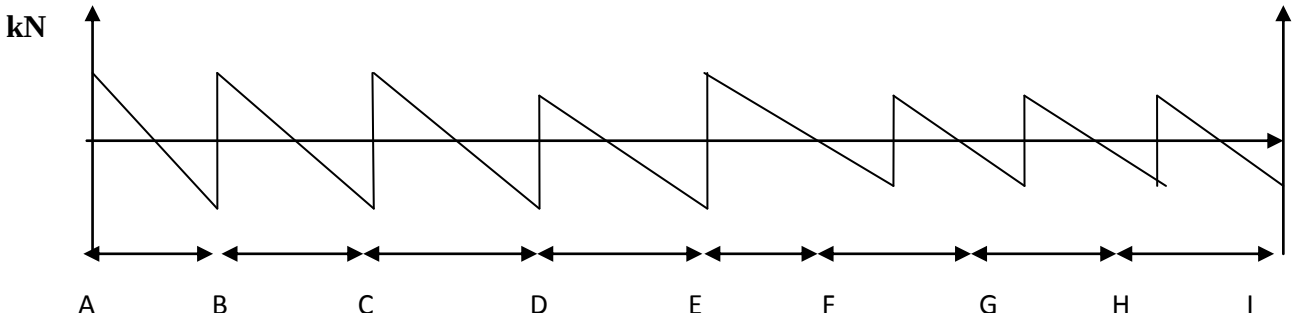


Figure.III.12 : Diagramme des moments fléchissant et des effort tranchant à l'ELS.



Conclusion :

Après avoir calculé les 3 cas de poutrelles , on conclu que le 2ere cas c'est le cas le plus le défavorable.

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant ce cas.

III.1.6.Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite de la compression du béton :

- en travée

La section d'armature adoptée a l'ELU en travée est **:** Ast = 3HA12= 3.39cm²

$M_t^{max} = 7.1KN.m$

- **contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.56$$

$\rho_1 = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K_1 = 15.67$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{7.1 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 339} = 139.01 MPa$$

$\sigma_s = 139.01 MPa < \overline{\sigma} = 348 MPa$ ..... Condition vérifiée.

- **Contrainte dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 139.01/15.67 = 8.87 MPa$

$\sigma_{bc} = 8.87 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ ..... Condition vérifiée.

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

- aux appuis *:*

La section d'armature adoptée a l'ELU en travée est **:** Ast = 2HA12= 2.26cm²

$M_a^{max} = 6.58 KN.m$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K_1 = 20.21$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.58 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 226} = 188.52 MPa$$

$\sigma_s = 188.52 MPa < 348 MPa$

..... Condition vérifiée.

- **Contrainte dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 188.52/20.21 = 9.32 MPa$

$\sigma_{bc} = 9.32MPa < 15MPa$ …… Condition vérifiée.

Conclusion :

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

1. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions donc nous avons une fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

2. Etat limite de déformation : (BAEL91 modifiée 99. Art. B.6.5.2) :

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. Lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut se dispenser de la justification de la flèche du plancher si les(03) conditions suivantes sont réunies :

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$

2- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$

3- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

h : Hauteur totale (20 cm).

L : Longueur max de la travée entre nus d'appuis.

d : Hauteur utile de la section droite.

b_0 : Largeur de la nervure.

M_0 : Le moment fléchissant maximum de la travée isostatique.

Mt : Moment fléchissant maximum en travée.

A : Section des armatures.

1- $\frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0.046 \prec \frac{1}{22.5} = 0.044$ ……Condition vérifiée.

$2 - \frac{h}{L} = 0.045 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0.043$ ……Condition vérifiée.

$3 - \frac{A_s}{b_0 d} = 0.015 \succ \frac{3.6}{F_e} = 0.009$ ……Condition non vérifiée.

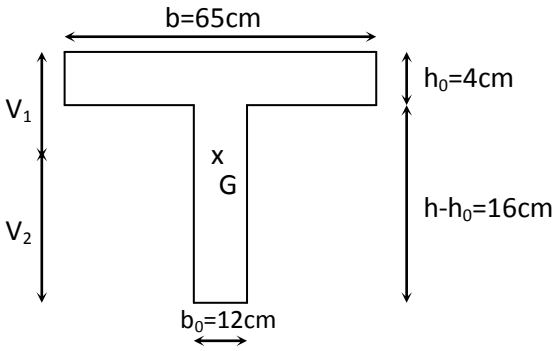
Remarque :

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7\,mm$$



Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818{,}87\,MPa$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\} \qquad \lambda_V = \frac{0{,}02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho}$$

p : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue a l'aire de la section utile de la nervure . $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$

- Calcul des paramètres :
  - La position de l'axe neutre :

1-Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0)\, h_0 + 15A_t$

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)x4 + 15 \times 3.39 = 502.85 cm^2$

2- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3cm^2$$

$$\begin{cases} V_1 = \dfrac{S/_{xx}}{B_0} = \dfrac{3739.3}{502.85} = 7.43cm \\ V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57cm \end{cases}$$

- Calcul du moment d'inertie :

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 3.39(12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 22951.006cm^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.02$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 139.01 + 2.1}; 0) = 0.66$$

$$If_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_V \mu} = \frac{1.1 \times 22951.006}{1 + 1.02 \times 0.66} = 15088.52cm^4$$

$$f_V = \frac{7.1 \times (4350)^2 10^6}{10 \times 10819 \times 15088.52 x 10^4} = 8.23 < \frac{L}{500} = 8.7mm$$

Conclusion :

Pas de risque de flèche des poutrelles, donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'E.L.S.

III.2 Calcul des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitues d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges. Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculées à la flexion simple. Du côté du vide, les volées et les paliers des escaliers sont munis d'un garde-corps ou d'une rampe. En raison de non exposition des différents éléments de l'escalier aux intempéries, les fissurations sont considérées peu nuisibles.

Notre bâtiment est composé d'un escalier à (02) deux volée.

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure :

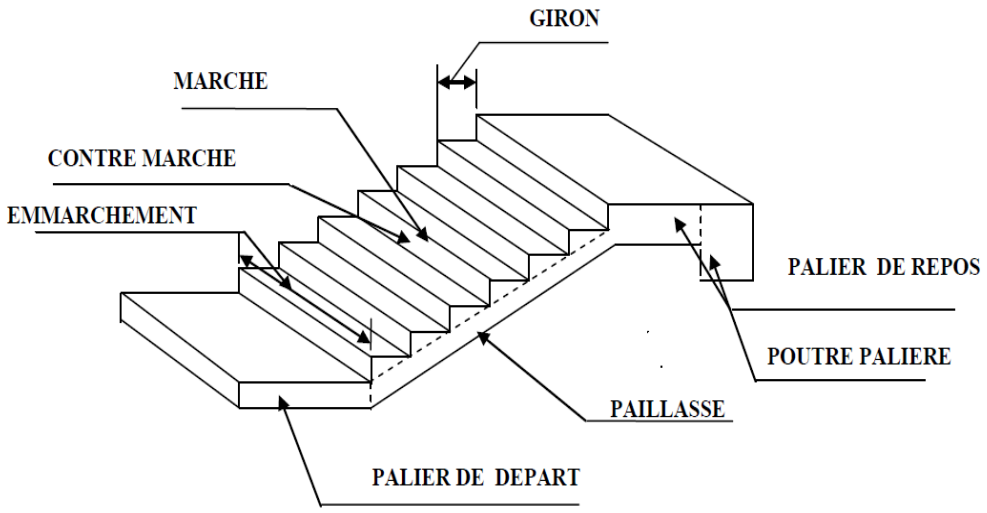


Figure. III.13: Schéma général d'une volée d'un escalier droit.

- **Caractéristiques dimensionnelles :**

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied; sa forme en plan peut-être rectangulaire, trapézoïdal, arrondi, etc. noté « m = n – 1 ».Elle est calculée comme une console venant prendre appui sur le noyau central ,coulé sur place.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche, notée « n ».
- La hauteur de la marche h : c'est la distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre H. Et même jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage service ou privé.

- Le giron « g » : est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- Une volée : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, comporte généralement un palier de départ et un palier d'arrivé, sa longueur projetée est « l_1 ».
- La paillasse : d'épaisseur « ep » est la dalle en béton armé incorporant les marches Et les contres marchent.
- La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, a 0.65 m de collet si E ≥ 1 m.

➢ Les différents types d'escaliers :

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

-L'escalier droit : escalier constitué d'une seule volée et dont toutes le marches sont de forme rectangulaire.

- A quartier tournant : le changement de direction est à 90°,le quart tournant peut se situer en bas, au milieu ou en haut de l'escalier.

- A palier intermédiaire ;

- A la Française: escalier dont les marches sont soutenues par un ou deux limons apparent sur le côté.

III.2.1. prédimensionnement de l'escalier à calculer:

- **Etage courant :**

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers constitués d'une volée et un palier intermédiaire pour étage courant en béton armé coulé sur place

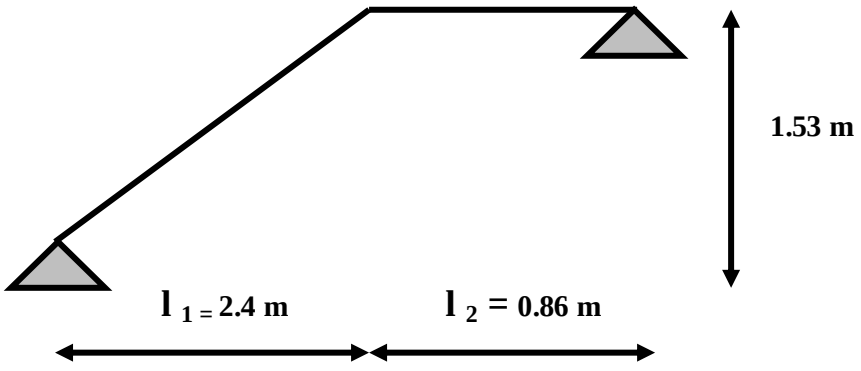


Figure.III.13: Schéma statique de l'escalier.

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités :

a. Formule de BLONDEL:

$$59cm \leq g+2h \leq 66cm$$

Avec :

g: le giron

h: la hauteur de la contre marche

59 cm : corresponds à des escaliers courants d'appartement.

66cm : corresponds à des locaux publics.

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que : $14\ cm \leq h \leq 18cm$

On prend : h = 17 cm

b. Vérification de la loi de BLONDEL:

$$59cm \leq g+2h \leq 66cm$$

Nous avons :

$$\begin{cases} g = 30\ cm. \\ h = 17\ cm. \end{cases}$$

$59\ cm \leq 30 + 2\times17 \leq 66cm$

$59\ cm \leq 64 \leq 66cm$ ……. Condition vérifiée.

c. Calcul du nombre de contre marches et de marches:

n : nombres de contre marche.

m = n-1 : nombre de marche pour une volée

H=1,53 m Soit une volée de 1,53 m de hauteur.

- Le nombre de contre marches n :

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ Soit : n= 09 contres marche.

- Nombre de marches m : $m = n - 1$

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ Soit : m= 08 marches.

- Le giron g: $g = \frac{l_1}{m} \longrightarrow g = \frac{l_1}{m} = \frac{240}{8} = 30\ cm$

- La ligne de foulée L: L = g (n-1)

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

d. Détermination de l'épaisseur de la paillasse:

Prenant compte des recommandations du BAEL91.

La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{L0}{30} \leq ep \leq \frac{L0}{20}$$

Avec :

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$Tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \longrightarrow \alpha = 32{,}51^{\circ}$$

$$L' = \frac{l1}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos\ 32{,}51} = 2{,}84\text{m}$$

$$L_0 = L' + l_2.$$

$L_0 = 2.84 + 0.86 = 3.7$ m

$370/30 \leq ep \leq 370/20$ 12,33 cm $\leq ep \leq 18{,}5cm.$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : ep = 18cm.

❖ **RDC :**

Notre bâtiment comporte un escalier constitué d'une volée et un palier intermédiaire pour étage courant en béton armé coulé sur place.

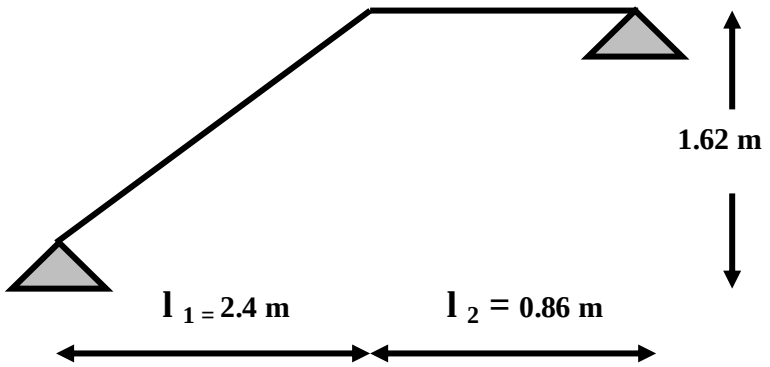


Figure.III.14: Schéma statique de l'escalier.

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités :

a. Formule de BLONDEL:

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Avec :

g: le giron

h: la hauteur de la contre marche

59 cm : corresponds à des escaliers courants d'appartement.

66cm : corresponds à des locaux publics.

Pour qu'escalier soit confortable il faut que: $14\ cm \leq h \leq 18$cm

On prend : h = 17 cm

b. Vérification de la loi de BLONDEL:

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Nous avons :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm.} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{cases}$$

$59\text{ cm} \leq 30 + 2\times17 \leq 66\text{cm}$

$59\text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{cm}$ …… Condition vérifiée.

c. Calcul du nombre de contre marches et de marches:

n : nombres de contre marche.

m = n-1 : nombre de marche pour une volée

H=1,62 m Soit une volée de 1,62 m de hauteur.

- Le nombre de contre marches n :

$n = \frac{H}{h} = \frac{162}{17} = 10$ Soit : n= 10 contres marche.

- Nombre de marches m :

$m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ Soit : m= 09 marches.

- Le giron g:

$g = \frac{l_1}{m} = \frac{240}{9} = 26.66$ cm on prend g = 30 cm.

- La ligne de foulée L:

L = g (n-1) = 30(10-1) = 270 cm.

d. Détermination de l'épaisseur de la paillasse:

Prenant compte des recommandations du BAEL91.

La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$Tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{162}{240} = 0.675 \longrightarrow \alpha = 34$

$L' = \frac{l1}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 34} = 2{,}89\text{m}$

$L_0 = L' + l_2$

L_0 = 2.89 + 0.86 = 3.75 m

$375/30 \leq ep \leq \frac{375}{20}$ 12,5 cm ≤ ep ≤ 18,75cm.

On opte pour une paillasse d'épaisseur : ep = 18cm

N.B. : On prend la même épaisseur pour le palier.

III.2.2. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

a. Détermination des charges et des surcharges :

- Charge permanente :
  - Le palier :

	Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Palier	25	0.20	05.0
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
Σ				GT =6.27

Tableau III.8 : la charge revenant au palier.

  - La volée :

	Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.40
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.35
04	Marches	25	0.18/2	2.125
05	Paillasse	25	0.20	05.0
06	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
07	Gard corps		0.06	0.6
Σ				GT =9.2

Tableau III.9: la charge revenant la volée.

  - Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

Q = 2,5 KN/ml .

a. Combinaisons de charges :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

- **ELU :** $q_u = 1.35\ G + 1.5Q$

ELU
- La volée : $q_{u1} = (1.35 \times 9.2 + 1.5 \times 2.5) = 16.17$ KN / m.
- Le palier : $q_{u2\ (vol\ 1)} = (1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 2.5) = 12.21$ KN / m.

- **ELS :** $q_s = G + Q$

ELS
- La volée 1 : $q_{s1} = (9.2 + 2.5) = 11.7$ KN / m.
- Le palier : $q_{s2} = (6.27 + 2.5) = 8.77$KN /m.

III.2.3 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

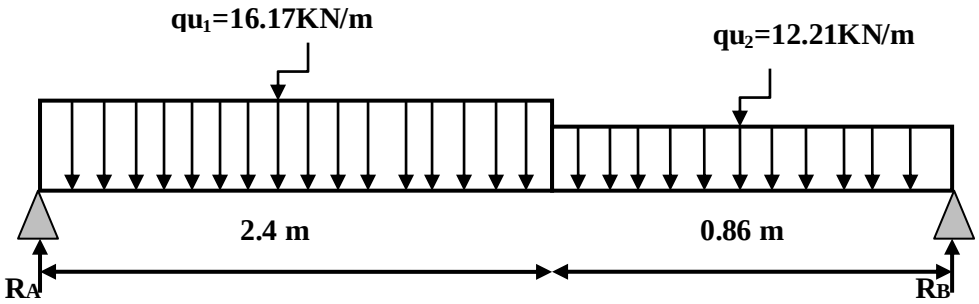


Figure.III.15 : Schéma statique de calcul à ELU.

- Réaction d'appuis :

$\sum F_y = 0 \longrightarrow RA + RB = 2.4 \times qu_1 + 0.86 \times qu_2$

$R_A + R_B = 2.4 \times 16.17 + 0.86 \times 12.21$

$R_A + R_B = 49.30$ KN/ml.

$\sum M/A = 0$

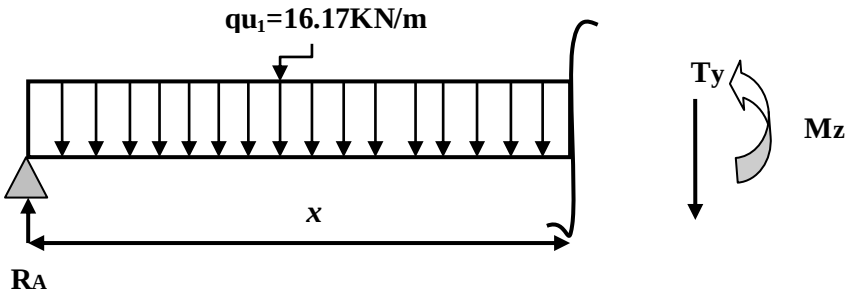
$$R_B \times L = qu_1 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2}\right) + qu_2 \times 0.86 \left(2.4 + \frac{0.86}{2}\right)$$

$R_B \times L = 15.7 \times 2.4\ (1.2) + 12.21 \times 0.86\ (2.83)$

$R_B \times 3.26 = 76.27$ KN/ml $\longrightarrow$ $R_B = 23.39$ KN

$R_A = 49.30 - 23.39 \longrightarrow R_A = 25.91$KN

1ier tronçon : $0 \le x \le 2.4$m



$T(x) = R_A - q_{u1} \times x$

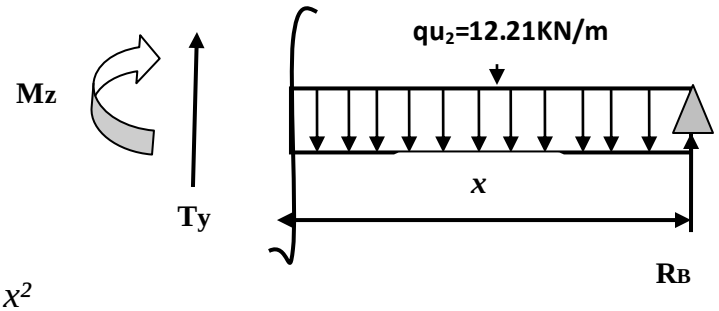
$T(x) = 25.91 - 16.17\ x$

$\begin{cases} T(x=0) = 25.91 \text{ KN} \\ T(x=2.4) = -12.89 \text{ KN} \end{cases}$

$M(x) = R_A\, x - q_{u1} \frac{x2}{2} = 25.91\, x - 8.085\, x^2$

$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=2.4) = 15.61 \text{ KN.} \end{cases}$

2éme tronçon : $0 \le x \le 0.86$



$T(x) = - R_B + q_{u2}\, x$

$T(x) = - 23.39 + 12.21\ x$

$\begin{cases} T(x=0) = - 23.39 \text{ KN} \\ T(x=0.86) = - 12.89 \text{KN} \end{cases}$

$M(x) = R_B\, x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 23.39\, x - \frac{12.21}{2} x^2$

$M(x) = 23.39\, x - 6.10\, x^2$

$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=0.86) = 15.61 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Calcul du moment max :

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

$T(x)=0 \longrightarrow R_A - q_{u1} \times x = 0 \Rightarrow 25.91 - 16.17\ x$

$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{25.91}{16.17} = 1.6\text{m}$

On a : pour x = 1.6 m : $T_y = 0$ KN.

$M^{max} = R_A\, x - q_{u1} \frac{x2}{2}$

$M^{max}(x) = 25.91\, x - 8.085\, x^2$ $M^{max}(1.6) = 20.75$ KN.m.

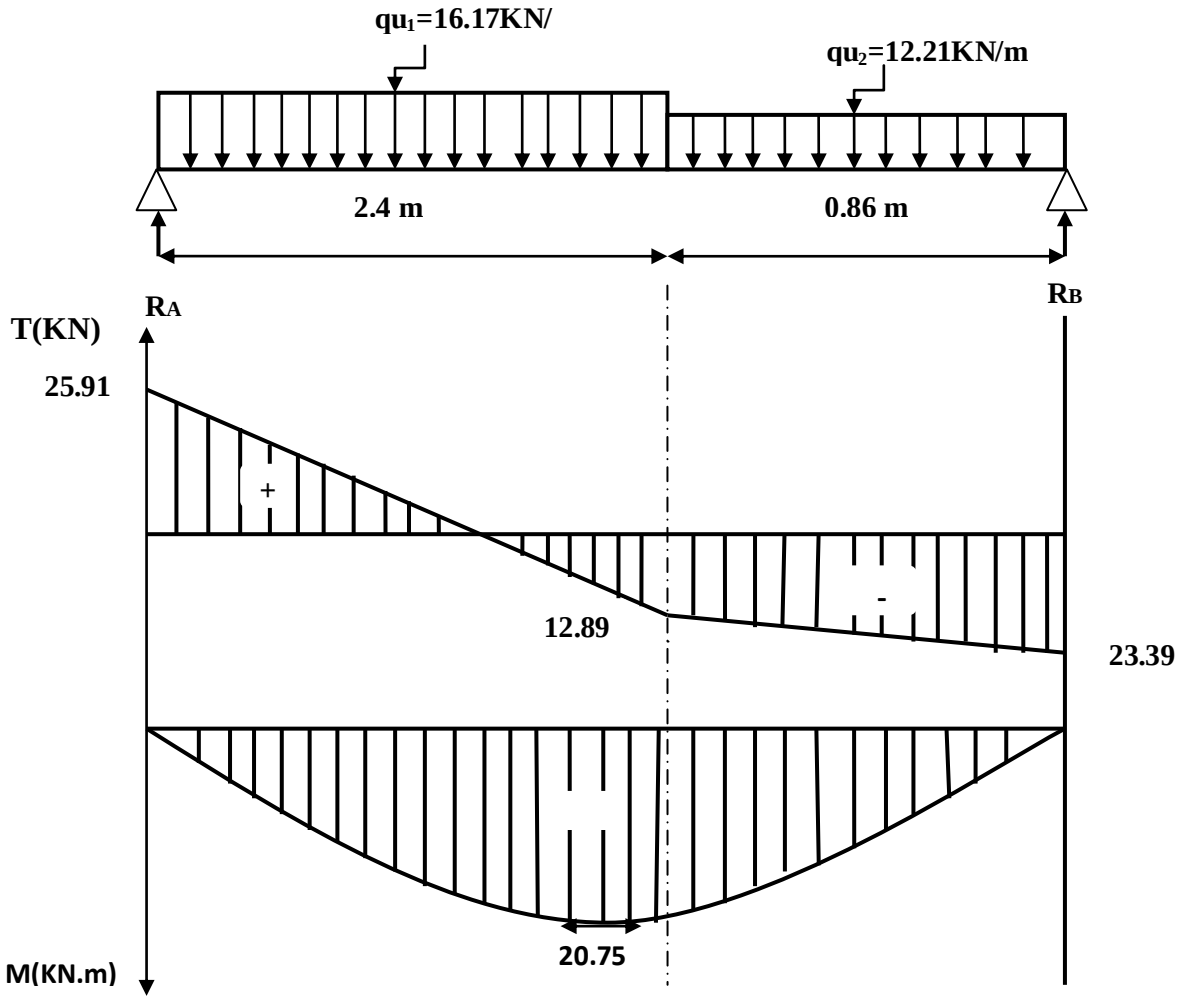


Figure III.16 : Diagramme des efforts internes à ELU.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée :

Aux appuis : $M_u^a = -0.3\ M^{max} = -0.3\ (20.75) = -6.22$ KN.m

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{max} = 0.85\ (20.75) = 17.63$ KN.m

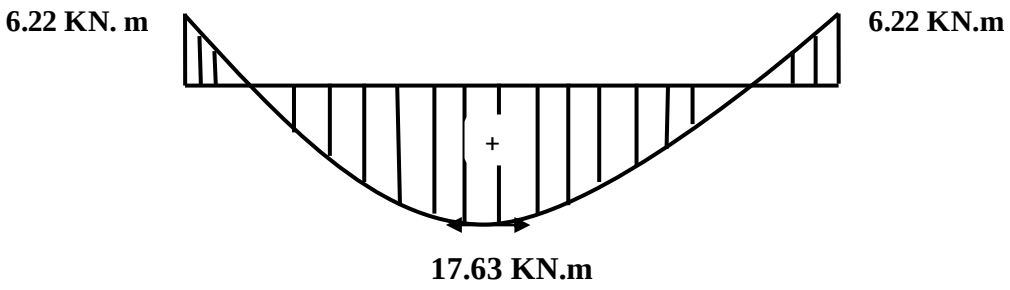
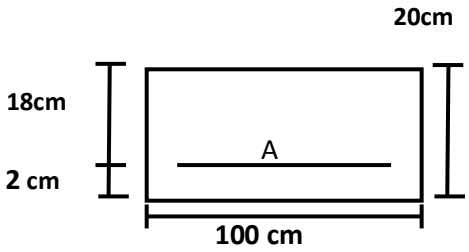


Figure.III.17: Les moments fléchissant(ELU)en tenant compte de l'encastrement partiel.

III.2.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul se ferra pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

B = 100 cm c = 2 cm d = 18cm



-Aux appuis : M_u^a = - 6.22 KN.m.

- Armatures principales :

$$\mu a = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.22\times10^3}{100\times(18)^2\times14.2} = 0.014$$

$\mu_b = 0.014 \prec 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\longrightarrow$ Tableau $\beta = 0.993$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd.\, f_e/\gamma_s} = \frac{6.22\times10^3}{0.993\times18\times348} = 0.99 cm^2$$

A_{ca1} = 1.65 cm² on opte pour 4HA10= 3.14 cm² Avec un espacement S_t = 25 cm.

- Armatures de répartition :

$A_{r1} = \frac{Aa1}{4} = \frac{3.14}{4}$ = 0.785 cm² Soit : 4HA8 = 2.01 cm²

Avec un espacement de S_t = 25 cm.

En travée : M_u^t = 17.63 KN.m.

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.63\times10^3}{100\times(18)^2\times14.2} = 0.038 \prec \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$\mu_u = 0.038 \longrightarrow$ tableau $\beta = 0.981$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{17.63.10^3}{0.981\times18\times348} = 2.86 cm^2$$

Soit : A_t = 4HA 12 = 4.52 cm² avec un espacement S_t = 25 cm .

- Armatures de répartition :

$$A_{rt} = \frac{At}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² Avec un espacement de S_t = 25 cm.

III.2.5. Vérification à ELU:

a. Condition de non-fragilité : (Art A. 4. 2,1/BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b.d. f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{cm}^2$$

Nous avons :

A_{a1} = 3.14 cm² ≻ A_{min} = 2.17cm² ⟶ condition vérifiée.

A_t = 4.52 cm² ≻ A_{min} = 2.17cm² ⟶ condition vérifiée .

b. Espacement des barres :(BAEL91 :Art A.8.2, 42)

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

- Armatures principales :

$S_{tmx} \leq \min\{3h, 33cm\} = \min\{3x20, 33cm\} \longrightarrow S_{t\,max} \leq 33$ cm.

Sur appuis : S_t = 25 cm < 33 cm …….Conditionvérifiée. .

En travée : S_t = 25 cm < 33 cm …… Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$S_{t\,max} \leq \min\{4h, 45cm\} = \min\{4x20, 45cm\}$.

Sur appuis : S_t = 25cm < 45 cm ⇒ condition vérifiée .

En travée : S_t = 25cm < 45 cm ⇒ condition vérifiée.

c. Vérification de la contrainte tangentielle: (BAEL91/modifiées99:Art A.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \qquad \tau_u = \frac{25.91 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.144 \text{MPa}$$

τ_u = 0.144 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 1.167 MPa……. condition vérifiée.

d. **Influence de l'effort tranchant sur le béton** :(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

- Influence sur le béton : $T_{umax} \leq 0.4b\ (0.9d)\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

Avec :

$0.9d = a$: désigne la longueur d'appuis.

$T_{umax} \leq 0.4b\ (0.9d)\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4\ (1)\ (0.9x180)\ \frac{25}{1.5}\ 10^3 = 1080kN$

$T_{umax} = 25.91\ kN < 1080kN$ …… Condition vérifiée.

- Influence sur l'acier : $A \geq \frac{1.15}{f_e}\ (T_{max} + \frac{M_a}{0.9d})$

Avec :

- T_{umax} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui
- M_u : moment au droit de l'appui.

$A \geq \frac{1.15}{400\ 10^2}\ (25.91 + \frac{6.22}{0.9(0.18)})\ 10^3 = 1.84\ cm^2$.

4HA10 $A_a = 3.14\ cm^2 > 1.84\ cm^2$ …… Condition vérifiée.

e. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A. 6.1,3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau se} = \psi_s\ f_{t28}$$

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s\ f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MPa$ $(\psi_s = 1.5)$

$f_{t28} = 2.1$ MPa.

Avec : $\tau se = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

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

Vu : effort tranchant est égale à 25.91KN

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

n.π.Ø = 4 ×3.14 ×1.2= 15.07 cm.

d : hauteur utile est égale à 18 cm.

$$\tau_{se} = \frac{25.91x1000}{0.9\times180\times150.7} = 1.06\ MPa$$

τ_{se} = 1.06 MPa < $\bar{\tau}_{se}$ = 3.15 MPa …… condition vérifiée**.**

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

f. Longueur de scellement :*(BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)*

Sur la langueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$l_s = \frac{\emptyset t\ X f_e}{4\tau su}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6\times(1.5)^2\times2.1 = 2.835\ MPa$$

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée}\times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2\times400}{4\times2.835} = 42.32\,cm$$

g. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : *(BAEL 91/ Art A5, 2,2)*

On remarque que **L_s** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

L_c= 0.4 L_s = 0.4 x 42.32 = 16.92cm

On prend : L_c=17 cm

III.2. 6. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS :

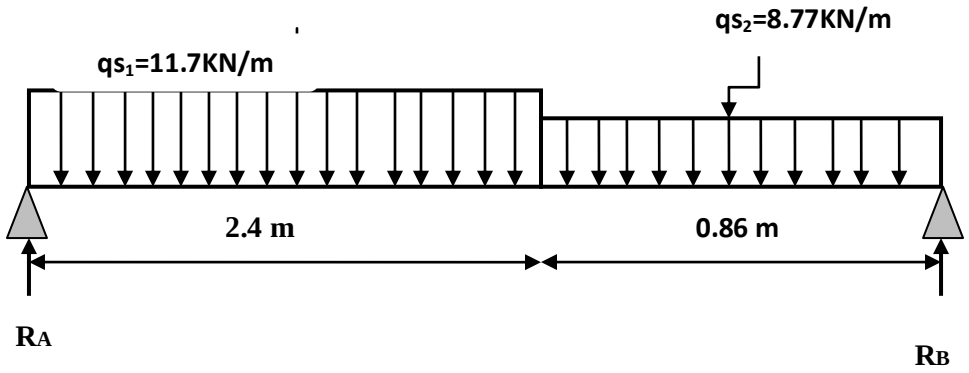


Figure.III.18 : Schéma statique de calcul à ElS.

Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2.40q_{s1} + 0.86q_{s2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.40\times11.7 + 0.86\times8.77 = 35.62 KN/ml$$

$R_A + R_B = 35.62$ KN/ml.

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s1} \times 2.40 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + q_{s2} \times 0.86 \times (2.4+0.43).$$

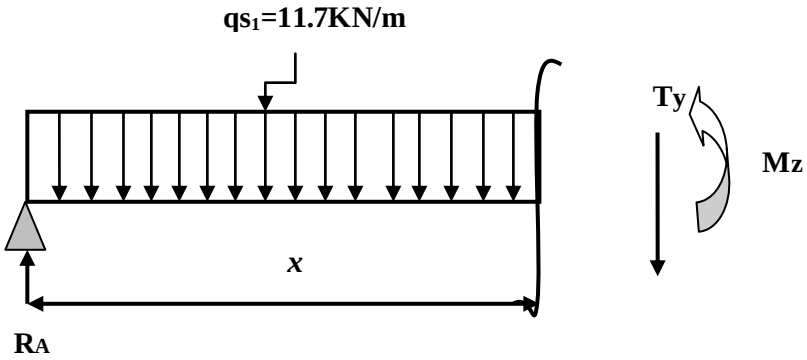
R_B x 3.26 = 33.69+ 21.34

$$R_B = \frac{55.03}{3.26} = 16.88KN.$$

$R_A = 35.62 - 16.88 = 18.74$ KN.

$R_A = 18.74$ KN.

1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$m



$T(x) = R_A - q_{s1}.x$

$T(x) = 18.74 - 8.77\,x$

$T(x=0) \Rightarrow T_Y = 18.74$KN

$T(x=2.4) = -9.34$ KN

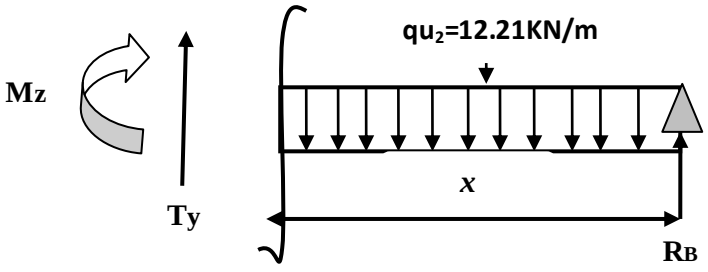
$$M(x) = R_A\,x - q_{s2}\frac{x^2}{2} = 18.74x - \frac{11.7}{2}x^2$$

$M(x) = 18.74\,x - 5.85\,x^2$.

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

$M(x=2.4) = 11.28$ KN.m.

2ieme tronçon : $0 \leq x \leq 0.86$ m



$T(x) = -R_B + q_{s2}.x$.

$T(x) = -16.88 + 8.77\,x$.

$T(x=0) = -16.88$KN

$T(x=0.86) = -9.34KN$.

$$M(x) = R_B\,x - q_{s2}\frac{x^2}{2}$$

$M(x) = 16.88\,x - 4.385\,x^2$.

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

$M(x=0.86) = 11.28$ KN.m

- Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et M_Z = max :

$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s1}.x = 0$

$T(x) = 0 \Rightarrow 18.74 - 8.77\,x = 0 \longrightarrow X = \frac{18.74}{11.7} = 1.6$ m.

On a pour : x = 1.6 m : $T_y = 0$ KN.

$M(x) = R_A\,x - q_{s1}\frac{x^2}{2}$

$M(x) = 18.74\,x - 5.85\,x^2$.

M^{max} (x = 1.6) = 15.00 KN.m.

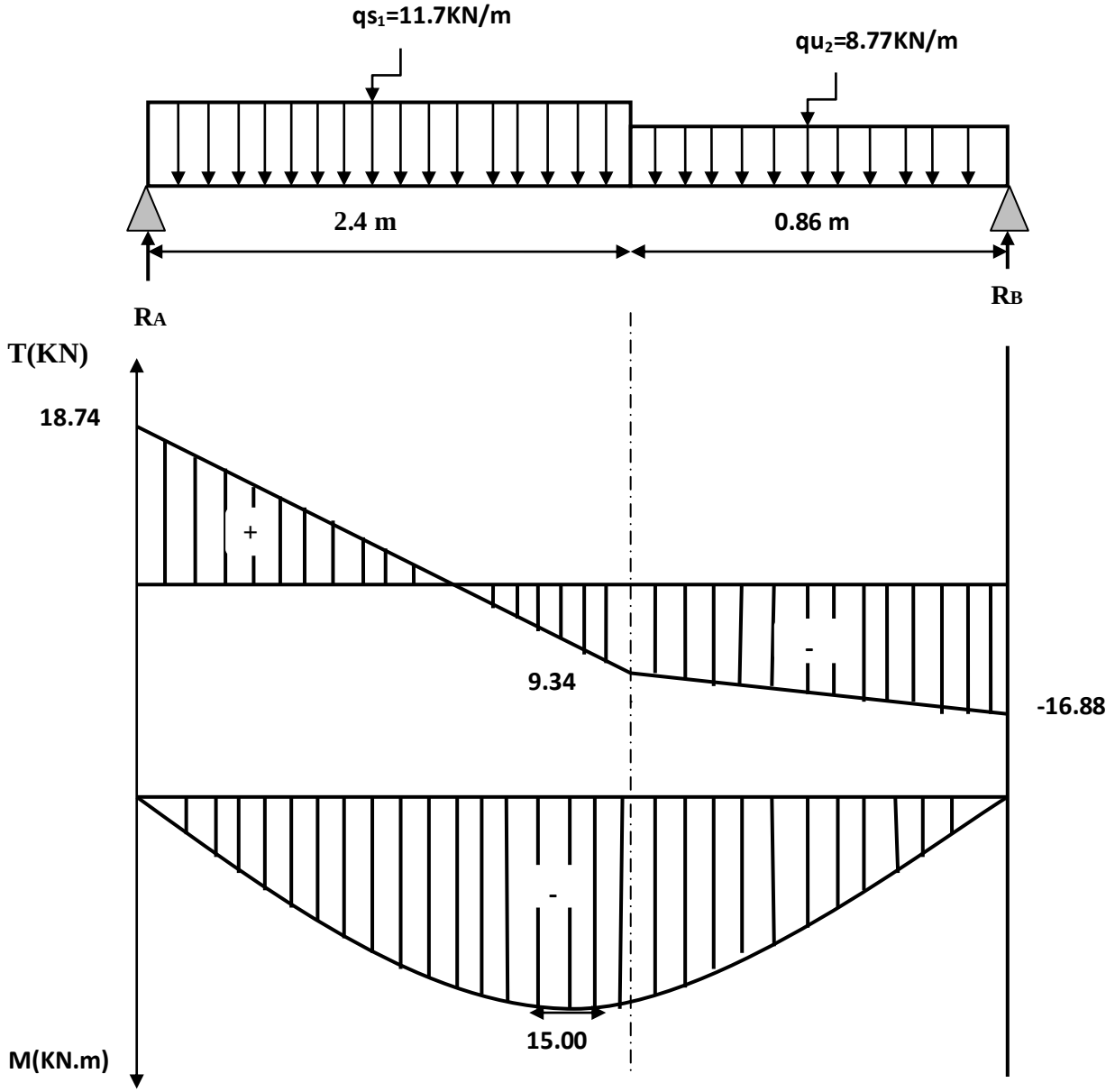


Figure III.19 : Diagramme des effort à L'ELS.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = -0.3\ M^{max} = -0.3\ (15.00) = -4.5$ KN.m

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{max} = 0.85\ (15.00) = 12.75$ KN.m.

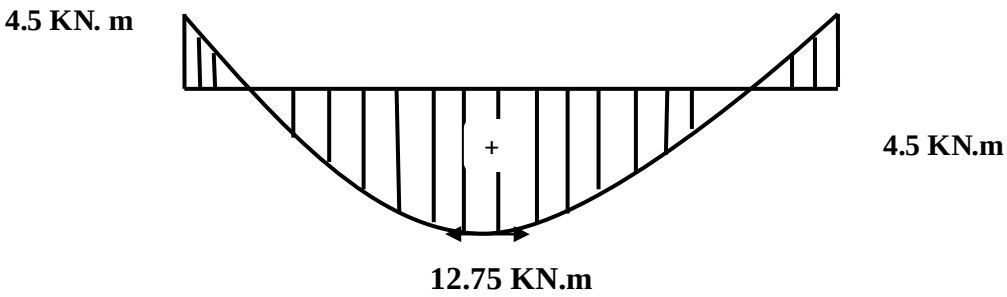


Figure.III.20 : Diagramme des moments fléchissant (ELS) En tenant compte de l'encastrement partiel.

III.2.7. Vérification à l'ELS :

a. État limite de résistance du béton à la compression:(BAEL91:Art A.4.5,2)

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$ $\quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa.$ $\quad \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348$ MPa.

- Aux appuis :

$A_{Sa} = 3.14 cm^2$ $\quad M_a = 4.5$ kN.m

$\rho = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100\ (3.14)}{100\,(18)} = 0.174 \quad \Rightarrow k_1 = 58.53$ et $\beta = 0.932$

Tel que : $K = 1/K_1 \longrightarrow K = 0.017$

- La contrainte dans les aciers est :

$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{4.5\ 10^3}{3.14\ (0.932)\ 18} = 85.42$MPa $< \sigma_s = 348$ MPa

$\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$ …… Condition vérifiée.

- La contrainte dans le béton est :

$\sigma_{bc} = k\ \sigma_s = 0.017 \times 85.42 = 1.45 < \sigma_{bc} = 15$MPa …….. Condition vérifiée.

- En travée :

A_{St}=4.52 cm^2 M_{st}=12.75 Mpa.

$\rho = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100\ (4.52)}{100(18)} = 0.253$ (=) k_1=47.50 et β=0.920

Tel que :K=1/K_1 ⟶ K=0.021.

- La contrainte dans les aciers est :

$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A_s \beta d} = \frac{12.75\ 10^3}{4.52(0.92)\ 18}$ =170.34 Mpa <σ_s=348 Mpa ……..Condition vérifiée.

- La contrainte dans le béton est :

σ_{bc}= k σ_s= 0.021 x 170.34 = 3.57 cm²<σ_{bc}= 15Mpa ……Condition vérifiée.

b. Etat limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c. Vérification de la flèche :

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} = 0.0625 \Rightarrow \frac{20}{326} = 0.0613 \leq 0.0625$

…. Condition non vérifiée

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$.
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_S \times L^4}{E_\upsilon \times I} \quad \leq \quad \overline{f} = \frac{L}{500}$$

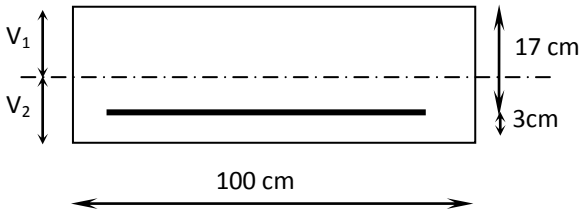
$q_S = \max\left(q_S^1\ ;\ q_S^2\right) = \max\left(8.77;\ 11.7\right) = 11.7\ KN/mL$

E_υ : Module de déformation différé

$E_\nu = 3700\ \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819\ MPa$; $f_{c28} = 25\ MPa$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15A_t\left(V_2 - C_2\right)^2$$



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

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 4.52 \times 18) = 21220.4 cm^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 4.52) = 2067.8 cm^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 cm \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 cm$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15A_t\left(V_2 - C_2\right)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times \left((10.26)^3 + \left(9.74^3\right)\right) + 15 \times 4.52 \times (9.74 - 2)^2$$

$I = 70871.34 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.7 \times 10^3 \times (3260)^4}{10819 \times 100 \times 70871.34 \times 10000} = 2.24 mm$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{326}{500} = 6.5 mm$$

$f < \overline{f}$ ..... Condition vérifiée.

le ferraillage de l'escalier sera comme suit :

- Armatures longitudinales :

4HA10 = 3.14 cm² aux appuis. Avec : S_t = 25 cm.

4HA 12= 4.52 cm² en travée. Avec : S_t = 25 cm.

- Armatures transversales :

4HA8=2.01 cm² aux appuis. Avec : S_t = 25 cm.

4HA8=2.01 cm en travée. Avec : S_t = 25 cm.

II.3.1.Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à un effort (G)dû à son poids propre qui engendre un effort normal (N_G)et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à (Q=1kN/ml)dû à la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement .

Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferraillage sera déterminer en flexion composée à L'ELU et L'ELS et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

a. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : h = 60cm ; L'épaisseur : h0 = 10 cm

L'enrobage : c = c' = 2 cm ; La surface : 0.069m².

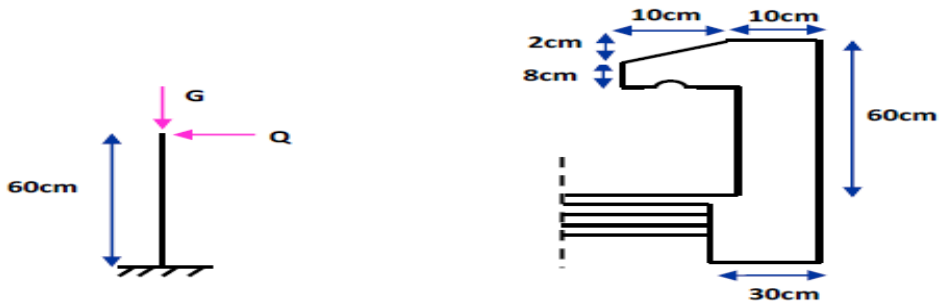


Figure III.21 : Coupe verticale de l'acrotère.

b. Schéma statique:

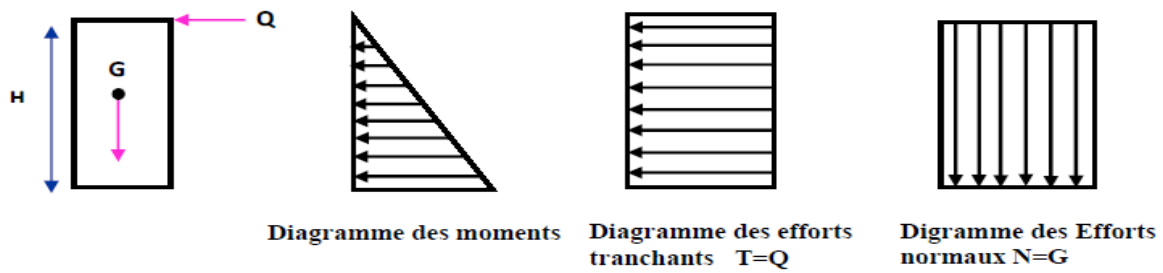


Figure.III.22 : Schéma statique de calcul d'acrotère.

c. Chargement :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S$.

G = [(0.6×0.1) + (0.1 ×0.08) + (0.1 × 0.05)/2] ×25= 1.72 KN/ml.

- Surcharge d'exploitation horizontale : Q = 1 KN/ml.

d. Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1m = 1{,}72$ KN.

- L'effort tranchant : T = Q×1m = 1 KN.

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

M = Q×H×1m = 0.6KN.m avec : H=0.6m.

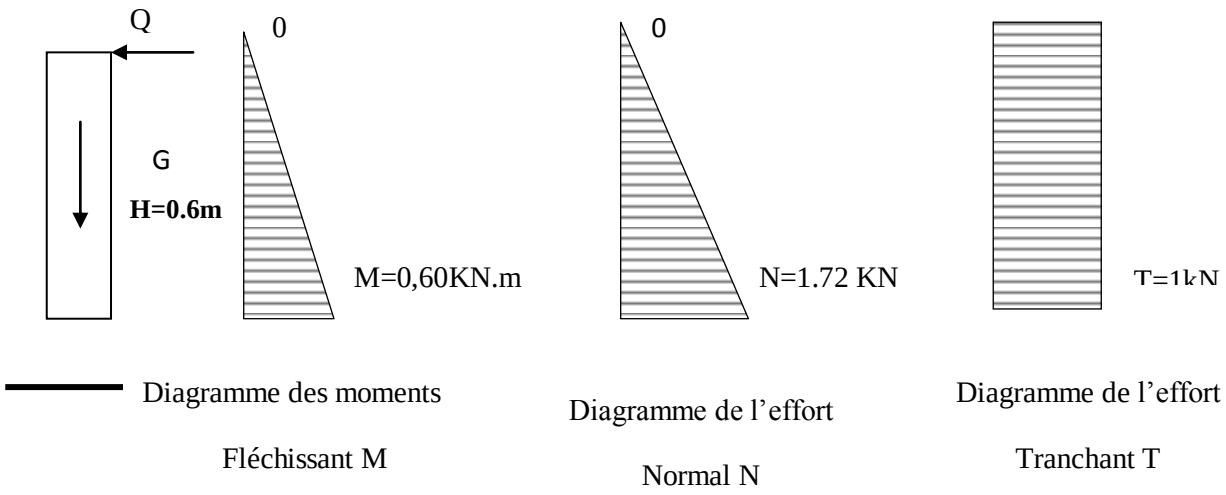


Figure. III.23: Diagramme des efforts internes.

e. Combinaison des charges :

- **ELU :**

La combinaison de charges considérer : (BAEL 91.A-3-2-2-1)

$N_U = 1.35.N_G = 1.35 \times 1.72 = 2.32$ KN.

$M_U = 1.5.M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9$ KN.m.

$T_U = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5$ KN.

- **ELS :**

La combinaison de charges à considérer est **(BAEL 91 A -3-3-3).**

$N_S = N_G = 1.72$ KN

$M_S = M_Q = 0.6$KN.m

$T_S = T = 1$ KN.

III.3.2. Ferraillage de l'acrotère:

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (1ml) Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (b x h) cm2 soumise à la flexion composée.

h : Épaisseur de la section **:** 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

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

d = h - c : Hauteur ultime.

Mf : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

A. Calcul des armatures à L'ELU:

- **Position du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.32} = 0.3879\ m \succ \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\ m$$

$e_u > \frac{h}{2} - c'$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif *Mf*, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

B. Calcul en flexion simple :

- Moment fictif: $Mf = Mu + Nu\ (\frac{h}{2} - c)$

$Mf = Mu + Nu(\frac{h}{2} - c) = 0.9 + 2.32(\frac{0.10}{2} - 0.02) = 0.969$KNm.

- Moment réduit : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2$MPa.

$\mu_b = \frac{Mf}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.969 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.010$

$\mu_b = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Armatures fictives : $A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma st}$

$\mu_b = 0{,}010$ $\beta = 0{,}995$

$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma st} = \frac{0.968 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0{,}349 cm^2.$

- Armatures réelles(en flexion composée) : $A_{St} = A_f - \frac{Nu}{\sigma st}$.

$A_{St} = A_f - \frac{Nu}{\sigma st} = 0.349 - \frac{2.32}{34.8} = 0,282 cm^2$

$A_{St} = 0,282 cm^2$

Soit: 4 HA8 donc : $A_t = 2{,}01 cm^2$ Avec un espacement St= 25 cm/ml.

- Les armatures des répartitions :

$A_r = \frac{Asadop}{4} = \frac{2.01}{4} = 0{,}502 cm^2/ml.$

4HA8 /ml=2,01 cm^2/ml avec un espacement S_t= 15cm/ml.

III.3.3. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (BAEL99 /Art A.4.2.1)

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

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

$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2{,}1MPa$

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400}$

$A_{min} = 0{,}966\ cm^2$

$A_s = 2{,}01\ cm^2 > A_{min} = 0.966\ cm^2$ ……. Condition vérifiée.

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25$ cm.

b. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau u} = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4\ MPA\right\}$$

avec : ($\gamma_b = 1.5$et $V_u = 1.5Q = 1.5$ KN)

τu : contrainte de cisaillement

$\tau u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.0187$ MPa

$\overline{\tau u} = \min\left\{\frac{0.15}{1.5} \times 25,\ 4\right\} = \min\{2.5,\ 4\} = 2.5$ MPa.

$\tau u = 0.0187$ MPa $< \overline{\tau u} = 2.5$MPa $\Longrightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

C. Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL91.modifiée99 art6.13)

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

- Ψ_s : Coefficient de scellent droit = 1.5 (acier Fe 400 haute adhérance).
- $\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPA.

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

- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres
- $\sum U_i = n\ \pi\ \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10{,}048$ cm
- **n**: nombre de barres : $\tau_{se} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9x8x10.48} = 0{,}207$ MPa.

$\tau se = 0.207$ MPa $< \overline{\tau se} = 3.15$MPa $\Rightarrow$La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Longueur de scellement : *(BAEL 91 Art 6, 1, 221)*

Sur la langueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime : $l_s = \frac{\emptyset t * f_e}{4\tau su}$

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

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{10.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

On prend Ls = 30 cm.

e. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : *(BAEL 91/ Art A.6 ;253)*

On remarque que $\mathbf{L_s}$ dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$L_c = 0.4\ L_s = 0.4$ x 30 = 24 cm.

f. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

- Armatures principales :

$$S_t < \min(3h, 33cm) = (3 \times 10, 33cm) = 30cm \longrightarrow S_t = 25cm \leq 30cm$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t = \min(4h, 45cm) = (4 \times 10, 45cm) = 40cm \longrightarrow S_t = 15cm \leq 40cm$$

III.3.4.Vérification à l'ELS:

- **Vérification des contraint:**

- Dans le béton :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{T28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \qquad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_S}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0,253 \Rightarrow B_1 = 0.920$$

$$\sigma_S = \frac{M_S}{\beta_1 d.A_S} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 201} = 40,55MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{40,55}{47,50} = 0,853MPa$$

$\sigma_{bc} = 0.853 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{T28} = 0.6x25 = 15MPa$ ..... Condition vérifiée.

- Dans les aciers:

On doit vérifier que: $\sigma_S < \overline{\sigma_S}$

$$\sigma_{st} \leq \sigma st = \min\{2/3\, f_e\, , 110\sqrt{\eta\, f_{t28}}\}.$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \min\{(2/3)\ 400\ , 110\sqrt{1.6\ x\ 2.1}\} \\ \sigma_{st} = \min[(226,67, 201,63)] \\ \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_S = 40,55MPa$, $\overline{\sigma_s} = 201,63MPa$ $\Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma_s}$ ..... Condition vérifiée.

III.3.5.Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

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

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

F_p : doit être inférieure à l'action de la main courante Q.

A :coefficient d'accélération donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage, dans notre cas A=0,15(Zone II_a, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontal (C_p = 0,8 : element en console).

W_p : Poids de l'acrotère = 1,72 KN/ml.

Alors l'action des forces :

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,72 = 0,825KN/m\ell < Q = 1KN/m\ell$ ..... Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique F_p, d'où le ferraillage adopté précédemment reste convenable.

III.4.La dalle pleine :

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur noyau, reposant avec, sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Plancher étage RDC:

Notre dalle pleine est située dans la cage d'ascenseur, elle repose sur 4 appuis.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

- G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

a. Dimensionnement de la dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

- Epaisseur de la dalle h_0 : $h_0 \geq \frac{lx}{30}$.

$$h_0 \geq \frac{lx}{30} = \frac{260}{30} = 8.66cm.$$

Elle doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 versions 2003).

Donc On optera pour une épaisseur: ep = 15 cm.

- **Détermination des charges et surcharges de la dalle pleine** :

- Charges permanentes :
- Charges uniformes de la dalle pleine :

N	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique ($KN/m^{3)}$	Charge G (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lits de sable	2	18	0.36
4	Dalle en béton armé	15	25	3.75
5	Enduit en ciment	15	22	0.44
Totale				**Gt = 5.15**

Tableau III.10: La charge permanente revenant à la dalle pleine.

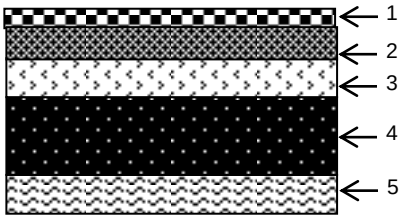


Figure III.24 : Coupe transversale de la dalle pleine**.**

- Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher du RDC , à usage commercial **:** Q =2.5 KN/m².

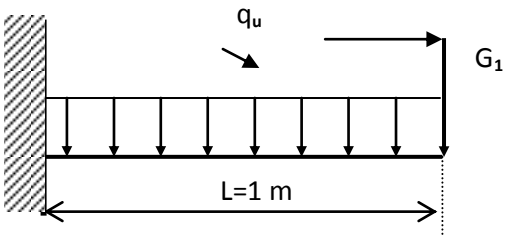
III.4.1.Calcul du panneau de dalle à l'ELU :

La dalle repose sur 4 appuis .elle est soumise à une charge localisée concentrique agissante sur un rectangle (U×V), son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{260}{475} = 0.54$ $0.4 \leq \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

- A L'ELU :



a. Calcul des efforts :

Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.

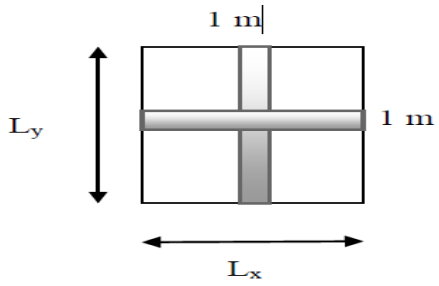


Figure.III.25: panneau de dalle à calculée.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- Dans le sens de la petite portée : $Mx=\mu_x.q.L^2x$.
- Dans le sens de la grande portée : $My=\mu_y.Mx$..

ν : Coefficient de poisson ELU ($\nu=0$)

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ

$$\begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = 0.54 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0892 \\ . \ \mu_y = 0.250. \end{cases}$$

b. Calcul de Poids de la dalle :

G = 5.15 KN/m².

Q = 2.5 KN/m^2.

q_u = (1.35 x 5.15 + 1.5 x 2.5) x 1m = 10.70 KN/ml.

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0892x10.70x2.6^2 = 6.45KN.m \\ M_y^u = \mu_y M_x^u = 0.250x6.45 = 1.61 \ KN.m \end{cases}$$

- **Vérification:**

M_y^u / M_x^u = 1.61/6.45 = 0.26 > 0.25.

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

c) Correction des moments :

- En travée : $Mt = 0.85M^u$

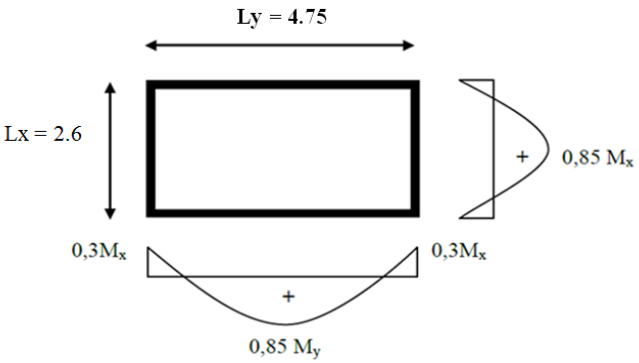
$Mx^t = 0.85M_x^u = 5.48$ KN.m

$My^t = 0.85M_y^u = 1.34$KN.m

- Moment aux appuis : $Ma = -0.3Ma$

$Mx^a = -0.3M_x = -1.94$KN.m

$My^a = -0.3M_y = -0.48$KN.m



III.4.2. Ferraillage de la dalle à l'ELU:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

- **Sens X-X** : $d=h_0-2=13$cm , b=100cm, c=2cm
- En travée : $Mx^t = 5.48$ KN.m

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{xt}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5.48.10^6}{1000\times130^2\times14.2} = 0.022$

On a : $\mu_b = 0.022 < \mu_l = 0.392$ SSA

$\mu_b = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$

$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{5.48.10^6}{0.989\times130\times348} = 1.22$ cm²

On opte pour $A_t = 4HA10 = 3.14$ cm² avec $S_t = 25$cm.

- Aux appuis : Mx^a= - 1.94 KN.m.

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{xa}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1.94.10^6}{1000\times130^2\times14.2} = 0.008$

On a : $\mu_b = 0.008 < \mu_l = 0.392$

$\mu_b = 0.008 \longrightarrow \beta = 0.996$

$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{1.94x10^6}{0.996\times130\times348} = 0.42\ cm^2$

On opte pour A_a = 4HA8 = 2.01cm² avec : S_t = 25cm.

- **Sens y-y :**
- En travée : My^t= 1.34 KN.m.

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{yt}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1.34\times10^6}{1000\times130^2\times14.2} = 0.005$

On a : $\mu_b = 0.005 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$SSA

$\mu_b = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.997$

$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{1.34\times10^6}{0.997\times130\times348} = 0.29\ cm^2$

On opte pour A_t = 4HA10 = 3.14cm² Avec : S_t = 25cm.

Aux appuis : My^a= -0.48 KN.m

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{ya}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0.48\times10^6}{1000\times130^2\times14.2} = 0.002$

On a : $\mu_b = 0.002 < \mu_l = 0.392$

$\mu_b = 0.002 \Rightarrow \beta = 0.999$

$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{0.48\times10^6}{0.999\times130\times348} = 0.10\ cm^2$

On opte pour A_a = 4HA8 = 2.01cm² avec : S_t = 25 cm.

N.B : Le panneau de dalle est soumis à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

III.4.3.Vérification à l'ELU :

a) Condition de non-fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

- Armatures suivant le sens de lx : $A_{min} \geq \frac{1}{2} \times b \times h \times \rho_0 \times (3 - \frac{L_X}{L_Y})$.

Amin : Section minimale d'armatures.

bh : section totale du béton.

-ρ_0: le rapport du volume des aciers à celui bu béton. = 0,0008 (Acier HA Fe400).

$$A\min \geq \frac{0.0008\left(3 - \frac{2.60}{4.75}\right)}{2} \times 100 \times 15 = 1.47\, cm^2$$

- Aux travées :

$\begin{cases} A_{tx\ adopteé} = 3.14\ cm \geq Amin \quad \ldots\ldots\ldots \text{ Condition vérifiée .} \\ A_{ty\ adopteé} = 3.14\ cm \geq Amin \end{cases}$

- Aux appuis :

$\begin{cases} A_{ax\ adopteé} = 2.01\ cm \geq Amin \quad \ldots\ldots \text{ Condition vérifiée .} \\ A_{ay\ adopteé} = 2.01\ cm \geq Amin \end{cases}$

- Armatures suivant le sens de ly:

$Wy = \frac{Ay}{b\,h} \geq w_0 \longrightarrow Ay = W_{0\,X}\ b\ x\ h$

$Ay = W_{0\,X}\ b\ x\ h = 0.0008\ x\ 100\ x\ 15 = 1.20\ cm^2$

$A_{adopté} = 3.14\ cm^2 \geq Ay = 1.20\ cm^2$.

b. Vérification au cisaillement :

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

$$V_x = \frac{Nu}{3U} = \frac{132.14}{3 \times 4.75} = 9.27\ KN.$$

$$V_y = \frac{N_u}{2U+V} = \frac{132.14}{2x4.75+2.6} = 10.92\ KN.$$

Sens X-X :

$$\tau_u = \frac{V_x}{bd} = \frac{9.27\ x\ 1000}{1000\times130} = 0.07\ MPa \langle 0.07\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167MPa.$$

Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{V_y}{bd} = \frac{10.92\ x\ 1000}{1000\times130} = 0.084\ MPa \langle 0.07\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167MPa.$$

La fissuration est peu nuisible.

Donc : $\tau u < \bar{\tau}$ ……condition vérifier.

Conclusion :

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est requise.

c. Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) **:**

On doit vérifier que :

Ø max ≤ h/10 = 150/10=15mm.

Dans notre cas Ø=10mm < Ø max=15mm …….Condition vérifiée.

d. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91.Art .A.6.1.3)

Il faut vérifier que :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{10.92\times1000}{0.9\times130\times3\times3.14\times1} = 0.99MPa$$

$\tau_{se} = 0.99\ MPa \langle \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa$ ..... Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

e. Vérification des espacements :

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée :

$St \leq \min\{3h, 33cm\} = 33$ cm $\longrightarrow$ St = 25 cm < 33 cm.

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée :

$St \leq \min\{2h, 25cm\} = 25$ cm $\longrightarrow$ St = 25 cm $\leq$ 25 cm…… Condition vérifiée.

III.4.4. Calcul à l'ELS :

G = 5.15 KN/m².

Q = 2.5 KN/m^2.

q_s = (5.15 + 2.5) x 1m = 7.65 KN/ml.

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \\ \rho = 0.54 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0933. \\ \mu_y = 0.410. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0933 \times 7.65 \times 2.6^2 = 4.82 KN.m \\ M_y^u = \mu_y M_x^u = 0.410 \times 4.82 = 1.97 KN.m \end{cases}$$

Vérification:

M_y^u / M_x^u = 1.97/4.82 = 0.41 > 0.25 ……Condition vérifiée.

Remarque:

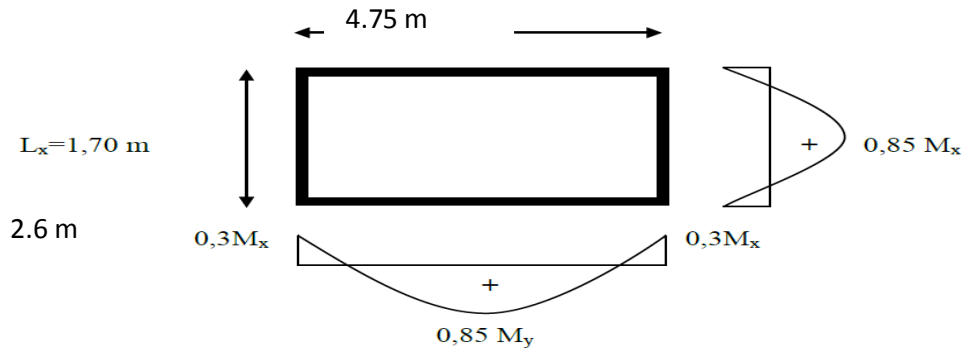
Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

- Moment en travée : $M_t = 0.85M^s$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x^s = 4.09KN.m \\ M_y^t = 0.85M_y^s = 1.67KN.m \end{cases}$$

- Moment aux appuis : $M_a = -0.3M^s$

$$\begin{cases} M_{xa} = -0.3M_x = -1.45KN.m \\ M_{ya} = -0.3M_y = -0.59KN.m \end{cases}$$



III.4.5.Vérification à L'ELS :

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

- Contraintes dans le béton :

Sens x-x :(sens le plus défavorables), M_{tx} =4.09 KN.m .

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ = 0.6 f_{c28} = 15 MPa.

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245 \longrightarrow k_1 = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\, At} = \frac{4.09 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 108.7 \text{ MPa}$$

σ_s = 108.7 MPa.

$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1$ = 108.79/48.29 = 2.25 MPa < 15 MPA .....Condition vérifiée.

Sens y-y : M_{ty} = - 1.67 KN.m.

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ = 0.6 f_{c28} = 15 MPa.

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245 \qquad k = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d\, Aa} = \frac{1.67 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 44.42 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 44.42/48.29 = 0.91$ MPa < 15 MPA ……. condition vérifiée.

Remarque :

les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens .

- Contraintes dans les aciers :

En travée :

On doit vérifier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

$\sigma_s = 108.79$ MPa $\leq$ 348MPa ……. condition vérifiée.

Aux appuis :

$\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

$\sigma_s = 44.42$MPa $\leq$ 348MPa ……. Condition vérifiée.

b. Etat limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).

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

c. Etat limite de déformation :(Art. B.7.5. BAEL.91)

1) $\frac{h}{Lx} = 0.031 \geq \frac{M_{xt}}{20M_x} = \frac{3.25}{20 \times 4.34} = 0.0374$ ..... Condition est vérifiée.

2) $\frac{Ax}{b.d} = \frac{2.01}{100 \times 130} = 0.00015 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ ..... Condition vérifiée.

On se dispense du calcul de la flèche car les 2conditions sont vérifiées.

❖ le ferraillage de la dalle pleine sera comme suit :

Sens x-x :

4HA10 = 3.14 cm² en travée. Avec : S_t = 25 cm.

4HA 8= 2.01 cm² aux appuis. Avec : S_t = 25 cm.

Sens y-y :

4HA10=3.14 cm² en travée. Avec : S_t = 25 cm.

4HA8=2.01 cm aux appuis. Avec : S_t = 25 cm.

III.5. Salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant a déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entrainement V= (1m/s) dont la de surface égale à (3.15 x 2.2) = 6.93m^2) pouvant charger 8 personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 90 KN.

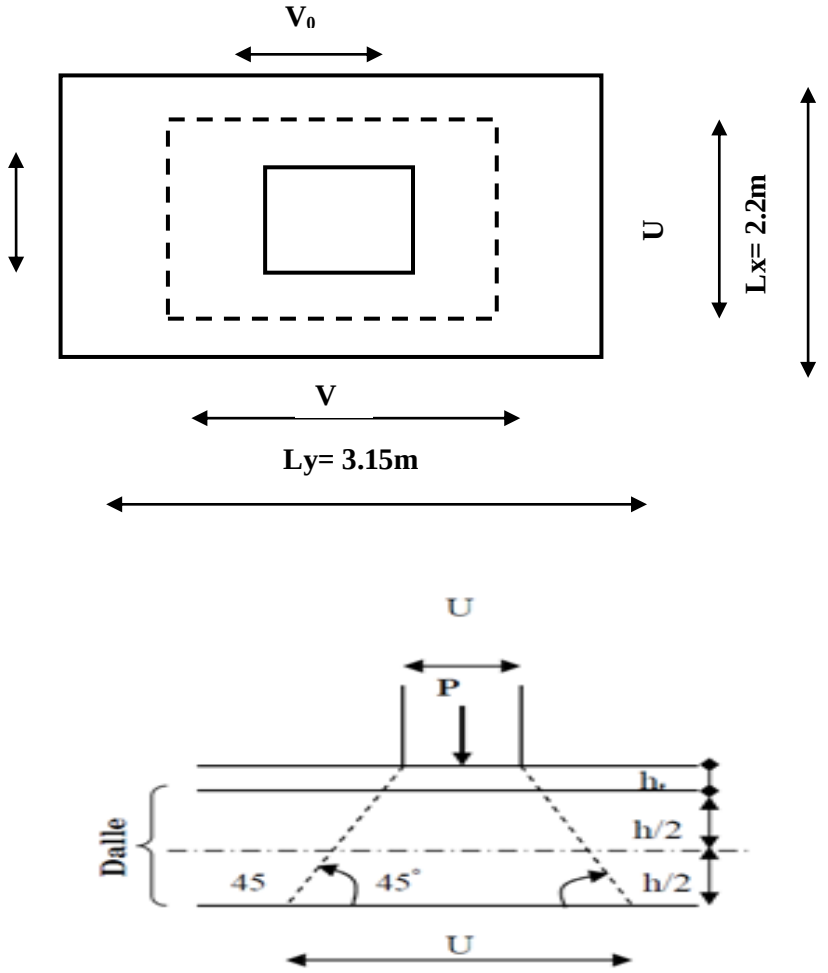


Figure : III.26 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

III.5.1.Calcul de la dalle salle machine:

1-1 Epaisseur de la dalle :

$$\mathbf{h_0} \geq \frac{lx}{30} = \frac{220}{30} = 7.33\text{cm}.$$

NB :

Le RPA 2003 exige une hauteur ht ≥ 12cm ; on adopte une hauteur : $\mathbf{h_0}$**= 15 cm**

La dalle repose sur 4appuis .elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle (U×V), son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

1-2.Calcul de la dalle à l'ELU :

- **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

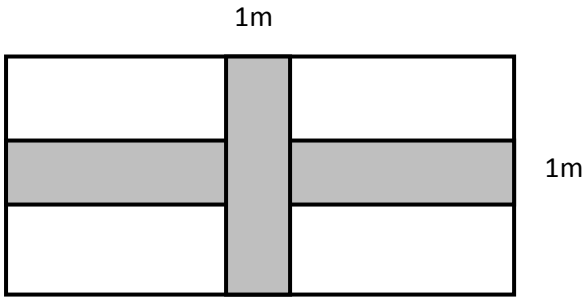
- **Principe de la méthode :**

Soit « lx» et «ly » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{lx}{ly} \qquad lx < ly$$

Si ρ < 0.4 le panneau travaille dans un seul sens (lx) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur avec :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q_u l^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$



Si 0,4 ≤ ρ ≤ 1 le panneau travaille dans les deux sens :

$$\text{Sens. lx} \begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \\ \text{Sens. ly} \quad M_{0Y} = \mu_y M_{0x} \end{cases}$$

μ_x μ_y : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson ν .

Application :

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{220}{3.15} = 0.6$ $\quad 0.4 \leq \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{On a :} \begin{cases} U = U0 + 2(\zeta e + ht/2) \\ V = V0 + 2(\zeta e + ht/2) \end{cases}$$

Avec : ht = 15cm

e : revêtement de la dalle (e =5cm)

ζ =1 : pour revêtement en béton.

U0 = 80cm; V0 = 80cm

D'où : $\begin{cases} U = 80+ 10+ 15 =105 \text{ cm} \\ V = 80+ 10+ 15 = 105\text{cm} \end{cases}$

1-3.Détermination des sollicitations :

- Calcul des moments Mx1 My1 du système du levage :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD.

La dalle est appuyée sur ses 4 cotés.

- Les moment selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)qu \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)qu \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson ⟶ ν = 0 à l'ELU et ν = 0,2 à l'ELS

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{220}{315} = 0.6$ M_1=0.130 KN.m. M_2=0.074KN.m

$$\frac{U}{Lx} = \frac{105}{220} = 0.5$$

$$\frac{V}{Ly} = \frac{105}{315} = 0.3 .$$

- A L'ELU :

Pu= 1.35G +1.5 Q= 1.35 × 90 +1.5 × 0 =121.5KN

$\begin{cases} Mx1 = Pu\ (M1) = 121.5 \times 0.130 = 15.79 \text{ KN.m.} \\ My1 = Pu\ (M2) = 121.5 \times 0.074 = 8.99 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle salle machine:**

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

Les moments sont donnés par les formules :

$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{Y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$ ⟶ ρ =0.6 $\begin{cases} \mu_x = 0.081 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$

- **Calcul de Poids de la dalle :**

- $q_u = 1.35G + 1.5 Q$.
- $G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85$ KN/m^2.
- $Q = 1.00$ KN/m^2.
- $q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1m = 8.04$KN/ml.

$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0812 \times 8.04 \times 2.2^2 = 3.15$KN.m

$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.305 \times 3.15 = 0.96$ KN.m

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.79 + 3.15 = 18.94$ KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.99 + 0.96 = 9.95$ KN.m

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

- Correction des moments :

- En travée :

$Mt = 0.85M$

$Mxt = 0.85M_x = 16.09$KN.m

$Myt = 0.85M_y = 8.45$KN.

- Appuis :

$Ma = -0.3M$

$Mxa = -0.3M_x = -5.68$KN.m

$Mya = -0.3M_y = -2.98$KN.m

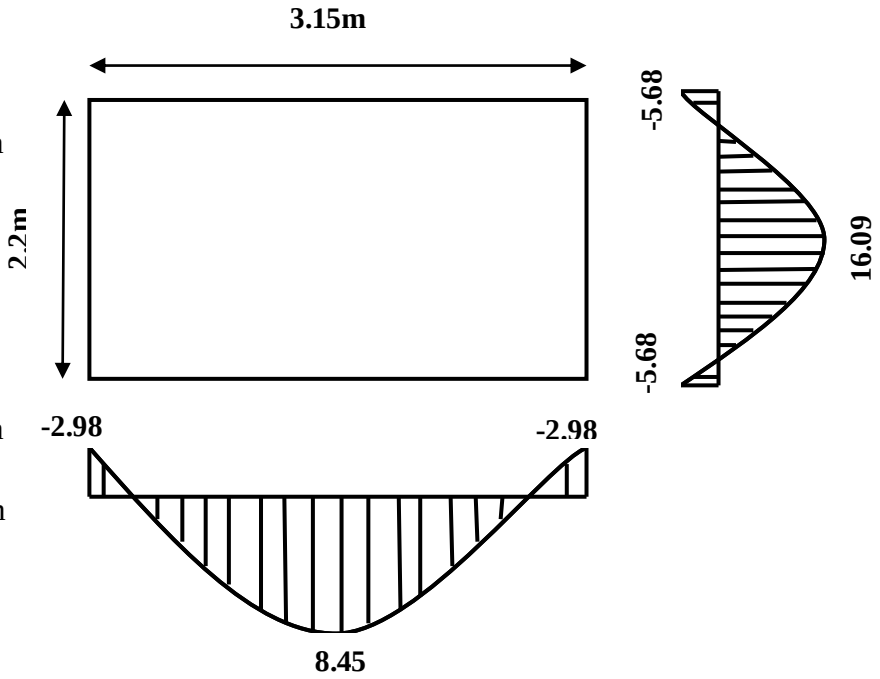


Figure. III.27: Les moments dans les deux sens a

III-5-2. Ferraillage de la dalle salle machine:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

- **Sens X-X :**

- En travée : M_{xt}=16.09 KN

Calcul du moment réduit : d=h_0-2=13cm , b=100cm, c=2cm

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{16.09.10^6}{1000\times130^2\times14.2} = 0.068$$

On a : $\mu_b = 0.068 < \mu_l = 0.392$ SSA

$\mu_b = 0.068 \longrightarrow \beta = 0.965$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{16.09.10^6}{0.965\times130\times348} = 3.68cm^2$$

On opte pour : A_t = 5HA10 = 3.93cm² avec S_t = 25cm

- Aux appuis : Mxa=-5.68KN.m

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5.68.10^6}{1000\times130^2\times14.2} = 0.024$$

On a : $\mu_b = 0.024 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \beta = 0.988$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{5.68x10^6}{0.988\times130\times348} = 1.27cm^2$$

On opte pour A_a = 4HA10 = 3.14cm² avec S_t = 25cm.

- **Sens y-y :**

- En travée : M_{yt}= 8.45KN.m

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8.45\times10^6}{1000\times130^2\times14.2} = 0.36$$

On a : $\mu_b = 0.036 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$SSA $\longrightarrow \beta = 0.982.$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{8.45\times10^6}{0.982\times130\times348} = 1.90cm^2.$$

On opte pour $\mathbf{A_t}$ = 4HA10 = 3.14cm² avec S_t = 25cm.

- Aux appuis : M_{ya}= -2.98 KN.m

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.98\times10^6}{1000\times130^2\times14.2} = 0.012$$

On a : $\mu_b = 0.012 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \beta = 0.994$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{2.98\times10^6}{0.994\times130\times348} = 0.66cm^2$$

On opte pour A_a = 4HA10 = 3.14cm² avec S_t = 25 cm

- **Calcul des armatures de répartition** :

$$Ar\frac{At}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm2$$

On opte pour : A_a = 4HA10 = 3.14cm² avec S_t = 25 cm

N.B :

Le panneau de dalle est soumis à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

III-5-3. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) **:**

$$Aad \geq A\min = \frac{\rho_0\left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)}{2}\times b\times h$$

A_{min} : Section minimale d'armatures ;

bh : section totale du béton ;

ρ_0: le rapport du volume des aciers à celui bu béton. = 0,0008 (Acier HA Fe400).

$$A\min \geq \frac{0.0008\left(3 - \frac{2.20}{3.15}\right)}{2}\times100\times15 = 1.38$$

Amin= $1.38cm^2$

- En travées :

$A_{tx\ adoptée} = 4.52\ cm \geq Amin$

$A_{ty\ adoptée} = 3.14\ cm \geq Amin$ ……. condition vérifiée .

- Aux appuis :

$A_{ax\ adoptée} = 2.01\ cm \geq Amin$

$A_{ay\ adoptée} = 2.01\ cm \geq Amin$ …….. condition vérifiée .

b. Vérification de l'effort tranchant : (Article A.5.2-2 du BAEL 91).

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

$$V_{max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57KN.$$

$$V_{max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7KN/m^2 = 0.29MPa.$$

La fissuration est peu nuisible : ($\overline{\tau_u} = \min(0.13\ fc28, 4\ MPa) = 3.25\ Mpa$

Donc : $\tau_u < \overline{\tau}$ ..... condition vérifiée.

Conclusion :

Aucune armature de l'effort tranchant n'est requise.

c. Diamètre maximal des armatures :

On doit vérifier que :

$Ø\ max \leq h/10 = 150/10 = 15mm.$

Dans notre cas $Ø\ max == 10mm < 15mm$ ……. condition vérifiée.

d. Vérification de l'espacement :

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée.

$St \leq \min\{3h, 33cm\} = 33\ cm \longrightarrow St = 25\ cm < 33\ cm.$

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée.

$St \leq \min\{2h, 25cm\} = 25\ cm \longrightarrow St = 25\ cm \leq 25\ cm$ ..... Condition vérifiée.

e. Condition de non poinçonnement :

$$P \leq 0{,}045\ \mu_c\, h\, \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

(Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

μ_c : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

P : charge appliqée.

$\mu_c = 2\ (u + v) = 2\ (1{,}05 + 1{,}05) = 4{,}2$ m.

$P = 90KN \leq 0{,}045 \times 4{,}2 \times 0{,}15 \times \frac{25 \times 10^2}{1{,}5} = 472{,}5KN$ ..... Condition vérifiée.

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Conclusion :

- Sens x-x :

$A^a_{adt} = 5HA10 = 3.93cm^2$ $A^t_{adt} = 4HA10 = 3.14\ cm^2$

- Sens y-y :

$A^a_{adt} = 4HA10 = 3.14cm^2$ $A^t_{adt} = 4HA10 = 3.14\ cm^2$

III-5-4. Calcul a l'ELS :

- **Moments engendrés par le système de levage :**

Pour la charge concentrée : Ps = 90 KN

- M1= 0.130KN.m
- M2 = 0.074 KN.m

$\rho = 0.6$ $\begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305. \end{cases}$ $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} M_{x1} = p_s\,(M_1 + \nu\, M_2). \\ M_{y1} = p_s\ (M_2 + \nu\, M_1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = p_s\,(M_1 + \nu\, M_2) = 90\ (0.130 + 0.2x0.074) = 13.03KN.m \\ M_{y1} = p_s\,(M_2 + \nu\, M_1) = 90\ (0.0748 + 0.2x0.130) = 9\ KN.m \end{cases}$$

- **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$q_s = G+Q = 4.85 + 1.00 = 5.85$ KN/ml.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0812x\ 5.85\ (2.2)^2 = 2.29 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 0.305 \text{ x } 2.29 = 0.69 \text{KN.m..} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.03 + 2.29 = 15.32 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9 + 0.69 = 9.69 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Remarque:

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

- Moment en travée :

$Mt = 0.85M$

$Mxt = 0.85M_x = 13.02$KN.m

$Myt = 0.85M_y = 8.23$KN.m

- Moment aux appuis :

$Ma = -0.3M$

$Mxa = -0.3M_x = -4.59$KN.m

$Mya = -0.3M_y = -2.90$KN.m

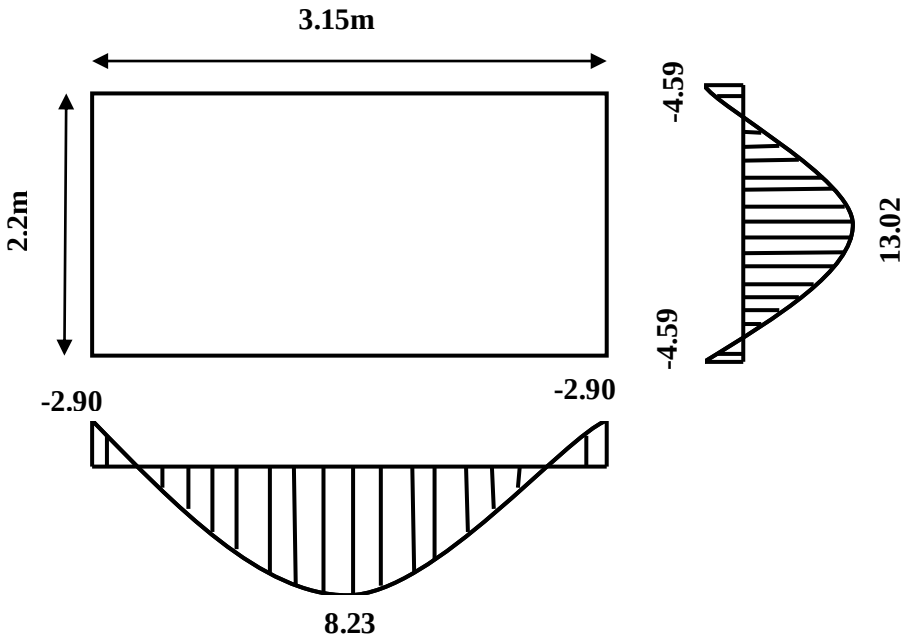


Figure. III.28: Les moments dans les deux sens a l'ELS

III-5-5. Vérification à L'ELS :

a. Vérification de la résistance du béton à la compression:

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28}$$

- **Sens x-x :**
  - En travée : Ma =13.02 KN.m .
- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.307$ k_1= 42.47 et β = 0.913

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\, At} = \frac{13.02 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 279.12\ MPa$$

$\sigma_s = 279.12MPa < \overline{\sigma} = 348MPa$

- Contrainte dans le béton :

On doit vérifié : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28}$

$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1$ = 279.12/42.47 = 6.57 MPa < 15 MPA ……..Condition vérifiée..

- Aux appuis : Mt = - 4.59 KN.m.
- Contrainte dans les aciers :

$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245$ k = 48.29 et β = 0.921

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d\, Aa} = \frac{4.59 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 122.08\ MPa$$

$\sigma_s = 122.08MPa < \overline{\sigma} = 348MPa$

- Contrainte dans le béton :

$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1$= 122.08/48.29=2.52 MPa < 15 MPA …….. Condition vérifiée.

Remarque :

Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

- **Sens y-y :**

- En travée : Ma =8.23 KN.m .

- Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245 \qquad k_1 = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\, At} = \frac{8.23 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 218.91 MPa$$

$$\sigma_s = 218.91 MPa < \overline{\sigma} = 348 MPa$$

- Contrainte dans le béton :

$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1$ = 218.9/48.29= 4.53 MPa < 15 MPA ……. Condition vérifiée.

- Aux appuis : Mt = - 2.90 KN.m

- Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245 \qquad k_1 = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\, At} = \frac{2.90 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 77.13 MPa$$

$$\sigma_s = 77.13 MPa < \overline{\sigma} = 348 MPa$$

- Contrainte dans le béton :

$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1$= 77.13/48.29=1.59 MPa < 15 MPA ……Condition vérifiée.

b. Vérification de la flèche :

D'après (Art. B.7.5. BAEL.91) on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $\frac{h}{Lx} = 0.068 \geq \frac{M_{xt}}{20 M_x} = \frac{8.23}{20 \times 9.69} = 0.042$ ..... Condition est vérifiée.

2) $\frac{Ax}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 130} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ **.....** Condition vérifiée.

On se dispense du calcul de la flèche car les 2conditions sont vérifiée.

Chapitre IV

Etude dynamique et sismique

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de dégrée de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle que autres termes: La modélisation est la L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser .

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser une des trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA Art 4.1.2**)
- Par Méthode dynamique qui regroupe :

- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
-

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Modèle admis par la méthode statique équivalente :**
  - Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
  - La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
  - Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **Conditions d'application de la MSE :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec : $H \leq 65$m en zone I et II_a.

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2)en plus de la hauteur énoncée en a).

c) Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) Pour les groupes d'usages 2.

Dans notre cas :

Bâtiment est implanté dans une zone de séismicité moyenne IIa et classé selon son importance dans le groupe 2.

Il faut vérifier que H < 23m avec 7 niveaux.

H = 37.26m > 23 m …….. Condition non vérifiée.

Remarque :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99, On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

IV.3.2 .Méthode dynamique modale spectrale :

- **Définition d'un spectre :**

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements , de vitesse et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres .

- **Utilisation des spectres de réponses :**

La méthode la plus couramment utilisée pour le calcul dynamique des structures est basée sur la définition et l'utilisation des spectres de réponse.

Cette méthode consiste aussi en la recherche du maximum de réponse sur chacun des modes propre, dont on réduit la valeur maximum probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique, et constitue la base des règles parasismiques.

- **Principe de la méthode dynamique modale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.
Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Objectifs de l'analyse spectrale :**

Après détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

1. Pour chaque mode propre **:** le coefficient de participation, le coefficient modal, les masses participantes et les masses modales équivalentes.

2. Pour chaque direction : les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

- **Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :**
- La structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003/Art 3.2).
- La structure est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.
- La structure à étudiée fait 37.26 m (RDC+9 étage+sous-sol) de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus 20%

des sollicitations dues aux charges verticales et on considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

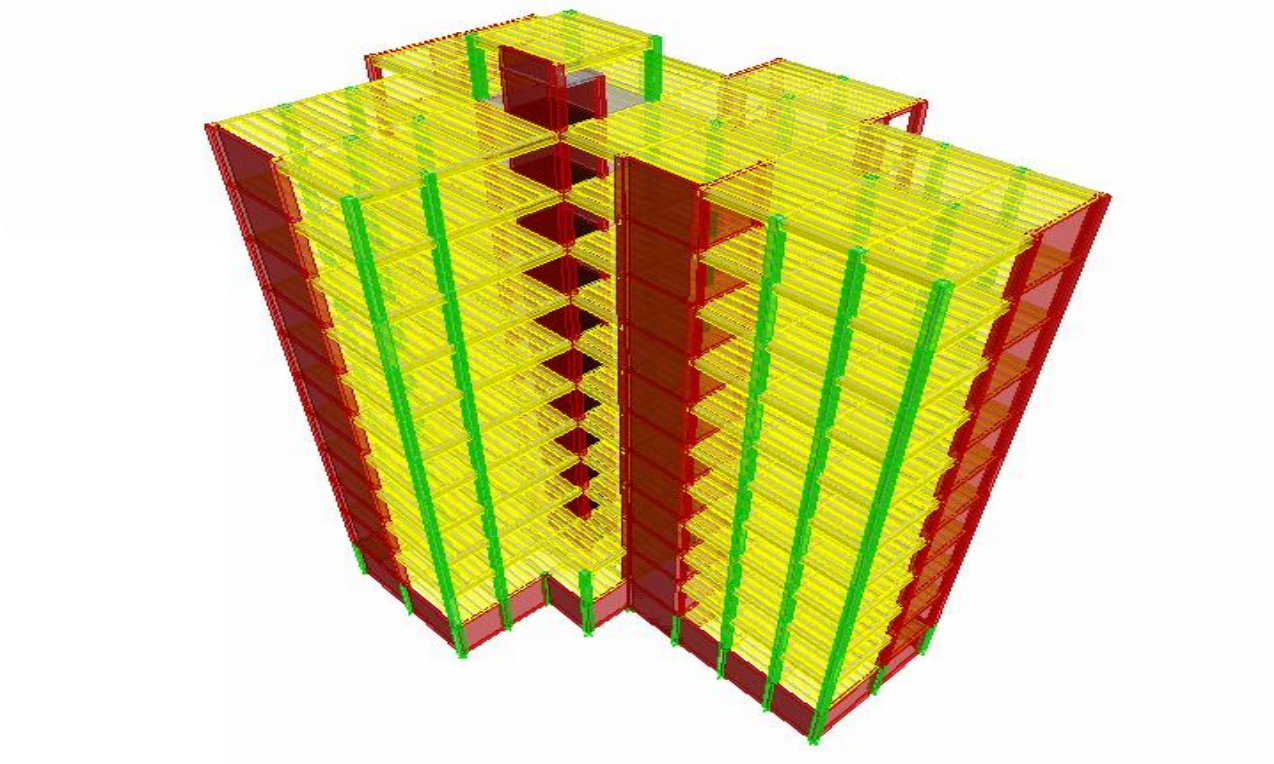


Figure. IV.1 : Modèle 3D de la structure.

- **Disposition des voiles :**

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

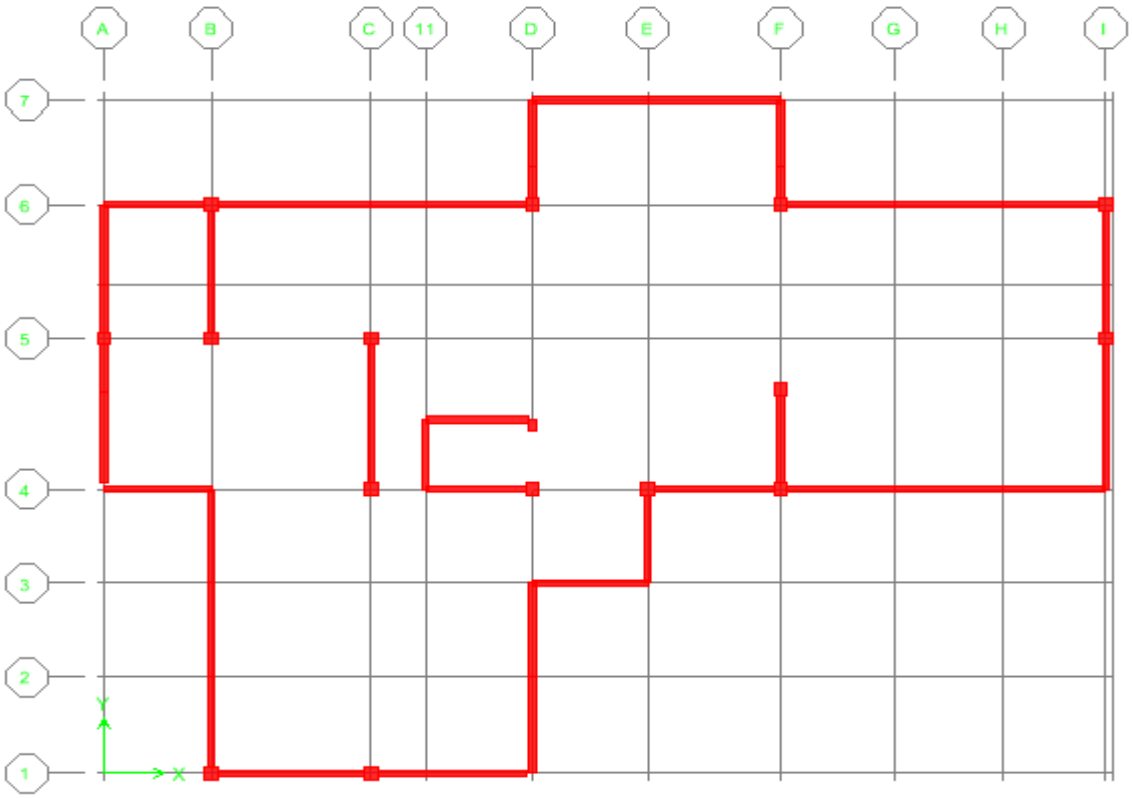


Figure V.2-Disposition des voiles dans la structure au s-sol.

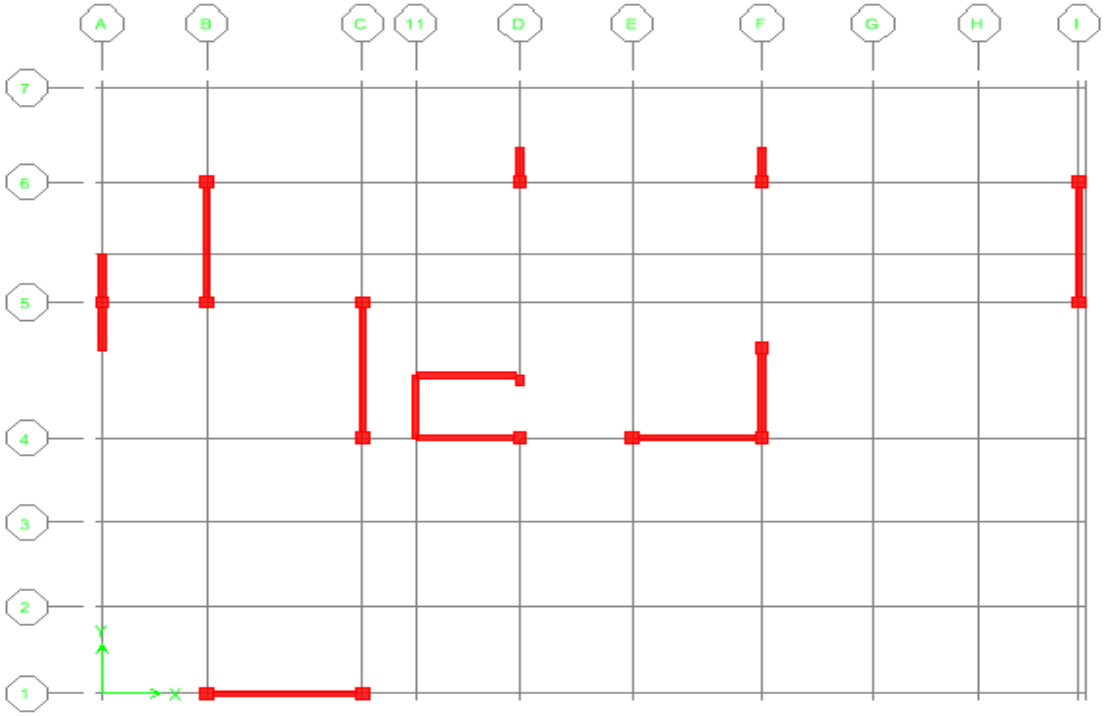


Figure IV.3 : Disposition des voiles dans la structure à l'étage courant.

IV.4.Vérifications réglementaires :

- **Calcul de la force sismique totale :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Si **Vt < 0.8 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport 0.8 V/Vt.

-V_t : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

-V_{mse} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V=\frac{A\,D\,Q}{R}W \qquad \text{(RPA99V2003 Art 4.2.3)}$$

- **A :** coefficient d'accélération de zone, donne par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas on a : groupe d'usage 2.
Zone sismique IIa. A=0.15

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA 99/version 2003, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D=\begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3\ s \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

- T 2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau(4.7 du RPA 99/version 2003).

Site meuble ⟶ S_3 ⟶ T_2 = 0,5s (RPA/Tableau 4-7)

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (RPA/ formule 4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (RPA/Tab 4-2).

Le système de contreventement est mixte ⟶ ξ = 10%.

On aura donc : $\eta = \sqrt{7\,(2+\xi)} = \sqrt{\frac{7}{12}} = 0.76 > 0.7$

a) Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99,donc :

$$T = \min\ (C_T\, h_N^{3/4}\ ,\ 0.09\ \frac{hn}{\sqrt{D}})$$

-h_N: hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau h_N =37.2 m.

-C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage : C_T=0.05(contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles, RPA/tableau 4.6).

-D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens longitudinal :**

Dx = 29.85 m

$Tx = 0.09 \times \frac{37.2}{\sqrt{29.85}} = 0.61$ s

$C_T\, h_N^{3/4} = 0.05 \times 37.2^{3/4} = 0.75$

T = min (0.75 , 0.61) = 0.61s

On a : $T2 \leq T \leq 3s \rightarrow 2{,}5\ \eta\ (T_2 / T)^{2/3} \rightarrow$ Dx = 1.66

- **Pour le sens transversal :**

Dy = 21.80 m

$Ty = 0.09 \times \frac{37.2}{\sqrt{21.8}} = 0.71$ s.

T = min (0.75 , 0.71) = 0.71s.

On a : $T2 \leq T \leq 3s \rightarrow ,5\ \eta\ (T_2 / T)^{2/3} \rightarrow$ Dy=1.5

- **R** : coefficient de comportement global de la structure :

  Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction on a :R=5.

- **Q** : facteur de qualité**:**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation RPA(4-4).
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : Q =1+ ΣPq

- Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est observé ou non" :

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.

P1x = 0,05; P1y = 0,05 …….. Condition non vérifiée**.**

2. Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical Discontinu ,dont la charge ne peut pas se transmette directement à la fondation….. Condition vérifiée.

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment…Condition vérifiée.

-Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

P2x = 0,00 ; P2y = 0,00**……..** Condition vérifiée**.**

3. Conditions minimales sur les files de contreventement :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

- Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

Sens x-x : 3.15/4.7= 0.67 <1,5 ……. Condition vérifiée.

Sens y-y : 3.05/3.0= 1.01 <1,5 …….. Condition vérifiée.

P3x = 0,00 ; P3y = 0,00.

4. Redondance en plan :

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
- 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.

Sens x-x : 3.9/3.9= 1.00 <1,5 …….. Condition vérifiée.

Sens y-y : 3.6/2.6= 1.38 <1,5 …….. Condition vérifiée.

5. Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003**.**

P5x = P5y= P6x =P6y = 0.00

- Pour le contrôle de qualité des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.
- Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Critère q	Pénalité p_q
Condition minimale des files porteuses	0.00
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00

D'où: $Q = Qx = Qy = 1 + \sum Pq = 1.05$

- **W :** poids total de la structure, donné par ETABS $\longrightarrow$ W=42758.1 KN
- **Résumé de résultats :**

Paramètres	A	D_X	D_Y	Q	R	W
résultats	0.15	1.66	1.5	1.05	5	42758.1

$$\Rightarrow \begin{cases} Vx = \frac{A\ D\ x\ Q}{R} W = \frac{0.15x1.66x1.05}{5} 42758.1 = 2235.8\ KN \\ Vy = \frac{A\ Dy\ Q}{R} W = \frac{0.15x1.5x1.05}{5} 42758.1 = 2020.1\ KN. \end{cases}$$

4-1. Vérifications de l' effort tranchant à la base:

forces sismiques (KN)				**vérification**	
MSE		MSM		X	Y
$0.8V_X$	$0.8V_Y$	V_X	V_Y		
1788.64	1616.08	1668.30	1757.25	Condition non vérifier	Condition vérifier

Remarque :

On remarque que suivant la direction x-x **Vt < 0.8 V**, dans ce cas il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) avec le rapport **0.8 V/Vt.**

4-2. Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c X f_{c28}} \leq 0.3$$

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28}: est la résistance caractéristique du béton.

- **Pour les poteaux de (40x40) :**

N= 1031.30 kN

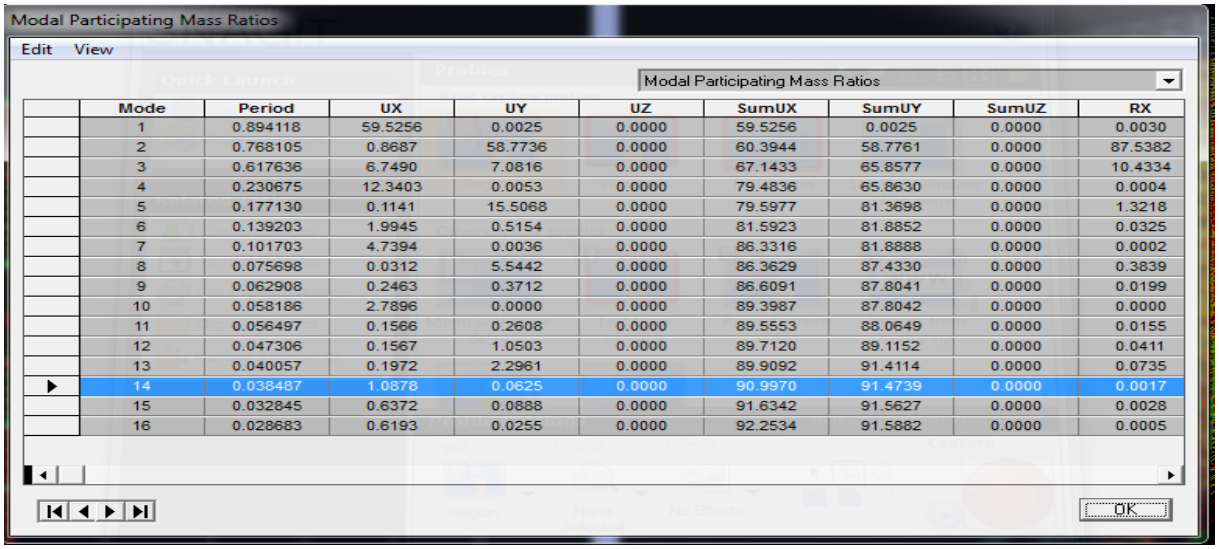
$$V = \frac{1031.30}{(40x40x2.5)} = 0.25 \leq 0.3$$ ... ...Condition vérifiée.

4-3. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.



	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0.894118	59.5256	0.0025	0.0000	59.5256	0.0025	0.0000	0.0030
	2	0.768105	0.8687	58.7736	0.0000	60.3944	58.7761	0.0000	87.5382
	3	0.617636	6.7490	7.0816	0.0000	67.1433	65.8577	0.0000	10.4334
	4	0.230675	12.3403	0.0053	0.0000	79.4836	65.8630	0.0000	0.0004
	5	0.177130	0.1141	15.5068	0.0000	79.5977	81.3698	0.0000	1.3218
	6	0.139203	1.9945	0.5154	0.0000	81.5923	81.8852	0.0000	0.0325
	7	0.101703	4.7394	0.0036	0.0000	86.3316	81.8888	0.0000	0.0002
	8	0.075698	0.0312	5.5442	0.0000	86.3629	87.4330	0.0000	0.3839
	9	0.062908	0.2463	0.3712	0.0000	86.6091	87.8041	0.0000	0.0199
	10	0.058186	2.7896	0.0000	0.0000	89.3987	87.8042	0.0000	0.0000
	11	0.056497	0.1566	0.2608	0.0000	89.5553	88.0649	0.0000	0.0155
	12	0.047306	0.1567	1.0503	0.0000	89.7120	89.1152	0.0000	0.0411
	13	0.040057	0.1972	2.2961	0.0000	89.9092	91.4114	0.0000	0.0735
▶	14	0.038487	1.0878	0.0625	0.0000	90.9970	91.4739	0.0000	0.0017
	15	0.032845	0.6372	0.0888	0.0000	91.6342	91.5627	0.0000	0.0028
	16	0.028683	0.6193	0.0255	0.0000	92.2534	91.5882	0.0000	0.0005

Figure IV.4 : Nombre de modes à considérer.

- La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée.

4-4. Les déplacements latéraux inter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter- étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta k = \delta ek \times R \text{.....(Art.4-19. RPA 2003)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i(y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

$$\Delta_k \leq 1\%$$

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci- dessous :show table→ displacements→ diplacements data →Story Drifts (Sous la combinaison E).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	δk		R	Δ= δk x R		<1%	OBS
	$\delta k(x)$	$\delta k(y)$		Δx	Δy		
SM	0.000962	0.00085	5	0.00481	0.0042	0.01	vérifier
Etage 9	0.000643	0.000749	5	0.0032	0.0037	0.01	vérifier
Etage 8	0.000687	0.000776	5	0.0034	0.0038	0.01	vérifier
Etage 7	0.000735	0.00080	5	0.0036	0.0040	0.01	vérifier
Etage 6	0.000777	0.000816	5	0.0038	0.0040	0.01	vérifier
Etage 5	0.000805	0.000817	5	0.0040	0.0040	0.01	vérifier
Etage 4	0.000811	0.000796	5	0.0040	0.0039	0.01	vérifier
Etage 3	0.000784	0.000746	5	0.0039	0.0037	0.01	vérifier
Etage 2	0.000716	0.000659	5	0.0035	0.0032	0.01	vérifier
Etage 1	0.000594	0.000525	5	0.0029	0.0026	0.01	vérifier
RDC	0.000365	0.00031	5	0.0018	0.0010	0.01	vérifier
S-SOL	0.00003	0.000046	5	0.0001	0.0002	0.01	vérifier

Tableau IV.1: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX et YY.

Conclusion:

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

4-5.Justification vis à vis de l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- **Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \qquad \text{(RPA99V2003 Art5.9)}$$

P_k:poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau

$$\text{«k»} = \sum \ (WGi + \beta WQi)$$

-V_k:effort tranchant d'étage au niveau $\text{«k»} = \sum F_i$

-Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1».

-H_k : hauteur d'étage «k».

- Si $\theta K < 0,1$ **:** les effets de 2éme ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta K < 0,2$ **:** il faut augmenter l'effet de action sismique calcules par un facteur égale à 1/ (1- K)
- Si $\theta K > 0,2$ **:** la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	P(KN)	hk	SENS X-X				OBS
			Δk	Vk	$Vk \times hk$	θx	
SM	408.6	3.06	0.00481	84.57	258.78	0.008	vérifier
E 9	4042.1	3.06	0.0032	382.56	1170.63	0.011	vérifier
E 8	7842.4	3.06	0.0034	635.83	1945.64	0.014	vérifier
E 7	11642.8	3.06	0.0036	846.47	2590.20	0.016	vérifier
E6	15443.1	3.06	0.0038	1025.02	3136.56	0.019	vérifier
E 5	19247.5	3.06	0.0040	1180.3	3611.72	0.021	vérifier
E 4	23047.8	3.06	0.0040	1314.5	4022.37	0.023	vérifier
E3	26852.2	3.06	0.0039	1425.68	4362.58	0.024	vérifier
E 2	30652.8	3.06	0.0035	1516.43	4640.28	0.023	vérifier
E 1	34443.4	3.06	0.0029	1586.94	4856.04	0.021	vérifier
RDC	38502.7	3.6	0.0018	1654.66	5956.78	0.012	vérifier
SSOL	42754.8	3	0.0001	1668.3	5004.90	0.001	vérifier

Tableau IV.2: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens X-X.

NIV	P(KN)	hk	SENS Y-Y				OBS
			Δk	Vk	$Vk \times hk$	θy	
SM	408.6	3.06	0.0040	118.68	363.16	0.0045	vérifier
E 9	4042.1	3.06	0.0035	427.72	1308.82	0.0108	vérifier
E 8	7842.4	3.06	0.0037	692.8	2119.97	0.0137	vérifier
E 7	11642.8	3.06	0.0038	903.6	2765.02	0.0160	vérifier
E 6	15443.1	3.06	0.0038	1095.17	3351.22	0.0175	vérifier
E 5	19247.5	3.06	0.0039	1256.86	3845.99	0.0195	vérifier
E 4	23047.8	3.06	0.0038	1391.69	4258.57	0.0206	vérifier
E3	26852.2	3.06	0.0035	1505.06	4605.48	0.0204	vérifier
E 2	30652.8	3.06	0.0031	1593.42	4875.87	0.0195	vérifier
E 1	34443.4	3.06	0.0025	1670.56	5111.91	0.0168	vérifier
RDC	38502.7	3.6	0.0015	1739.55	6262.38	0.0092	vérifier
SSOL	42754.8	3	0.0002	1757.25	5271.75	0.0016	vérifier

Tableau IV.3: Justification vis a vis de l'effet P- Δ sens y-y.

Conclusion :

- On constate que θx et θy sont inférieurs à 0,1.
- Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

4-6. Système de contreventement: (Art 3.4/R.P.A99version 2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3).

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction.

Remarque:

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte(portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats des efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à l'aide de l'option « Section Cut».

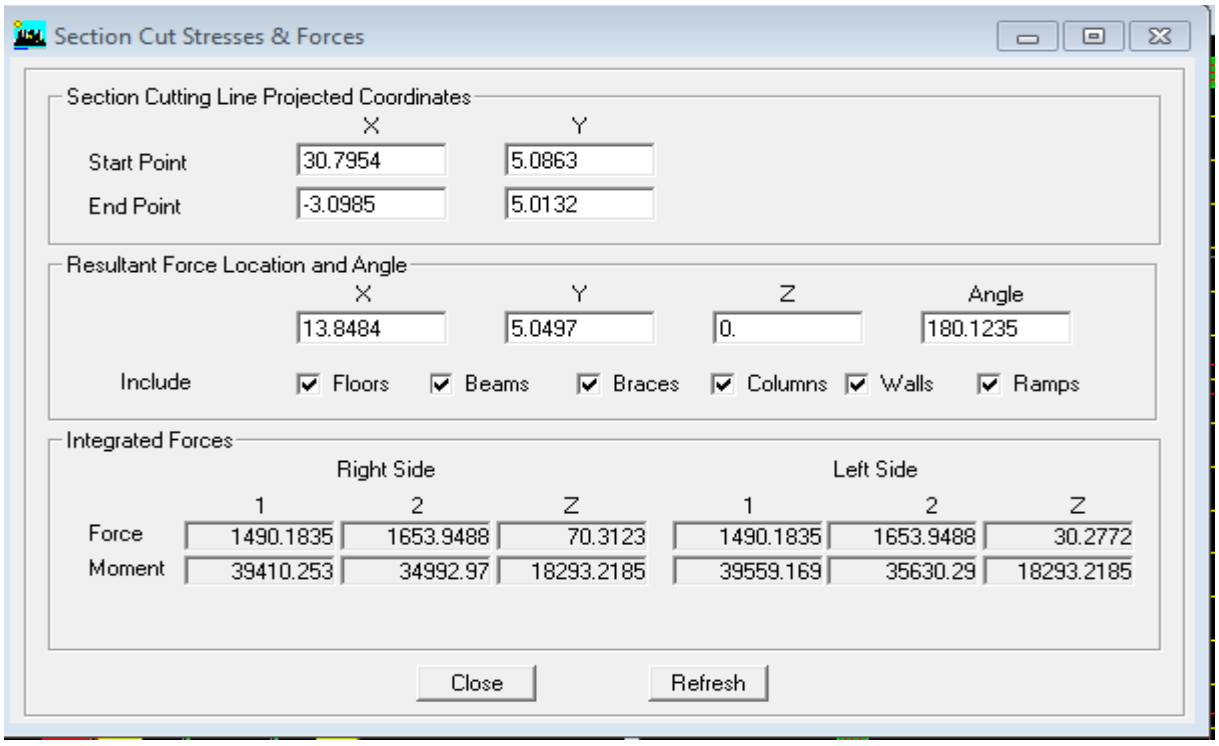


Figure IV-5 : Efforts repris par l'ensemble selon E.

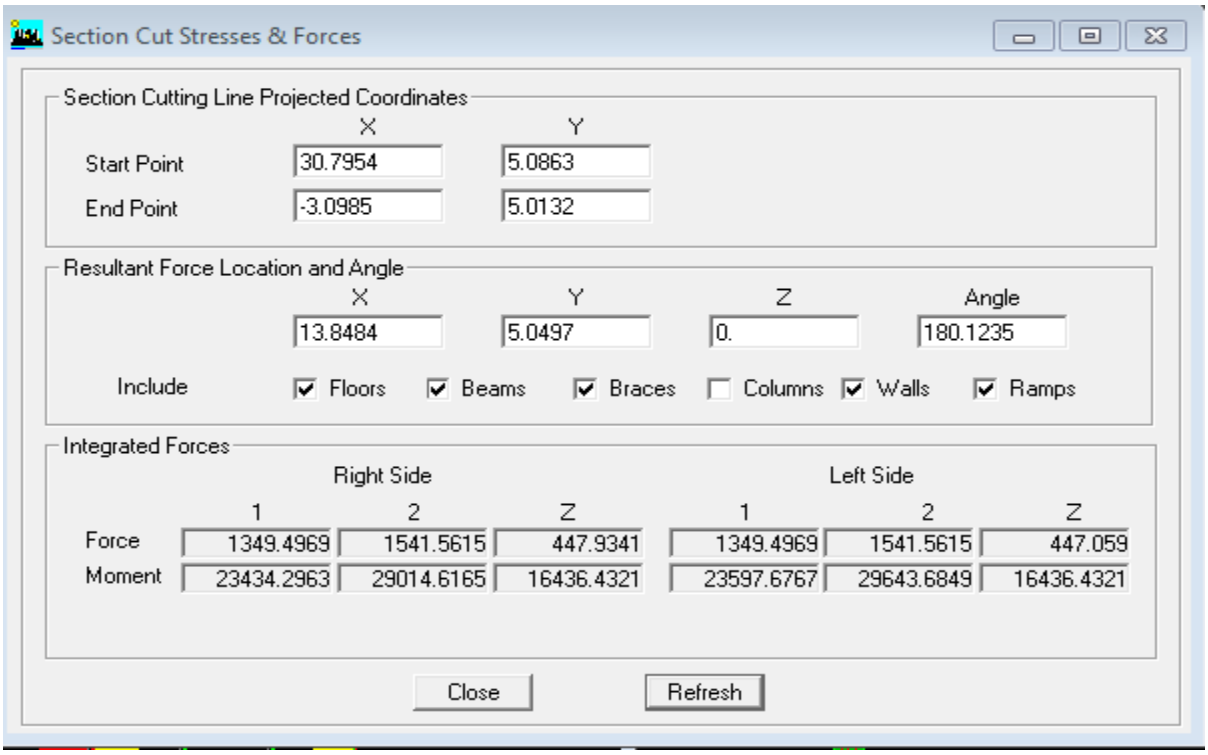


Figure IV-6: Efforts repris par les voiles selon E.

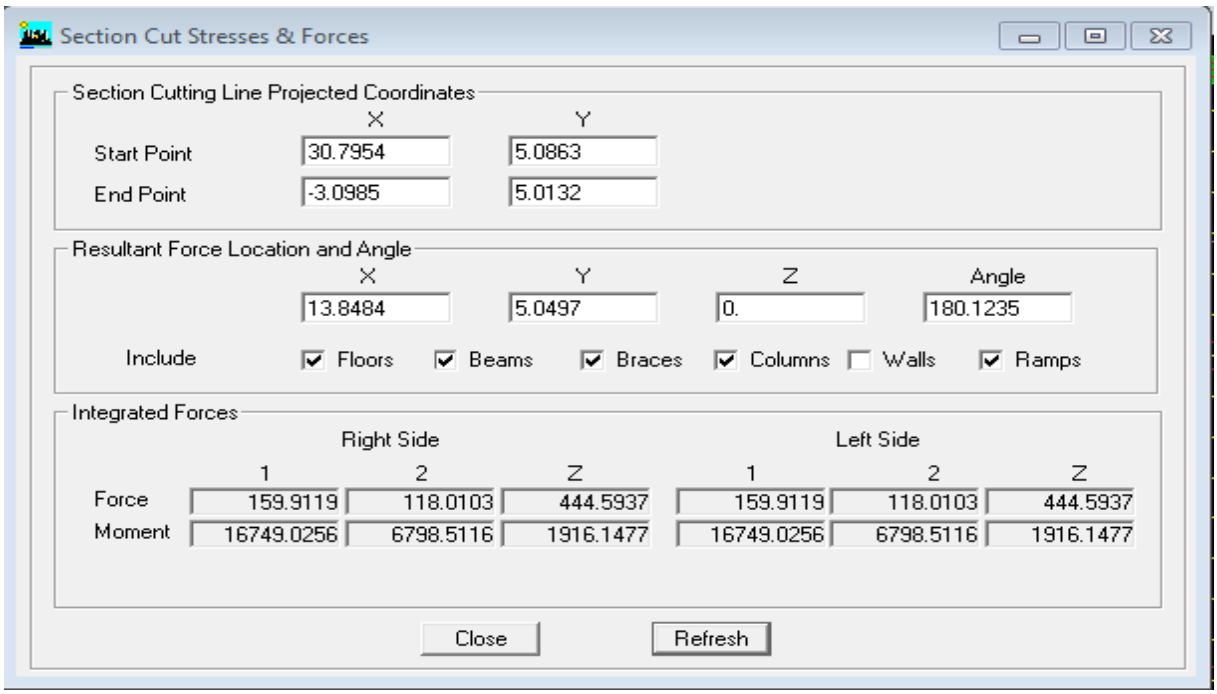


Figure IV-7 : Efforts repris par les portiques selon E.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens X-X :**

	Efforts repris par l'ensemble	Efforts repris par voile	Efforts repris par portique	% portique	% Voiles
RDC	1490.18	1349.49	159.91	10.73	90.56
E1	1427.22	1219.98	235.34	16.49	85.48
E2	1364.13	1122.48	273.20	20.03	82.29
E3	1282.95	1019.75	295.52	23.03	79.48
E4	1183.60	913.60	301.58	25.48	77.19
E5	1062.14	796.07	295.80	27.85	74.95
E6	922.53	669.06	281.92	30.56	72.52
E7	761.58	527.10	264.05	34.67	69.21
E8	572.51	372.67	234.49	40.96	65.09
E9	345.29	172.32	277.51	80.37	49.91

Tableau IV.4 : justification de l'interaction portique/voile dans le sens XX.

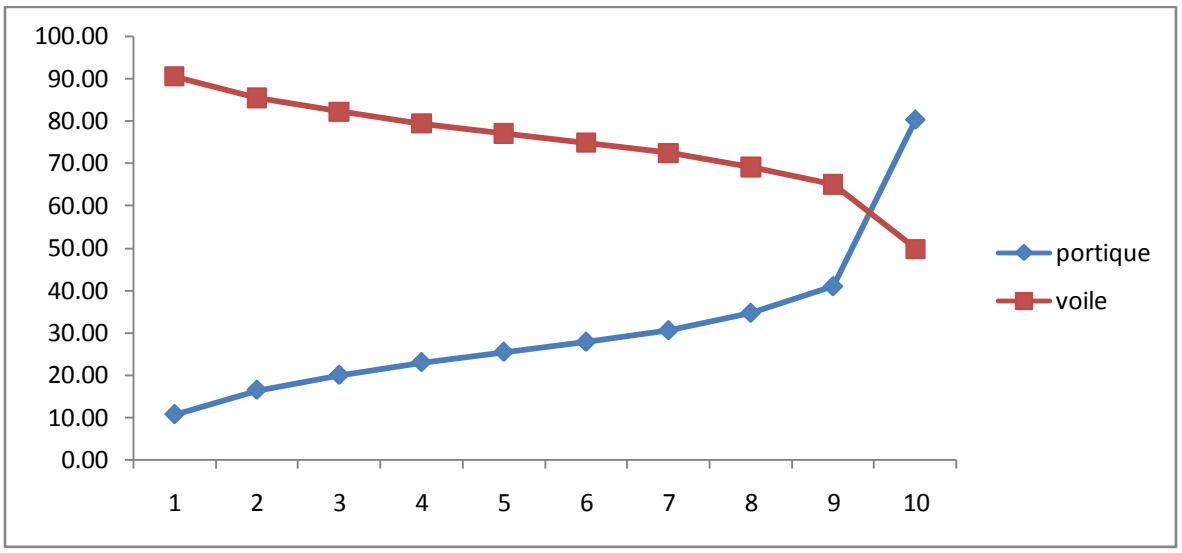


Figure IV.8 : Diagramme des pourcentages selon X-X.

- **Sens Y-Y :**

Niveaux	Efforts repris par l'ensemble	Efforts repris par voile	Efforts repris par portique	% portique	% Voiles
RDC	1653.94	1541.56	118.01	7.14	93.21
E1	1586.08	1381.92	209.61	13.22	87.13
E2	1512.15	1272.78	245.58	16.24	84.17
E3	1429.95	1161.99	274.78	19.22	81.26
E4	1321.55	1041.96	287.98	21.79	78.84
E5	1194.21	912.182	291.78	24.43	76.38
E6	1039.98	765.23	286.72	27.57	73.58
E7	857.66	595.38	278.04	32.42	69.42
E8	658.78	434.71	255.43	38.77	65.99
E9	409.29	223.32	312.94	76.46	54.56

Tableau IV.5 : justification de l'interaction portique/voile dans le sens YY.

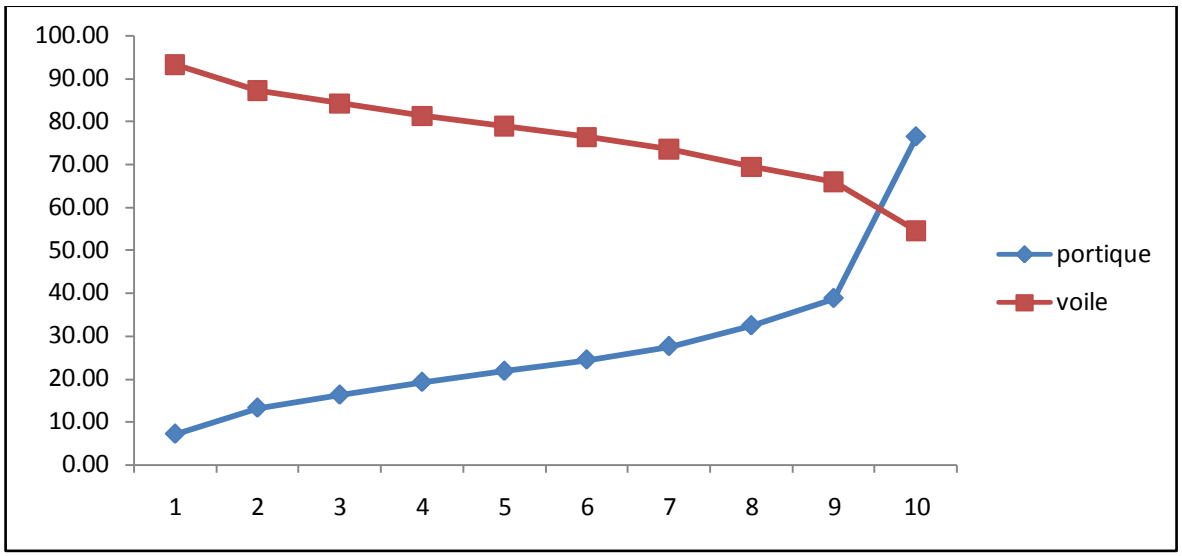


Figure IV.9. Diagramme des pourcentages selon Y-Y.

Conclusion :

D'après ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas reprises en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portiques-voiles avec interaction ;d'où : le coefficient de comportement R=5.

Conclusion:

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V. Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont : les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1 Ferraillage des poteaux :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons : (1.35G+1.5Q), (G+Q±E) et (0.8G±E).

A. Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

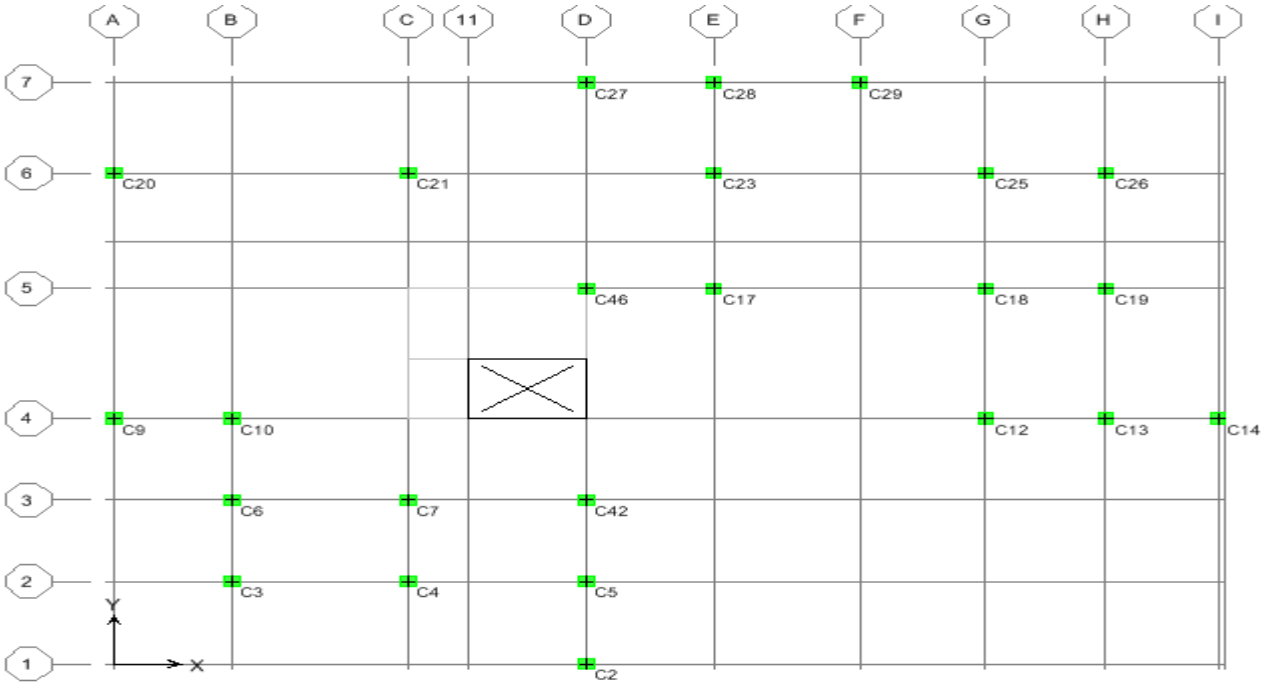


Figure .V.1 : Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

Exemple :**C1**

C : Column (poteau).

1 : Le numéro que le logiciel lui a affecté lors de la modélisation.

- Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Zone	Efforts		Combinaison							
			ELU		ELS		0.8G+E		G+Q+E	
I	N_{max}	M_{2cor}	-1614.43	-3.69	-1250.33	-2.91	-982.27	0	-1373.31	-3.85
		M_{3cor}		-2.37		-1.83		0		-2.53
	N_{min}	M_{2cor}	4.53	2.26	3.4	1.72	199.73	4.18	131.44	3.23
		M_{3cor}		-2.62		-2.02		5.48		-2.44
	N_{2cor}	M_{2max}	-948.1	-36.57	-729.24	-28.50	-693.73	-48.53	-922.01	-58.64
	N_{3cor}	M_{3max}	-852.94	29.80	-656.26	23.78	-204.82	40.96	-644.86	44.90
II	N_{max}	M_{2cor}	-960.53	1.90	-742	1.48	-597.54	-54.57	-822.97	-38.92
		M_{3cor}		-4.37		-3.4		-33.63		-34.93
	N_{min}	M_{2cor}	-227.77	-0.14	-174.6	-0.08	-46.49	23.10	-102.74	12.86
		M_{3cor}		17.34		13.82		3.29		23.72
	N_{2cor}	M_{2max}	-463.06	-50.58	-354.48	-39.44	-191.29	59.86	-444.82	-24.26
	N_{3cor}	M_{3max}	-456.23	34.72	-343.84	29.80	-253.57	47.44	-317.8	56.74
III	N_{max}	M_{2cor}	-408.53	-23.66	-313.65	-18.53	-263.67	-58.77	-349.34	-44.52
		M_{3cor}		0.354		0.179		-31.12		-29.89
	N_{min}	M_{2cor}	12.25	4.69	11.05	3.58	46.72	5.27	55.03	6.32
		M_{3cor}		-11.53		-8.95		0.148		-2.91
	N_{2cor}	M_{2max}	-28.31	-62.95	-20.14	-48.66	-57.3	65.61	-82.13	78.03
	N_{3cor}	M_{3max}	-132.34	44.67	-100.22	34.69	-66.51	49.54	-93.3	61.42

Tableau V.1 : Les efforts dans les poteaux.

B .Recommandations du RPA: (zone IIa)

a. Les armatures longitudinales *:* (R.P.A Art.7.5.2)

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

-Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% b x h :

Poteau :(40*x*40) : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\ cm^2$**.**

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% b h **:**

Poteau : (40*x*40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96.0 cm^2$.

-Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% b x h :

Poteau : (40x 40) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\ cm^2$.

-Le diamètre minimal est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est $L_R = 40\Phi_L$

-La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa

-Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

-La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

b ..Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7 .4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

Vu : effort tranchant de calcul.

ht : hauteur total de la section brute.

fe *:* Contrainte limite élastique des armatures transversales ; *f*e = 400 [MPa].

A_t **:** Armatures transversales.

P: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

P = 2.50 si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

P = 3.75 si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

S_t : espacement des armatures transversales.

- **En zone IIa** :

- Zone nodale : $St \leq Min(10\Phi l, 15cm)$
- Zone de recouvrement : $S_t \leq 15\ \Phi_L^{min}$

Avec :

Φ_L **:** diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

- **La quantité d'armatures transversales minimale :**

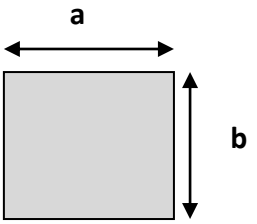
$\frac{A_t}{b \times S_t}$ en %, elle est donnée comme suit **:**

$$\begin{cases} 0.3\ \% \ \text{si} \ \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\ \% \ \text{si} \ \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si **$3 < \lambda_g < 5$**

1.Calcul d'élancement géométrique **:**

$$\lambda_g = \left[\frac{Lf}{a} \; ou \; \frac{Lf}{b}\right]$$



Avec :

- ***« a »*** **et** ***« b »*** représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée .
- *Lf :* longueur de flambement du poteau.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à *135°* ayant une longueur droite de 10_{ϕ_t} minimum.

V.1.2.Calcul des armatures à l'ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

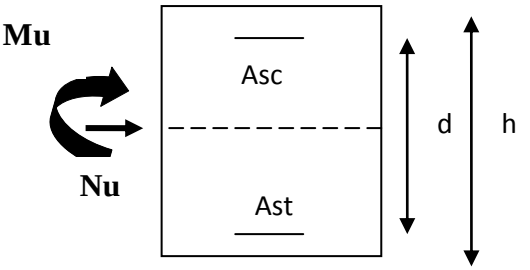
- **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

- Calcul du centre de pression :

$e_u = \frac{M_u}{N_u}$ Deux cas peuvent se présenter :



- **Section partiellement comprimée (S.P.C)** :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u (d - c') - M_f \le (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{cases}$$

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

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

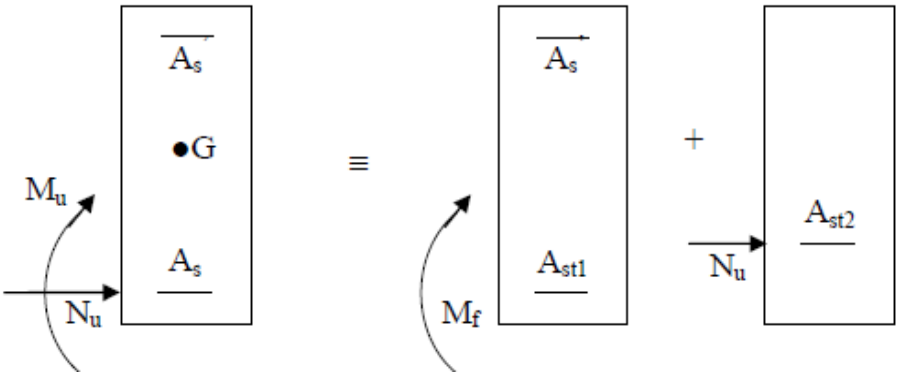


Figure V.2 : Section partiellement comprimée (S.P.C)

-Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \qquad \text{Si : } \mu \le \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta \qquad A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \ge \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ La section est doublement armée.

Et on calcul : $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- **Section entièrement comprimée** : **(S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{cases} e_u \le \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u (d-c') - M_f > \left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si : $(0.337h - 0.81C)bh^2 f_{bu} < N_u(d-c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100\Psi bhf_{bu}}{100\sigma_s}$; $A_2 = 0$

$$\text{Si : } N_u(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d-0.5h)bhf_{bu}}{(d-c')\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque:

Nous allons ferrailler par zone car on a constate qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- Zone I : S-sol, RDC, 1er et 2eme étage.
- Zone II : Du 3eme au 6eme étage.
- Zone III : Du 7eme au 10eme étage.

V.1.3 .Calcul du ferraillage des poteaux :

- **Exemples de calcul manuel (Poteau 40*40) :**

Cas 1 :

- **Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{max\ (compression)}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C17(figure IV .1), sous la combinaison d'action 1.35G + 1.5Q ;

$N_{max\ (compression)}$ = -1582.93 KN et M_{cor} = -3.26KN.m (voir tableau V.1).

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21.73	1	400	400

Tableau V.2 : caractéristiques mécanique des matériaux..

- Centre de pression e_0 :

h = 40 cm ; b = 40 cm; d = 38 cm; c = c' = 2cm

$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0.22cm \prec \left(\frac{h}{2} - c\right) = 18cm$ Section Entièrement Comprimée.

- **Vérification de la 1er condition :**

$$(0.337h-0.81C)bh^2f_{bu} < N_u(d-c') - M_f < \left(0.5-\frac{c'}{h}\right)bh^2f_{bu}$$

$$(0.337h-0.81C)bh^2f_{bu} = 107.78KN.m$$

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2}-c\right) = 294.28KN.m$$

$$N_u(d-c') - M_f = 286.91KN.m$$

$$\left(0.5-\frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bu} = 408.95KN.m$$

$$(0.337h-0.81C)bh^2f_{bu} = 107.78 < N_u(d-c') - M_f = 286.91 < \left(0.5-\frac{c'}{h}\right)bh^2f_{bu} = 408.95$$

…….. Condition vérifiée.

- Les sections d'armatures sont :

$$Ast = \frac{N - 100\Psi bhf_{bu}}{100\sigma_s} \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = 0.83$$

A_{st}= -6.78 cm² et A_{sc} = 0 cm²

Remarque :

La valeur de la section d'armature A_1 est t négative donc les armatures A_{st} et A_{sc} sont négligées..

Cas 2 :

- **Sous l'effort normal de compression minimum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{max\ (compression)}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C46(figure V.1), sous la combinaison d'action 0.8G+E

$N_{max\ (compression)}$ = -199.73 KN et M_{cor} = 4.18KN.m (voir tableau V.1).

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 2.09cm \prec \left(\frac{h}{2}-c\right) = 18cm$$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f \le (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2 f_{bc}$$

$M_f = 40.13KN.m$

$N_u(d-c) - M_f = 31.77 \prec (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2 f_{bc} = 164.93 \longrightarrow$ Section Partiellement Comprimé.

-Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0.032$$

$\mu = 0.032 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée.

$\mu = 0.032 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.984$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 2.69cm^2$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2.69 - \frac{199.73x10^3}{400x10^2} = -2.30cm^2$$

Remarque :

La valeur de la section d'armature A_{st} est t négative donc les armatures A_{st} et A_{sc} sont négligées.

Cas 3 :

- **Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de compression correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant **(M_{max})** et l'effort normal de compression correspondant **($N_{cor\ (compression)}$)** est le C46 (figure V.1), sous la combinaison d'actions : G + Q + E ;

M_{max} = -58.64KN.m ; $N_{cor\ (compression)}$ = -693.01KN (voir tableau V.1)

$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 8.46cm \prec \left(\frac{h}{2} - c\right) = 18cm$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$N_u(d-c) - M_f \leq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2 f_{bc}$

$M_f = 183.38KN.m$

$N_u(d-c) - M_f = 6.10 \prec (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2 f_{bc} = 164.93 \longrightarrow$ Section Partiellement Comprimé.

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0.146$$

$\mu = 0.146 \le \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu = 0.146 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.921$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 13.09 cm^2$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 13.09 - \frac{693.01x10^3}{400x10^2} = -4.16 cm^2$

Zone	combinaison	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$	Barres adoptées
I	ELU	Nmax-Mcor	-1582.93	M_2cor = 1.76	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor = -3.26		0	0			
		Nmin-Mcor	-108.83	M_2cor = 2.049	SPC	0	0.1			
				M_3cor = -1.77		0	0.13			
		M_2max-Ncor	31.94	M2max =31.94	SEC	0	0			
		M_3ma-Ncor	29.60	M3max =29.60	SEC	0	0			
	0.8G+E	Nmax-Mcor	-982.27	M_2cor = 0	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor = 0		0	0			
		Nmin-Mcor	199.73	M_2cor = 4.18	SEC	0	0			
				M_3cor = 5.48		0	0			
		M_2max-Ncor	-693.01	M2max=-48.53	SEC	0	0			
		M_3max-Ncor	-204.82	M3max = 40.96	SPC	0	0.18			
	G+Q+E	Nmax-Mcor	-1373.3	M_2cor = -3.85	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor = -2.53		0	0			
		Nmin-Mcor	131.44	M_2cor = 3.23	SEC	0	0			
				M_3cor = -2.44		0	0			
		M_2max-Ncor	-922.01	M2max =-58.64	SEC	0	0			
		M_3max-Ncor	-644.86	M3max = 44.90	SEC	0	0			

Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux (Zone I) suivant les deux sens.

Remarque :

La valeur de la section d'armature A_{st} est t négative donc les armatures A_{st} et A_{sc} sont négligées.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	combinaison	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$	Barres adoptées
II	ELU	Nmax-Mcor	-960.53	M_2cor = 1.90	**SEC**	**0**	**0**	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor = -4.37		**0**	**0**			
		Nmin-Mcor	-227.77	M_2cor = -0.14	**SEC**	**0**	**0**			
				M_3cor = 17.34		**0**	**0**			
		M_2max-Ncor	-463.06	M_2max=- 50.58	**SEC**	**0**	**0**			
		M_3ma-Ncor	-456.23	M_3max = 34.72	**SEC**	**0**	**0**			
	0.8G+E	Nmax-Mcor	-597.54	M_2cor = -54.57	**SEC**	**0**	**0**	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor = -33.63		**0**	**0**			
		Nmin-Mcor	-46.49	M_2cor = 23.10	**SPC**	**0**	**0.94**			
				M_3cor= 3.29	**SEC**	**0**	**0**			
		M_2max-Ncor	-191.29	M_2max = 59.86	**SPC**	**0**	**1.68**			
		M_3max-Ncor	-253.57	M_3max = 47.44	**SPC**	**0**	**0.02**			
	G+Q+E	Nmax-Mcor	-822.97	M_2cor = -38.92	**SEC**	**0**	**0**	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor = -34.93		**0**	**0**			
		Nmin-Mcor	-102.74	M_2cor =12.86	**SEC** **SPC**	**0**	**0**			
				M_3cor = 23.72		**0**	**0.26**			
		M_2max-Ncor	-401.53	68.59	**SEC**	**0**	**0**			
		M_3max-Ncor	-233.92	52.89		**0**	0			

Tableau V.4. Ferraillage des poteaux (Zone II) suivant les deux sens.

Zone	combinaison	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$	Barres adoptées
I	ELU	Nmax-Mcor	-408.53	M_2cor =23.66	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor=0.354		0	0			
		Nmin-Mcor	12.25	M_2cor= 4.69	SPC	0	0.17			
				M_3max= -11.53		0	0.7			
		M_2max-Ncor	-28.31	M_2cor= -62.95	SPC	0	4.58			
		M_3ma-Ncor	-132.34	Mmax=44.67	SPC	0	1.62			
	0.8G+E	Nmax-Mcor	-263.67	M_2cor=-58.77	SPC	0	0.17	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor= -31.12	SEC	0	0			
		Nmin-Mcor	46.72	M_2cor = 5.27		0	0			
				M_3max=0.148	SEC	0	0			
		M_2max-Ncor	-57.3	M_2cor=65.61	SPC	0	3.73			
		M_3max-Ncor	-66.51	M_3max=49.54	SPC	0	2.49			
	G+Q+E	Nmax-Mcor	-349.34	M_2cor=-44.52	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
				M_3cor=-29.89		0	0			
		Nmin-Mcor	-55.03	M_2cor=6.2	SEC	0	0			
				M_3max=-2.91		0	0			
		M_2max-Ncor	-82.13	M_2cor=78.03	SPC	0	4.3			
		M_3max-Ncor	-93.3	M_3max=61.42	SPC	0	2.99			

Tableau V.5. Ferraillage des poteaux (Zone III) suivant les deux sens

V.1.4.Vérification à l'ELU :

- Détermination des armatures transversales :

- **Diamètre :** (ArtA.8.1,3/BAEL91modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \quad \text{soit} \quad \emptyset_t = 8\text{mm}$$

$\emptyset_l$: Diamètre max des armatures longitudinales.

- **Sections des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

- **Espacement des armatures transversales** :(Art.7.4.2.2/RPA99version2003)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale *:* $S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15\text{ cm}) = 14\text{ cm}$ $S_t = 10$ cm.
- Dans la zone courante *:* $S_t \leq 15\Phi_l = 21\text{cm}$ $S_t = 15$ cm.

Avec :$\Phi_l = 14$ mm est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- **Calcul de λ_g et $A_{t\,min}$:**

- Poteau 40*40 :

$$l_o = \begin{cases} 3\text{ m} & \text{Sous-sol} \\ 3.6\text{ m} & \text{RDC} \\ 3.06\text{ m} & \text{Etage courant} \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 x l_0}{a} = \begin{cases} 5.25 & \text{Sous-sol} \\ 6.3 & \text{RDC} \\ 5.35 & \text{Etage courant} \end{cases}$$

$$\lambda g > 5 \rightarrow \rho_1 = 2.5 \rightarrow \frac{At}{St\ xb} = 0.3\%$$

- Zone nodale : $A_{t\,min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20\ cm^2$
- Zone courante : $A_{t\,min} = 0.003 \times 40x \times 15 = 1.80$

Remarque :

La section minimale est la même dans toutes les zones, car on a une même section sur toutes la structure.

	Zone I			Zone II	Zone III
	Sous-Sol	RDC	Etage courant		
Efforts tranchants(KN)	20.89	20.89	2.89	35.74	44.35
Elancement géométrique λg	5.25	6.3	5.35	5.35	5.35
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
At zone nodale (St = 10 cm)	0.32	0.32	0.32	0.55	0.69
At (cm^2)zone courante (St = 15 cm)	0.48	0.48	0.48	0.83	1.03
At min(cm^2) zone nodale (St = 10 cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
At min(cm^2)zone courante (St = 15cm)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8

Tableau V.6 : Sections des armatures transversales.

Conclusion:

D'après le tableau ci-dessus, *At* min > *At* ⇒ les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 *de* sections transversales : (4 8 = 2.01 cm2).

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 tmin = *8cm.*
- N.B **:** La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

- **Longueur de recouvrement :**

$L_R = 40\ \phi l = 40 \times 1.6 = 64$ cm.

$L_R = 40\ \phi l = 40 \times 1.4 = 56$ cm.

- **Longueur d'ancrage :** (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221).

$$l_s = \frac{\phi}{4}\frac{f_e}{\tau_{su}} \qquad \text{avec :} \qquad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

D'où :

Pour ø = 1.6 cm ⇒ L_s = 35.27 *x* 1.6 = 56.44 cm ; On prend : L_s = 60 cm.

Pour ø = 1.4 cm ⇒ L_s = 35.27 *x* 1.4 = 49.38 cm ; On prend : L_s = 50 cm

- **Vérification au cisaillement :** (RPA Art 7-4-3-2).

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \, f_{c28}$$

Avec : $\begin{cases} \rho d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda g \geq 5 \\ \rho d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda g < 5 \end{cases}$

Zone	Niveau	Vu (KN)	b (cm)	d (cm)	λg	ρd	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	vérification
I	Sous-sol	20.89	40	38	5.25	0.075	0.13	1.875	OK
	RDC	20.89	40	38	6.3	0.075	0.13	1.875	OK
	1^{ere}et 2^{eme}	20.89	40	38	5.35	0.075	0.13	1.875	OK
II	Du 3^{eme}ou 6^{eme}	35.74	40	38	5.35	0.075	0.23	1.875	OK
III	Du 7^{eme}ou 10^{eme}	44.35	40	38	5.35	0.075	0.29	1.875	OK

Tableau V.7 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

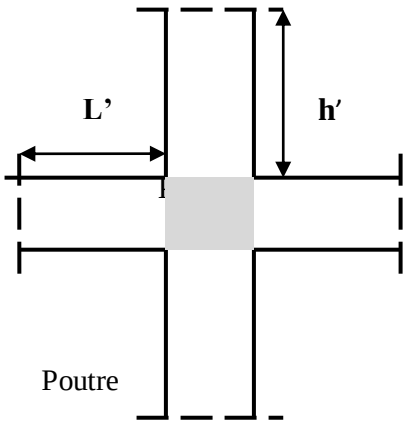
- Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poteaux :

h' = max = ($\frac{he}{6}$; b1 ; h1 ; 60 cm).

b1 et h1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu des poutres



- Sous-sol.

h' = max ($\frac{265}{6} = 44$, 40, 40, 60 cm) = 60cm.

- RDC.

h' = max ($\frac{325}{6} = 54$, 40, 40, 60 cm) = 60cm.

- Etage courant.

h' = max ($\frac{271}{6} = 45$, 40, 40, 60 cm) = 60cm.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus le ferraillage des poteaux se fais avec la section minimale de RPA

Zone	Section	$A_{adoptée}$	Choix d'armatures
I	40*40	14.19	4HA16+4HA14
II			
III			

V.1.5.Vérifications à l'ELS :

- **Condition de non fragilité** : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0{,}23 \cdot f_{t28}}{fe} \cdot \frac{e_s - 0{,}455 \cdot d}{e_s - 0{,}185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Section (cm^2)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	es (m)	h/6	nature	Amin	A_{adop}	observation
I	N_{max}-M_{cor}	-1250.33	M_{2cor}= -2.91	0.002	0.066	SEC	4.593	14.19	ok
			M_{3cor}=-1.83	0.001	0.066	SEC	4.553	14.19	ok
	N_{min}-M_{cor}	3.4	M_{2cor}=1.72	0.505	0.066	SPC	1.402	14.19	ok
			M_{3cor}=-2.02	0.594	0.066	SPC	1.476	14.19	ok
	M_{2max}-N_{cor}	-729.24	M_{2max} =-28.50	0.039	0.066	SEC	7.852	14.19	ok
	M_{3max}-N_{cor}	-656.26	M_{3max}=23.78	0.036	0.066	SEC	7.326	14.19	ok
II	N_{max}-M_{cor}	-742	M_{2cor} =1.48	0.001	0.066	SEC	4.553	14.19	ok
			M_{3cor}=-3.40	0.004	0.066	SEC	4.676	14.19	ok
	N_{min}-M_{cor}	-174.6	M_{2cor} =-0.08	0.0004	0.066	SEC	4.529	14.19	ok
			M_{3cor}=13.82	0.079	0.066	SPC	-19.810	14.19	ok
	M_{2max}-N_{cor}	-354.48	M_{2max}=-39.44	0.111	0.066	SPC	-2.791	14.19	ok
	M_{3max}-N_{cor}	-343.84	M_{3max}=29.80	0.086	0.066	SPC	-10.159	14.19	ok
III	N_{max}-M_{cor}	-33.65	M_{2cor}=-18.53	0.55	0.066	SPC	1.443	14.19	ok
			M_{3cor}=0.179	0.005	0.066	SEC	4.719	14.19	ok
	N_{min}-M_{cor}	11.05	M_{2cor}=3.58	0.323	0.066	SPC	1.090	14.19	ok
			M_{3max}=-8.95	0.809	0.066	SPC	1.580	14.19	ok
	M_{2max}-N_{cor}	-20.14	M_{2cor}=9.25	0.459	0.066	SPC	1.351	14.19	ok
	M_{3max}-N_{cor}	-100.22	M_{3max}=9.74	0.097	0.066	SPC	-5.217	14.19	ok

Tableau V.8: Condition de non fragilité dans les deux sens.

- **L'état limite de compression du béton :**

$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$ (BAEL 91A.4.5.2)

- **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

$\mathbf{y_1}$: La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$\mathbf{y_2}$: La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$\mathbf{l_c}$: La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$\mathbf{y_2}$ est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$.

Avec : $\begin{cases} l_c = \dfrac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\overline{A}_u \dfrac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \dfrac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\overline{A}_u \dfrac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \dfrac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \dfrac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta \ge 0 : t = 0.5\left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \dfrac{p}{3u}$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$y_2^1 = a\cos\left(\dfrac{\alpha}{3}\right)$; $y_2^2 = a\cos\left(\dfrac{\alpha}{3} + \dfrac{2\pi}{3}\right)$; $y_2^3 = a\cos\left(\dfrac{\alpha}{3} + \dfrac{4\pi}{3}\right)$

$\alpha = \arccos\left(\dfrac{3q}{2p} \times \sqrt{\dfrac{-3}{p}}\right)$; $a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15\left[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est **:**

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{l} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15\frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15\left[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$ Au niveau de la fibre supérieure .

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$ Au niveau de la fibre inférieure .

En fin ; on vérifie **:** $\max\left(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}\right) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Contrainte dans l'acier) :**

La fissuration étant peu nuisible.

zone	Ns	Ms	As	σ_{bmax}	σ_{amax}	σ_{admb}	σ_{adma}	observation
I	-1250.33	-2.91	14.19	7.29	109.1	15	348	Vérifier
		-1.83	14.19	7.21	109			
	3.4	1.72	14.19	0.21	2.63			
		-2.02	14.19	0.24	3.04			
	-729.24	-28.5	14.19	6.25	90.6			
	-656.26	23.78	14.19	5.49	79.7			
II	-742	1.48	14.19	4.31	64.5	15	348	Vérifier
		-3.4	14.19	4.45	66.4			
	-174.6	-0.08	14.19	2.02	28.8			
		13.82	14.19	5.12	72			
	-354.48	-39.44	14.19	4.19	59.5			
	-343.84	29.8	14.19	2	28.2			
III	-33.65	-18.53	14.19	2.24	28.8	15	348	Vérifier
		0.179	14.19	0.2	3.04			
	11.05	3.58	14.19	0.44	5.76			
		-8.95	14.19	1.06	13.1			
	-20.14	9.25	14.19	1.13	14.3			
	-100.22	9.74	14.19	1.31	18.6			

Tableau V.9: Vérification des contraintes.

V.2 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables.

- ELU (1.35G+1.5Q)
- accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99.

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

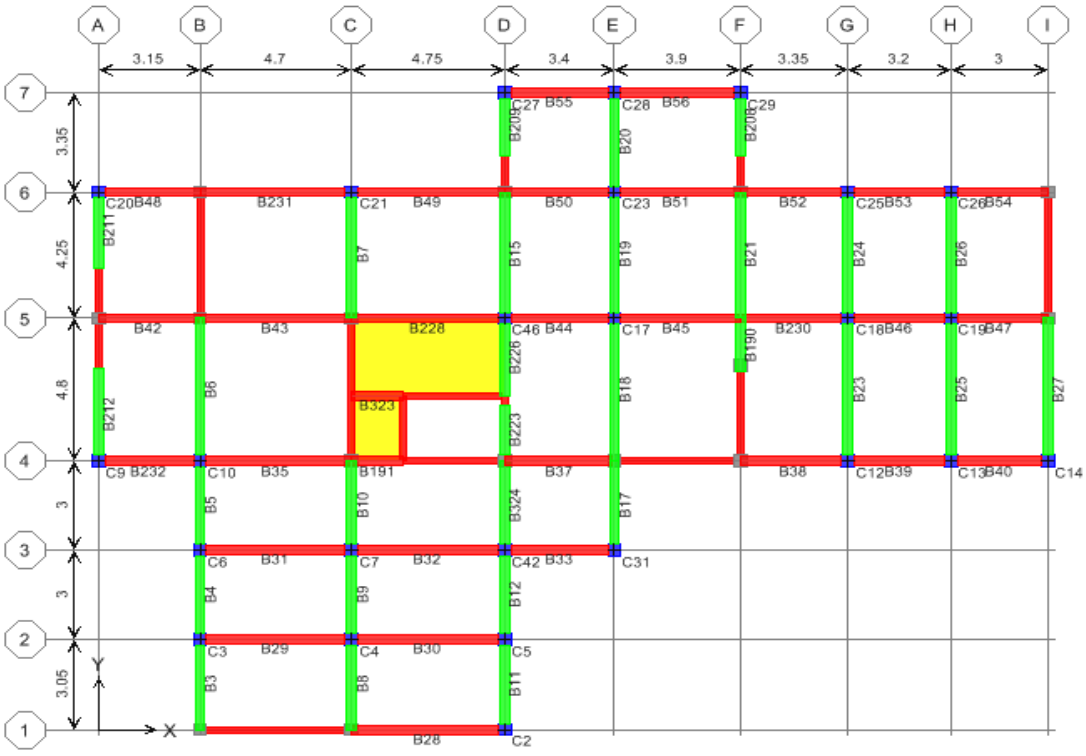


Figure V.3 : Numérotation des poutres**.**

V.2.1 Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

D'après le (RPA 99/Art7.5.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutres principales (30×40) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\ cm^2$.
- Poutres secondaires (30×35) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\ cm^2$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

  4% en zone courante.
  6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales (30× 35) :

  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\ cm^2$ (en zone courante)

  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\ cm^2$ (en zone de recouvrement)

- Poutres secondaires : (30x35)

  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\ cm^2$ (en zone courante)

  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\ cm^2$ (en zone de recouvrement).

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 * St * b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

  $\rightarrow$ $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{min}\right)$ en zone nodale.

  $\rightarrow$ $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec : Φ_{min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit : A_{st} : Section d'acier inférieure tendue ou bien la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \qquad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2\text{MPa} \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1.5$$

- Si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ $\Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0.392$ $\Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ : $M_\ell = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec : M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c')\,\sigma_{st}} \text{ (en compression)} \quad \text{et } \sigma_{st} = f e/\gamma_s$$

- Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations :

	γ_b	γ_s	θ	$f_{c28[MPA]}$	$f_{bu[MPA]}$	$f_{e[MPA]}$	$\sigma_{st[MPA]}$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.73	400	400

Tableau V.10 : Coefficients de sécurité en situation accidentelle et courante.

V.2.3:les efforts internes obtenus pour les poutres:

- Poutres principales loin des voiles :

Poutres principales loin des voiles							
		TRAVEE			APPUIS		
zone	Comb	éléments	Mmax	Tmax	éléments	Mmax	Tmax
I	ELU	B21	54.12	19.31	B190	-123.06	151.19
	ELS	B21	43.31	15.44	B190	-95.85	117.53
	0.8G+E	B223	75.9	86.01	B190	-108.19	45.83
	GQE	B223	80.01	89.02	B190	-141.83	86.41
II	ELU	B21	53.41	-1.79	B190	-142.12	169.37
	ELS	B21	41.68	-1.49	B190	-110.62	131.61
	0.8G+E	B223	77.45	88.09	B190	-123.9	51.96
	GQE	B6	82.2	37.12	B190	-162.52	97.25
III	ELU	B21	59.51	-5.49	B10	-116.81	122.41
	ELS	B21	45.7	-4.26	B10	-91.11	95.57
	0.8G+E	B10	61.94	39.2	B10	-118.29	18.35
	GQE	B10	73.36	39.42	B10	-150.45	55.41

Tableau V.11 : Les efforts dans les poutres principales loin des voiles.

- Poutres principales proches au voile :

Poutres principales proches au voile							
		Travée			AppuiS		
zone	Comb	éléments	Mmax	Tmax	éléments	Mmax	Tmax
I	ELU	B212	9.36	3.38	B212	-23.18	37.04
	ELS	B212	7.27	2.66	B212	-17.97	28.76
	0.8G+E	B211	37.38	20.91	B212	-52.35	-3.78
	GQE	B208	35.37	18.43	B212	-58.41	6.05
II	ELU	B212	11.28	9.18	B212	-33.48	43.86
	ELS	B212	8.75	7.13	B212	-25.92	34.03
	0.8G+E	B211	36.53	20.45	B212	-56.16	-1.98
	GQE	B211	34.44	13.89	B212	-63.75	11.04
III	ELU	B210	11.67	-10.17	B210	-35.16	-44.69
	ELS	B210	8.93	-7.88	B210	-27.01	-34.24
	0.8G+E	B211	22.73	9.27	B210	-44.55	-36.92
	GQE	B210	21.45	24.41	B210	-52.94	-47.28

Tableau V.12 : Les efforts dans les poutres principales proches au voile.

- Poutres secondaires :

Poutres secondaires							
		Travée				Appuis	
zone	Comb	éléments	Mmax	Tmax	éléments	Mmax	Tmax
I	ELU	B47	24.78	11.71	B47	-37.65	32.89
	ELS	B47	19.30	9.15	B47	-29.27	25.55
	0.8G+E	B37	50.85	29.17	B37	-62.46	-22.39
	GQE	B37	51.65	27.65	B37	-66.82	-17.66
II	ELU	B47	38.46	22.45	B47	-54.06	43.64
	ELS	B47	29.90	17.48	B47	-41.98	33.88
	0.8G+E	B37	57.44	33.44	B37	-69.55	-24.56
	GQE	B37	58.88	32.35	B37	-74.61	-19.4
III	ELU	B47	43.49	26.67	B47	-60.83	47.85
	ELS	B47	33.77	20.72	B47	-47.20	37.12
	0.8G+E	B37	53.98	31.16	B37	-65.71	-21.5
	GQE	B37	55.59	30.18	B47	-71.68	21.49

Tableau V.13 : Les efforts dans les poutres secondaires**.**

V.2.4 Ferraillage:

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferraillage.

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les Moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU.

M_{Acc} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Le ferraillage se fera pour chaque zone dans les deux directions:

- **Poutre principale loin des voiles, pour la zone I :**

- **En travée :**

Avec un moment M_{ELU}= 54.12 kN.m

$$f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\theta\ \gamma_b} = \frac{0.85\ \ 25}{1\ \ 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{54.12\ \ 10^6}{300\ \ 380^2\ \ 14.2} = 0.088 \leq \mu_1 \text{ (SSA)} \longrightarrow \beta = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{54.12\ \ 10^6}{0.954\ \ 380\ \ 348} = 4.28 \text{cm}^2$$

On prend :

A=3HA16 donc A=6.03cm²

A_{min}=6.00cm² ≤$A_{travée}$= 3HA16=6.03cm² ... ... Condition vérifiée.

- **En appuis :**

Avec un moment : M_{ELU}= 123.06 kN.m

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta\ \gamma_b} = \frac{0.85\ 25}{1\ 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{123.06\ 10^6}{300\ 380^2\ 14.2} = 0.2 \leq \mu_1 \text{ (SSA)} \quad \text{de } \beta = 0.887$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{123.06\ 10^6}{0.887\ 380\ 348} = 10.54 \text{ cm}^2$$

On prend :

A= 3HA16=6.03cm² ⟶ Pour appuis inférieur.

A= 3HA16+3HA14=10.65cm² ⟶ Pour appuis supérieur.

A_{min}=6.00cm² ≤A_{appuis}…….. Condition vérifiée.

- **Poutre principale proche au voile, pour la zone I :**
- **En travée :**

Avec un moment : M_{ELU}= 9.36 kN.m

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta\ \gamma_b} = \frac{0.85\ 25}{1\ 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{9.36\ 10^6}{300X\ 380^2X\ 14.2} = 0.015 \leq \mu_1 \text{ (SSA)} \qquad \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.36\ 10^6}{0.992X\ 380\ X\ 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

On prend :

A=3HA14 donc A=4.62 cm²

- **En appuis :**

Avec un moment M_{ELU}= 23.18 kN.m

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta\ \gamma_b} = \frac{0.85\ 25}{1\ 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{23.18\ \ 10^6}{300\ \ 380^2\ \ 14.2} = 0.038 \leq \mu_1\,(SSA) \longrightarrow \beta = 0.981$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.18\ \ 10^6}{0.981\ \ 380\ \ 348} = 1.79\ cm^2$$

On prend :

A= 3HA14=4.62 cm² ⟶ Pour appuis inférieur.

A= 3HA14=4.62 cm² ⟶ Pour appuis supérieur.

A_{min}=6.00cm² ≤A_{appuis} ..... Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires, pour la zone I :**
- **En travée :**

Avec un moment : M_{ELU}= 9.36 kN.m

$$f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\theta\ \ \gamma_b} = \frac{0.85\ \ 25}{1\ \ 1.5} = 14.2\ MPa$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 14.2\ MPa.$$

$$\mu = \frac{9.36\ \ 10^6}{300\ \ 380^2\ \ 14.2} = 0.016 \leq \mu_1\,(SSA) \quad \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.36\ \ 10^6}{0.992\ \ 380\ \ 348} = 0.71\ cm^2$$

On prend : A=3HA14 donc A=4.62 cm²

- **En appuis :**

Avec un moment : M_{ELU}= 23.18 kN.m

$$f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\theta\ \ \gamma_b} = \frac{0.85\ \ 25}{1\ \ 1.5} = 14.2\ MPa$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 14.2\ MPa.$$

$$\mu = \frac{23.18\ \ 10^6}{300\ \ 380^2\ \ 14.2} = 0.038 \leq \mu_1\,(SSA) \quad \text{de } \beta = 0.981$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.18\ \ 10^6}{0.981\ \ 380\ \ 348} = 1.79\ cm^2$$

On prend :

A= 3HA14=4.62 cm² ⟶ Pour appuis inférieur.

A= 3HA12+2HA10=6.47 cm² ⟶ Pour appuis supérieur.

A_{min}=6.00cm² ≤$A_{tot\ appuis}$ ..... Condition vérifiée.

Tous les résultats des ferraillages sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Les poutres principales loin des voiles :**

Poutres principales loin des voiles									
zone		M(KN.m)	b	h	obs	A(cm²)	comb	ferraillage	A_{adop}
I	travée	54.12	30	40	SSA	4.3	ELU	3HA16	6.03
	Appuis sup	-123.06				10.54		3HA14+3HA16	10.65
	Appuis inf	75.90	30	40	SSA	5.22	0.8G+E	3HA16	6.03
	Appuis sup	-108.19				7.6		3HA12+3HA14	8.01
	Appuis inf	80.01	30	40	SSA	5.52	GQE	3HA16	6.03
	Appuis sup	-141.83				10.19		3HA14+3HA16	10.65
II	travée	53.41	30	40	SSA	3.62	ELU	3HA16	6.03
	Appuis sup	-142.12				10.22		3HA14+3HA16	10.65
	Appuis inf	77.45	30	40	SSA	5.33	0.8G+E	3HA16	6.03
	Appuis sup	-123.90				8.79		3HA14+3HA16	10.65
	Appuis inf	82.20	30	40	SSA	5.68	GQE	3HA16	6.03
	Appuis sup	-142.52				10.44		3HA16+3HA14	10.65
III	travée	59.51	30	40	SSA	4.75	ELU	3HA16	6.03
	Appuis sup	-116.81				9.93		3HA16+3HA14	10.65
	Appuis inf	61.94	30	40	SSA	4.22	0.8G+E	3HA16	6.03
	Appuis sup	-118.29				8.36		3HA16+3HA14	10.64
	Appuis inf	73.36	30	40	SSA	5.04	GQE	3HA16	6.03
	Appuis sup	-150.45				10.65		3HA16+3HA14	10.65

Tableau V.14 : Ferraillage des poutres principales loin des voiles**.**

- **Poutres principales proches des voiles :**

Poutres principales proches des voiles									
zone		M(KN.m)	b	h	obs	A(cm²)	comb	ferraillage	Aadop
I	travée	9.36	30	40	SSA	0.71	ELU	3HA14	4.62
	Appuis sup	-23.18				1.79		3HA14	4.62
	Appuis inf	37.38	30	40	SSA	2.51	0.8G+E	3HA14	4.62
	Appuis sup	-52.35				3.55		3HA14	4.62
	Appuis inf	35.37	30	40	SSA	2.37	GQE	3HA14	4.62
	Appuis sup	-58.41				3.97		3HA14	4.62
II	travée	9.18	30	40	SSA	0.7	ELU	3HA14	4.62
	Appuis sup	-33.48				2.61		3HA14	4.62
	Appuis inf	36.53	30	40	SSA	2.45	0.8G+E	3HA14	4.62
	Appuis sup	-56.16				3.82		3HA14	4.62
	Appuis inf	34.44	30	40	SSA	2.31	GQE	3HA14	4.62
	Appuis sup	-63.75				4.35		3HA14	4.62
III	travée	11.67	30	40	SSA	0.89	ELU	3HA14	4.62
	Appuis sup	35.16				2.74		3HA14	4.62
	Appuis inf	22.73	30	40	SSA	1.51	0.8G+E	3HA14	4.62
	Appuis sup	-44.95				3.01		3HA14	4.62
	Appuis inf	21.45	30	40	SSA	1.43	GQE	3HA14	4.62
	Appuis sup	-52.94				3.59		3HA14	4.62

Tableau V.15 : Ferraillage des poutres principales proches au voile.

- **Poutres secondaires :**

Poutres secondaires									
zone		M(KN.m)	b	h	obs	A(cm²)	comb	ferraillage	Aadop
I	travée	24.78	30	35	SSA	2.22	ELU	3HA12	3.39
	Appuis sup	-37.65				3.43		3HA12+2HA10	6.47
	Appuis inf	50.85	30	35	SSA	4.01	0.8G+E	3HA14	4.62
	Appuis sup	-62.46				4.97		3HA12+2HA10	6.47
	Appuis inf	51.65	30	35	SSA	4.07	GQE	3HA14	4.62
	Appuis sup	-66.82				5.33		3HA12+2HA10	6.47
II	travée	38.46	30	35	SSA	3.51	ELU	3HA14	4.62
	Appuis sup	-54.06				5.03		3HA12+2HA10	6.47
	Appuis inf	57.44	30	35	SSA	4.55	0.8G+E	6HA12	6.78
	Appuis sup	-69.55				5.56		3HA12+2HA10	6.47
	Appuis inf	58.88	30	35	SSA	4.67	GQE	6HA12	6.78
	Appuis sup	-74.61				6.00		3HA12+2HA10	6.47
III	travée	43.49	30	35	SSA	3.99	ELU	3HA14	4.62
	Appuis sup	-60.83				5.72		3HA12+2HA10	6.47
	Appuis inf	53.98	30	35	SSA	4.26	0.8G+E	3HA14	4.62
	Appuis sup	-65.71				5.24		3HA12+2HA10	6.47
	Appuis inf	55.59	30	35	SSA	4.40	GQE	4HA12	4.52
	Appuis sup	-71.68				5.75		3HA12+2HA10	6.47

Tableau V.16: Ferraillage des poutres secondaires**.**

Conclusion :

Le ferraillage qui sera adopté pour les poutres est comme suit :

- principales loin des voiles :
  - Travée : 3HA116= 6.03 cm²
  - Appuis inférieur : 3HA16= 6.03 cm²
  - Appuis supérieur : 3HA16+3HA14 = 10.65 cm².

- Poutres principales proches aux voiles :
  - Travée : 3HA14= 4.62 cm².
  - Appuis inférieur : 3HA14= 4.62 cm².
  - Appuis supérieur : 3HA14= 4.62 cm².
- Poutres secondaires :
  - Travée : 3HA14= 4.62 cm².
  - Appuis inférieur : 3HA12+2HA10=6.88cm².
  - Appuis supérieur : 3HA14= 4.62 cm².

V.2.5.Vérifications du RPA99ver 2003:

a. Armatures longitudinales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être des aciers hauts adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

A_{min} = 0.5 % (b × h) en toute section.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport a la section minimale des aciers du RPA.

b. Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :At =0.003*St*b.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- S_t^{max} = **min** $\left(\frac{h}{4};12\Phi\right)$ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont Nécessaires.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$; en dehors de la zone nodale.

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (30x40):**

- Zone nodale : $S_t \leq$ min (10, 16.8) ⟶ Soit : S_t= 10 cm .
- Zone courante : $S_t \leq (\frac{40}{2})$ = 20cm ⟶ soit : S_t= 20 cm .

Donc :

- Zone nodale : $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9$ cm² Soit : 4HA8 = 2.01 cm².
- Zone courante : $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.8$ cm² Soit: 4HA8 = 2.01 cm².

- **Poutres secondaires (30x35):**

- Zone nodale : $S_t \leq$ min (8.75, 14.4) Soit : S_t= 8 cm.
- Zone courante : $S_t \leq (\frac{35}{2}) = 17.5cm$ Soit : S_t= 15 cm.

Donc :

- Zone nodale : $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.72cm^2$ Soit : 4HA8 = 2.01 cm².
- Zone courante : $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\ cm^2$ Soit: 4HA8 = 2.01 cm².

V.2.6.Vérifications à L'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité: (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (proches et loin des voiles): b= 30cm ;h=40cm ;d=38cm.

$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37\ cm^2 < 6.78\ cm^2$ ..... condition vérifiée.

- Poutres secondaires :

$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19\ cm^2 < 6.78\ cm^2$ .....condition vérifiée.

La condition de non fragilité est vérifiée

2. Justification de l'effort tranchant:(BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$; avec T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales loin des voiles (30x40) : $\tau_u = \frac{169.37}{(300 \times 380)} \times 10^3 = 1.48$ MPa.
- Poutres principales proches aux voiles : $\tau_u = \frac{47.28}{(300 \times 380)} \times 10^3 = 0.41$ MPa.
- Poutres secondaires (30x35) : $\tau_u = \frac{47.85}{(300 \times 330)} \times 10^3 = 0.48$ MPa.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$.

a. Etat limite ultime du béton de l'âme :(Art A.5.1,21/BAEL91)

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \tau_u = \min(0.2\times25/1.5 ; 5MPa) = 3.33MPa.$$

- Poutres principales loin des voiles: τ_u = 1.48 MPa < 3.33MPa .....Condition vérifiée.
- Poutres principales proches aux voiles : τ_u =0.41 MPa < 3.33MPa ..... Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : τ_u =0.48 MPa < 3.33MPa ..... Condition vérifiée**.**

b. Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

- Sur les aciers :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$. Si $T_u + \frac{M_u}{0.9d} < 0$ => la vérification n'est pas nécessaire.

- **Poutres principales loin des voiles :**

Poutres principales loin des voiles				
zone	Mu(KN.m)	Vu(KN)	Vu + (Mu/0.9 d)	obs
I	-123.06	151.19	-208.63	vérifié
II	-142.12	169.37	-246.18	vérifié
III	-116.81	122.41	-219.13	vérifié

Tableau V.17: Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les poutres principales loin des voiles

- **Poutres principales proches au voile :**

Poutres principales proches au voile				
zone	Mu(KN.m)	Vu(KN)	Vu + (Mu/0.9 d)	obs
I	-23.18	37.04	-30.73	vérifier
II	-33.48	43.86	-54.03	vérifier
III	-35.16	44.69	-58.11	vérifier

Tableau V.18: Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les poutres principales Proches au voile.

- **Poutres secondaires :**

Poutres secondaires				
zone	Mu(KN.m)	Vu(KN)	Vu + (Mu/0.9 d)	obs
I	-23.18	37.04	-30.73	vérifier
II	-33.48	43.86	-54.03	vérifier
III	-35.16	44.69	-58.11	vérifier

Tableau V.19: Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les poutres secondaires.

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \le \overline{T}u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \qquad \text{(BAEL99/Art A.5.1.32)}$$

- Poutres principales loin des voiles:

$Tu = 169.37\ kN < \overline{Tu} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times 25}{1.5} 10^3 = 684\ KN.$

- Poutres principales proches aux voiles:

$Tu = 47.28\ kN < \overline{Tu} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times 25}{1.5} 10^3 = 684\ KN.$

- Poutres secondaires:

$Tu = 47.85\ kN < Tu = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 25}{1.5} 10^3 = 594\ kN.$

4. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :

(BAEL 99/Art. A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\overline{\tau}se = \Psi . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9\,d \sum U} < \overline{\tau}_{se} \qquad \text{Avec :} \quad \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales loin des voiles:

$\sum U = 3x3.14x1.6+3x3.14x1.4=28.26$ cm

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{169.37}{0.9(380)(282.6)} \times 10^3 = 1.75 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se}$$

- Poutres principales proches aux voiles :

$\sum U = 3x3.14x1.4= 13.18$ cm

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum U} = \frac{47.28}{0.9(380)(131.8)} \times 10^3 = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

- Poutres secondaires :

$\sum U = 3x3.14x1.2+2x3.14x1.0= 17.58$ cm

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum U} = \frac{47.85}{0.9(330)(175.8)} \times 10^3 = 0.91 \quad \text{MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

5. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \qquad \text{Avec :} \qquad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour les T_{16} : $\mathbf{l_s}$ = 56.43 cm. On prend $\mathbf{l_s}$ = 60cm

Pour les T_{14} : $\mathbf{l_s}$ = 49.38 cm. On prend $\mathbf{l_s}$ = 50cm

Pour les T_{12} : $\mathbf{l_s}$ =42.32 cm. On prend $\mathbf{l_s}$ = 45cm

Pour les T 10 : $\mathbf{l_s}$ = 35.27cm. On prend $\mathbf{l_s}$ = 40cm

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0.4 l_s, pour les aciers HA.

Pour les Φ16 : **la** = 22.58 cm. On prend **la** = 25cm .

Pour les Φ14: **l a** = 19.75 cm. On prend **la** = 20cm.

Pour les Φ12 :**la** = 16.93 cm . On prend **la** = 18cm.

Pour les ϕ 10 : **la** =14.11cm. On prend **la** = 15cm.

6. Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

H'= max {51 ; 30 ; 40 ; 60cm} = 60cm

L'= 2×40 = 80 cm : poutre principale.

L'= 2×35 = 70 cm : poutre secondaire.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appuis.

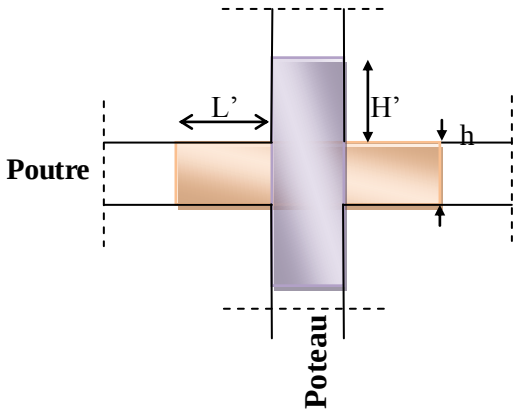


Figure.V.3 : délimitation de la zone nodale.

7. **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$At^{min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2$

$A = 2.01cm^2 > At^{min} = 1.35\ cm^2$ …… condition vérifier.

V.2.7 Vérification à l'ELS :

1. **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. **État limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times As}$$ (As : armatures adoptées à l'ELU)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales loin des voiles :**

- Vérification en travées :

vérification en travées									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σs (Mpa)	σbc(Mpa)	σbc (Mpa)	Obs
I	43.31	6.03	0.53	0.891	0.0323	212.13	6.85	15	CV
II	41.68	6.03	0.53	0.891	0.0323	204.15	6.59		
III	45.7	6.03	0.53	0.891	0.0323	223.89	7.23		

Tableau V.20 : Etat limite de compression du béton en travée pour Principales loin des voiles.

- vérification en appuis inférieur :

vérification en appuis inférieurs									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σs (Mpa)	σbc(Mpa)	σbc (Mpa)	Obs
I	43.31	6.03	0.53	0.891	0.0323	212.13	6.85	15	CV
II	41.68	6.03	0.53	0.891	0.0323	204.15	6.59		
III	45.7	6.03	0.53	0.891	0.0323	223.89	7.23		

Tableau V.22 : Etat limite de compression du béton en appuis inférieurs pour poutres principales loin des voiles**.**

- vérification en appuis supérieur:

vérification en appuis supérieurs									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
I	95.85	10.65	0.93	0.864	0.045	274.12	12.33	15	CV
II	110.62	10.65	0.93	0.864	0.045	316.36	14.23		
III	91.11	10.65	0.93	0.864	0.045	260.56	11.72		

Tableau V.23 : Etat limite de compression du béton en appuis supérieur pour les poutres principales loin des voiles.

- **Poutres principales proches aux voiles:**

- Vérification en travées :

vérification en travées									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σs (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
I	7.27	4.62	0.4	0.902	0.0277	45.9	1.27	15	CV
II	8.75	4.62	0.4	0.902	0.0277	55.25	1.53		
III	8.93	4.62	0.4	0.902	0.0277	56.39	1.56		

Tableau V.24 : Etat limite de compression du béton en travée pour les poutres principales proches du voiles.

- vérification en appuis inférieurs :

vérification en appuis inférieurs									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σs (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
I	7.27	4.62	0.4	0.902	0.0277	45.9	1.27	15	CV
II	8.75	4.62	0.4	0.902	0.0277	55.25	1.53		
III	8.93	4.62	0.4	0.902	0.0277	56.39	1.56		

Tableau V.25 :Etat limite de compression du béton en appuis inférieurs pour poutres principales proches du voiles.

- Vérification en appuis supérieurs :

vérification en appuis supérieurs									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σs (Mpa)	σbc(Mpa)	σbc (Mpa)	Obs
I	17.97	4.62	0.4	0.902	0.0277	113.47	3.14	15	CV
II	25.92	4.62	0.4	0.902	0.0277	163.68	4.53		
III	27.01	4.62	0.4	0.902	0.0277	170.56	4.72		

Tableau V.26 : Etat limite de compression du béton en appuis supérieurs pour poutres principales loin des voiles

- Vérification en travées :

vérification en travées									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σs (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
I	19.30	4.62	0.46	0.897	0.0298	141.12	4.20	15	CV
II	29.90	4.62	0.46	0.897	0.0298	218.63	6.51		
III	33.77	4.62	0.46	0.897	0.0298	246.93	7.35		

Tableau V.27 : Etat limite de compression du béton en travée pour les poutres secondaires**.**

- Vérification en appuis inférieurs :

vérification en appuis inférieurs									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σs (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
I	19.30	4.62	0.46	0.897	0.0298	141.12	4.20	15	CV
II	29.90	4.62	0.46	0.897	0.0298	218.63	6.51		
III	33.77	4.62	0.46	0.897	0.0298	246.93	7.35		

Tableau V.28 : Etat limite de compression du béton en appuis inférieurs pour les poutres secondaires.

- Vérification en appuis supérieurs :

vérification en appuis supérieurs									
zone	Ms(max)	Asu	ρ_1	ß1	K	σs (Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
I	29.27	6.88	0.66	0.881	0.037	155.60	5.75	15	CV
II	41.98	6.88	0.66	0.881	0.037	223.17	8.25		
III	37.12	6.88	0.66	0.881	0.037	197.33	7.30		

Tableau V.29 : Etat limite de compression du béton en appuis supérieurs pour les poutres secondaires**.**

3 .Vérification de la flèche : (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f.

- Sens des poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm} > f = 0.080 \text{ (La flèche tirée par le logiciel ETABS)}$$

- Sens des poutres secondaire :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm} > f\ 0.045 \text{ (La flèche tirée par le logiciel ETABS)}$$

Donc la flèche est est vérifiée.

- **Disposition constructive :**

Conformément au (*CBA 93*annexe E_3), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\left(\frac{1}{5}\right)$de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\left(\frac{1}{4}\right)$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à$\left(\frac{1}{10}\right)$de la portée.

V.3. Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailler nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

Zone 1 : S-SOL,RDC , $1^{ér}$ et $2^{éme}$ étages.

Zone 2 : $3^{éme}$, $4^{éme}$,$5^{éme}$ et 6 ^{éme} étages.

Zone 3 : 7 ^{éme}, 8 ^{éme} et 9 ^{éme} étages .

- **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous.

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0{,}8G \pm E \end{cases} \qquad \begin{cases} 1.35\,G + 1.5\,Q \\ G+Q \end{cases}$$

V.3.1 Méthodes de calcul:

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferraillage des voiles parmi lesquelles :

- méthodes des bandes qui repartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.
- méthode classique de calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus).

- La méthode utilisée est la méthode des bandes, qui se fait pour une bande de largeur(d).

V.3.2. Exposé de la méthode des bandes :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) les plus défavorables en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M\,v}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M\,v'}{I} \end{cases}$$

Avec : B: Section du béton B=L .e

I : Moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

- Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur(d):

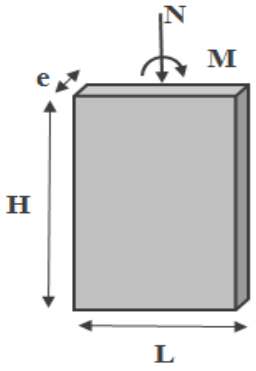
Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur(d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées:

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad \text{(art.7.7.4. RPA2003)}$$

Avec : h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

- $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$
- L_t : longueur tendue = L - L_c



Remarque:

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en ca d'inversion de l'action sismique.

- Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.
- Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} .d .e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} .d .e$$

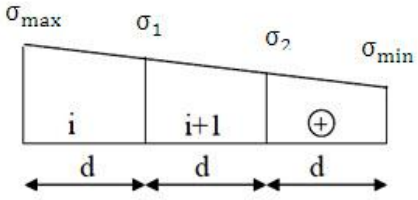


Figure. V.1: Diagramme d'une SEC.

- Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}.d_1.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2}.d_2.e$$

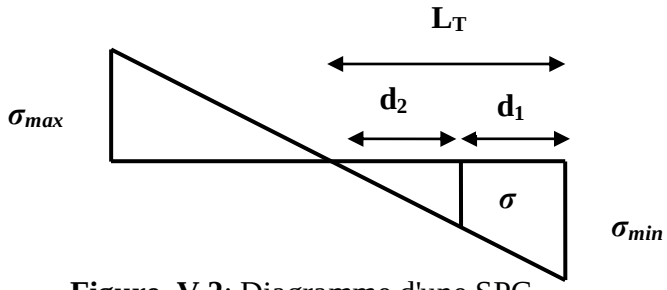


Figure. V.2: Diagramme d'une SPC.

- Section entièrement tendue :

$$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}.L.e$$

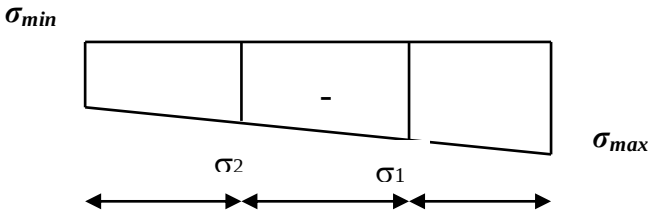


Figure. V.3: Diagramme d'une SET.

- **Armatures verticales:** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Section entièrement comprimée pour une bande i:

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

- Situation accidentelle: σ_s = 400MPa, σ_{bc} = 21.25MPa
- Situation courante: σ_s = 348MPa, σ_{bc} = 14.20MPa

- Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i**:**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

b. Armatures horizontales :

- Exigence du RPA: (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).
  - Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10**Ø
  - La section des armatures horizontales doit être : $A_H > 0.15\%.B$
  - Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
  - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser**1/10** de l'épaisseur du voile.

- Exigence du BAEL **:**(Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux: (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

- Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0{,}15\%B$.
- Zone courante : A_V et $A_h \geq 0{,}10\%B$.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

d. Armatures minimales:

- Section entièrement comprimée :

$A_{min} \geq 4cm^2/ml$ (Art A.8.1,21/BAEL91modifiées 99)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

- Section partiellement comprimée:
  - Condition non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{min} \geq \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}$$

$A_{min} \geq 0.15\%\, B$ (Art 7.7.4.1RPA99 version2003)

- Section entièrement tendue:
  - Condition non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{min} \geq \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}$$

  - Section min : (Art 7.7.4.1RPA99 version2003)

$A_{min} \geq 0.15\%B$.

e. Diamétre minimum: (art A7-7-4.3/ RPA99)

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

f. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **>4HA10** ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g. Espacement : (Art 7.7.4.3/RPA99version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes: $S_t \leq \min(1.5e, 30\ cm)$

$S_t \leq 30cm$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur(1/10)de la longueur du voile ,cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

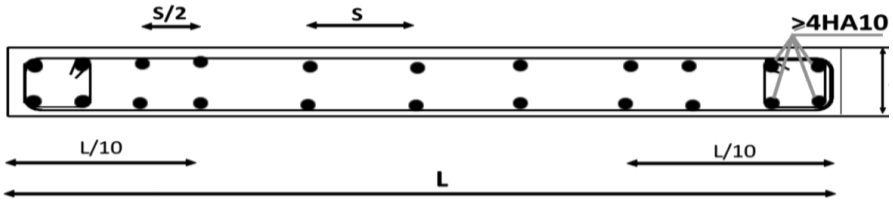


Figure.V.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

h. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à:

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.3. Vérification:

- **Vérification à L'ELS:**

Pour cet état, on considère:

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq \overline{\sigma_b}$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15MPa$

Avec :

N_{ser}: Effort normal appliqué $N_{ser} = G+Q$

B: Section du béton.

A:Section d'armatures adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**
  - D'après le RPA 99(Art 7.7.2/version 2003):

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2\ f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{V}{bo\ d} \text{ avec : } v = 1.4\ v_u.$$

Avec :

b_0: Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile(d=0.9h)

h: Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL(Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

τ_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11/BAEL91 modifiées 99)

Avec :

$\tau_u = \frac{V_u}{b\,d}$ et $\overline{\tau_u} = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$ pour une fissuration préjudiciable.

V.3.4 . Ferraillage :

Ferraillage de voile longitudinal plein VL1 en Zones **I :**

Cas 1 :

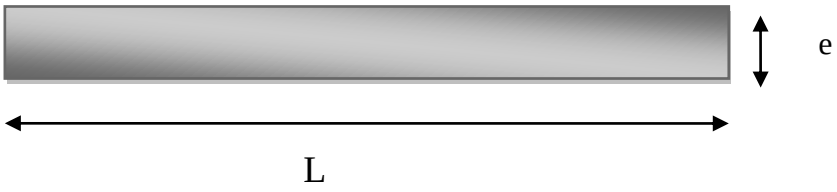
- **Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :**
  - Caractéristiques géométriques :

L = 5.1m

e = 0.2 m

$I = 2.21m^4$

$B = L.e = 1.02\ m^2$



$V = V' = \frac{L}{2} = 2.55$ m

N= -2889.57 KN ; M=-2756.86 KN.m

$\sigma_{max} = 6013.90\ KN/m^2$

$\sigma_{min} = -348.08\ KN/m^2$

Donc la section est partiellement comprimée.

  - Calcul de Lc :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L = \frac{6013.90}{6013.90 + 348.08} \times 5.1 = 4.82m$$

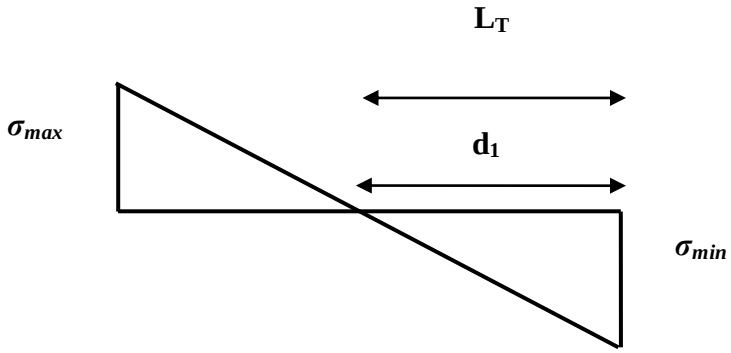
L= L-Lc = 0.28m

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

Avec : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_C}{3}\right) = 3.21m.$

- **Ferraillage de la partie tendue.**

Soit un tronçon d = Lt=0.28 m



a. Détermination des armatures **:**

1. Armatures verticales.

- 1ere bande : d_1= 0.28 m.

$\sigma_1 = 0 kN/m^2$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min}}{2}\right) d_1 \cdot e = 9.74 KN$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma s} = 0.24 cm^2$$

$$A_{vadopté} = \frac{2.94}{2} \text{ x } \frac{5.1}{0.28} = 26.59 \text{ cm}^2$$

On prend : 33HA14= 50.82 cm²

2. Armatures minimales :

$$A_{min} = \max\left(0.15\ \%B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

tellque $B = d \times e$

$$A_{min} = \max\left(0.84\ cm^2\ ,\ 2.94 cm^2\right)$$

$$A_{min} = 2.94 cm^2$$

- Le ferraillage a adopté sur toute la surface de la bande du voile est :

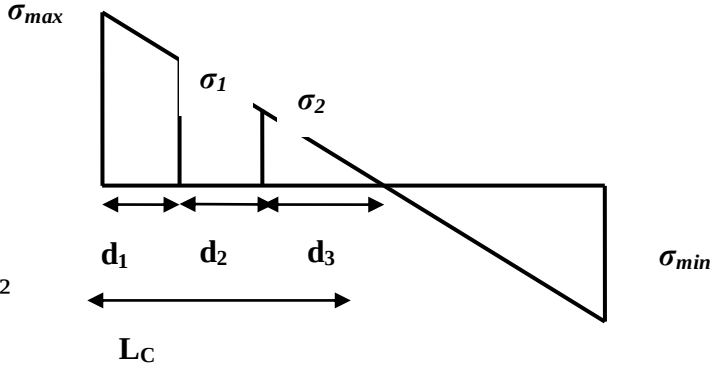
A_v= 2.94cm²/bande

A_v=1.46 cm²/bande/nappe

$A_{v\ calculé}$ = 26.59 cm^2/nappe ⟶ $A_{v\ adopté}$ = 33HA14= 50.82 cm²/nappe.

- **Ferraillage de la partie comprimée.**

Soit un tronçon d = L_C/3=4.82/3=1.607m



a. Détermination des armatures :

1. Armatures verticales :

- 1ere bande : d_1= 1.607m.

$$\sigma_1 = \left(L_c - d_1\right) \times \frac{\sigma_{max}}{L_c} = 4008.85 KN/m^2$$

$$N_1=\left(\frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2}\right)d_1\cdot e=1610.65KN$$

$$A_{v1}=\frac{N_i-B_i f_{c28}}{\sigma_s}=\frac{1610.65-(1.607*0.2*21.25*1000)}{400}=0.0\ cm^2$$

Vu que le ferraillage de la partie comprimée est nulle donc il sera négligé.

Remarque :

Après avoir calculé le ferraillage de la partie tendue et celui de la partie comprimée on remarque que le ferraillage le plus défavorable est celui de la partie tendue.

D'où le ferraillage totale du voile :

Soit : 33 HA 14 $A_{v\ choisie}$/ nappe = $50.82cm^2$. avec : S_t = 15cm.

Cas 2 :

- **Sous le moment fléchissant maximal et l'effort normal de compression correspondant :**

N= -2801.04KN ; M=-3719.27 KN.m

σ_{max} = 7037.58 KN/m^2

σ_{min} = -1545.34 KN/m

Donc la section est partiellement comprimée.

- Calcul de Lc :

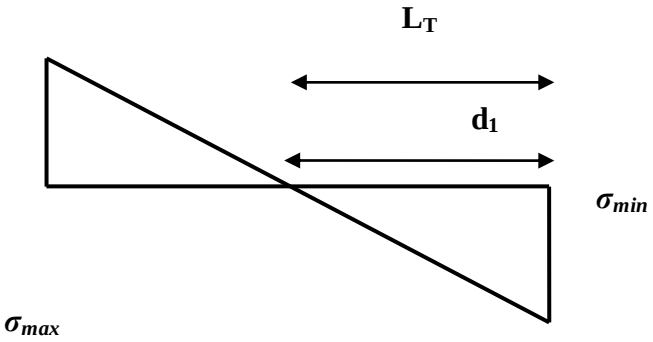
$$L_c=\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}+\sigma_{max}}\times L=\frac{7037.58}{1545.34+7037.58}\times 5.1=4.18m$$

Lt = L-Lc = 0.92m

➢ Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d\le \min\left(\frac{h_e}{2};\frac{2L_C}{3}\right)=2.78m$

- **Ferraillage de la partie tendue.**



Soit un tronçon d = Lt=0.92=0.92

a. Détermination des armatures :

1. Armatures verticales.

- 1ere bande : d_1= 0.92m.

$\sigma_1 =$ 0kN/m²

$$N_1=\left(\frac{\sigma_{min}}{2}\right)d_1\cdot e=142.17KN$$

$$A_{v1}=\frac{N_1}{\sigma s}=3.55cm^2$$

2. Armatures minimales :

$$A_{min}=\max\left(0.15\ \%B,\ \frac{0.23B\cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

tellque $B=d\times e$

$A_{min}=\max\left(2.76\ cm^2\ ,\ 9.66cm^2\right)$

$A_{min}=9.66cm^2$

Le ferraillage a adopté sur toute la surface de la bande du voile est :

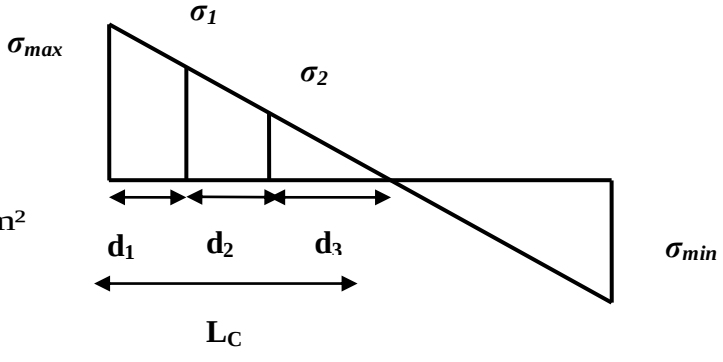
A_v= 9.66cm²/bande

A_v=4.82 cm²/bande/nappe

$A_{v\ calculé}$ = 26.72 cm²/nappe ⟶ $A_{v\ adopté}$ = 33HA14= 50.82 cm²/nappe

- **Ferraillage de la partie comprimée.**

Soit un tronçon d = L_C/3=4.18/3=1.394m



a. Détermination des armatures :

1. Armatures verticales**.**

- 1ere bande : d_1= 1.394m.

$$\sigma_1 = \left(L_c-d_1\right)\times\frac{\sigma_{max}}{L_c}=4691.72KN/m^2$$

$$N_1=\left(\frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2}\right)d_1\cdot e=1635.06KN$$

$$A_{v1} = \frac{N_i - B_i f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{1635.06 - (1.394 * 0.2 * 21.25 * 1000)}{400} = 0.00 \text{ cm}^2$$

– Vu que le ferraillage de la partie comprimée est nulle donc il sera négligé.

D'où le ferraillage à adoptée pour le voile est :

Soit : : 33 HA 14 $A_{v\ choisie}$/ nappe = 50.82cm^2. avec : S_t = 15cm.

Cas 3 :

- **Sous l'effort normal de compression minimum et le moment fléchissant correspondant :**

N= -979.02 KN ; M= 2977.23 KN

$\sigma_{max} = 4395.09$ KN/m^2

$\sigma_{min} = -2475.44$ KN/m^2 } Donc la section est partiellement comprimée.

- Calcul de Lc :

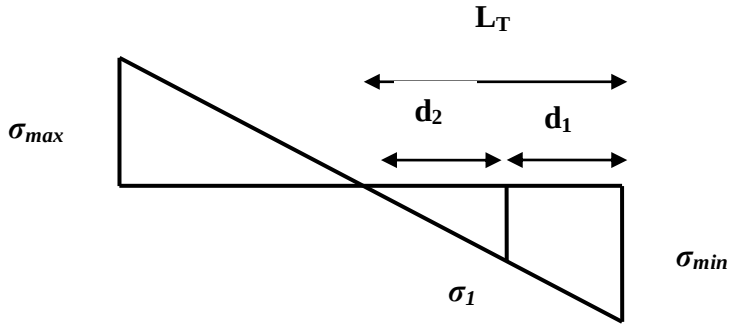
$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L = \frac{4395.09}{2475.44 + 4395.09} \times 5.1 = 3.26\text{m}$$

Lt = L-Lc = 1.84m

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_C}{3}\right)$ =2.17m.

- **Ferraillage de la partie tendue.**



Soit un tronçon d = Lt/2=1.84/2=0.92 m

a. Détermination des armatures :

1. Armatures verticales.

- 1^{ere} bande : d $_1$= 0.92m.

$$\sigma_1 = d \times \frac{\sigma_{min}}{L_t} = 1236.37 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d_1 \cdot e = 341.11\text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma s} = 8.54\text{cm}^2$$

- 2^{eme} bande : $d_2 = 0.92m$.

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 113.71KN$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 2.84cm^2$$

2. Armatures minimales :

$$A_{min} = \max\left(0.15\%B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

tellque $B = d \times e$

$$A_{min} = \max\left(2.76\,cm^2 , 9.66cm^2\right)$$

$$A_{min} = 9.66cm^2$$

- Le ferraillage à adopté sur toute la surface de la bande du voile est :

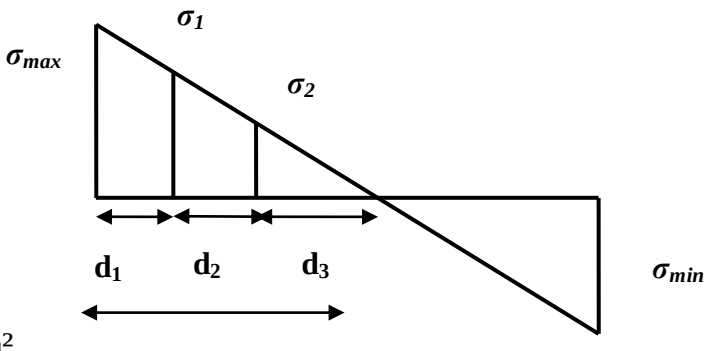
A_v= 9.66cm²/bande

A_v=4.82 cm²/bande/nappe

$A_{v\ calculé}$ = 26.74 cm^2/nappe ⟶ $A_{v\ adopté}$ = 33HA14= 50.82 cm²/nappe

- **Ferraillage de la partie comprimée.**

Soit un tronçon d = L_C/3=3.26/3=1.08m



a. Détermination des armatures :

1. Armatures verticales.

- 1^{ere} bande : d_1= 1.08m.

$$\sigma_1 = (L_c - d_1) \times \frac{\sigma_{max}}{L_c} = 2939.04KN/m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) d_1 \cdot e = 792.08KN$$

$$A_{v1} = \frac{N_i - B_i f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{293904 - (1.08*0.2*21.25*1000)}{400} = 00\ cm^2.$$

D'où le ferraillage à adopté pour le voile est:

Soit : 33 HA 14 $A_{v\ choisie}$/ nappe = 50.82cm^2. avec : S_t = 15cm.

Conclusion :

Après avoir calculé le voile VL1 sous les 3cas : (N_{max}-M_{cor} , M_{max} - N_{cor} , N_{min}-M_{cor}), On conclu que la zone 1 du ce voile se ferraille avec le minimum de RPA.

Soit : 33 HA 14 / nappe $A_{v\ choisie}$/ nappe = 50.82 $cm^{2.}$

- **Armatures horizontales :**
  - D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_{v\ adopté}}{4} = 12.71 cm^2$$

  - D'après le **RPA révise 2003 :**

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 2.76 cm^2$$

Soit : 15HA12 = 16.95cm^2/nappe.

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Vérification des contraintes de cisaillement** :
  - D'après : le BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99).

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{325.2x10^3}{200\ x0.9\ 5100}$ = 0.307 MPa…… Condition vérifiée.

$0.307 < \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 3.66$

  - D'après **:** le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) **:**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} = \frac{1.4x325.2x10^3}{200x0.9x5100} = 0.49MPa$$

τ_b= O.49 MPa <$\overline{\tau_u}$ = 5 MPa…… condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B+15Av}$$

$\sigma_b = \frac{2222.05x10^3}{200x5100+15X\ 50.82\ x10^2}$ = 2.18 MPa**.**

σ_b= 2.18 MPa <$\overline{\sigma_b}$=15MPa ……condition vérifiée

			ZONE1	ZONE2	ZONE3
Caractéristiques géométriques	Voile		VL1		
	L (m)		5.1	5.1	5.1
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		1.02	1.02	1.02
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4395.09	3871.18	1358.44
	σ_{min} [KN/m²]		-2475.44	-259.45	-367.38
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		325.2	326.76	47.5
	L_t(m)		1.84	0.32	1.09
	L_c(m)		3.26	4.78	4.01
	d (m)		0.919	0.32	0.543
	N (kN)	N_1	341.11	8.31	29.91
		N_2	113.71	/	9.97
Ferraillage des voiles	A_v (cm^2)	$A_{V1/bande}$	8.53	0.21	0.75
		$A_{V2/bande}$	2.84	/	0.25
	A_{min} (cm^2)/bande		9.65	3.36	5.7
	Amin (cm^2)/nappe/bande		4.82	1.68	2.85
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		26.74	26.78	26.76
	choix des barres / nappe		33HA14	33HA12	33HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		50.82	37.29	37.29
	Espacement (cm)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		12.71	9.32	9.32
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA14	15HA12	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		23.10	16.95	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contraintes	τ_u(MPa)	0.354	0.356	0.052
		τ_b(MPa)	0.496	0.498	0.072
	ELS	N_s (kN)	2222.05	1589.36	693.51
		σ_b(MPa)	2.03	1.56	0.64

Tableau .V.29: Ferraillage du voile longitudinal 1.

			ZONE1	ZONE2	ZONE3
Caractéristiques géométriques	Voile		VL2		
	L (m)		3.9	3.9	3.9
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.78	0.78	0.78
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		6850.8	2274.98	810.39
	σ_{min} [KN/m²]		-2134.64	-741.29	-728.16
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		533.96	202.7	130.64
	L_t(m)		1.43	0.96	1.85
	L_c(m)		2.47	2.94	2.05
	d (m)		0.716	0.96	0.923
	N (kN)	N_1	342.14	71.16	100.74
		N_2	113.92	/	33.6
Ferraillage des voiles	A_v (cm^2)	$A_{V1/bande}$	8.55	1.77	2.52
		$A_{V2/bande}$	2.85	/	0.84
	A_{min} (cm^2)/bande		7.51	10.06	9.69
	Amin (cm2)/nappe/bande		3.76	5.03	4.85
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		23.28	20.45	20.49
	choix des barres / nappe		25HA14	25HA12	25HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		38.5	28.25	28.25
	Espacement (cm)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		9.63	7.06	7.06
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA14	15HA12	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		23.1	16.95	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contraintes	τ_u(MPa)	0.761	0.289	0.186
		τ_b(MPa)	1.065	0.404	0.261
	ELS	N_s (kN)	1434.34	928.64	419.44
		σ_b(MPa)	1.71	1.19	0.51

Tableau V.30 : Ferraillage du voile longitudinal 2.

			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Voile		VL3		
	L (m)		3.35	3.35	3.35
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.67	0.67	0.67
	σ_{max} [KN/m²]		5625.16	3164.91	2269.78
	σ_{min} [KN/m²]		-3179.49	-576.53	-170.53
Sollicitations de calcul	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		475.43	286.42	179.03
	L_t(m)		1.21	0.52	0.23
	L_c(m)		2.14	2.83	3.12
	d (m)		0.605	0.52	0.23
	N (kN)	N_1	288.54	29.99	3.92
		N_2	96.16	/	/
Ferraillage des voiles	A_v (cm^2)	A_{V1}/bande	7.21	0.75	0.1
		A_{V2}/bande	2.40	/	/
	Amin (cm2)/bande		6.35	5.42	2.46
	A_{min} (cm^2)/nappe/bande		3.18	2.71	1.23
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		19.96	17.45	17.91
	choix des barres / nappe		22HA14	22HA12	22HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		33.88	24.86	24.86
	Espacement (cm)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		8.47	6.22	6.22
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA12	15HA12	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		16.95	16.95	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.788	0.475	0.297
		τ_b(MPa)	1.104	0.665	0.416
	ELS	N_s (kN)	1903.18	1330.95	652.88
		σ_b(MPa)	2.64	1.99	0.97

Tableau V.31 : Ferraillage du voile longitudinal 3.

			ZONE1	ZONE2	ZONE3
Caractéristiques géométriques	Voile		VT1		
	L (m)		3.4	3.4	3.4
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.68	0.68	0.68
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2256.16	2528.15	1140.83
	σ_{min} [KN/m²]		-69.54	-139.41	-206.66
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		483.03	145.07	91.38
	L_t(m)		0.10	0.18	0.52
	L_c(m)		3.30	3.22	2.88
	d (m)		0.1	0.18	0.52
	N (kN)	N_1	0.71	2.5	10.75
		N_2	/	/	/
Ferraillage des voiles	A_v (cm^2)	$A_{V1/bande}$	0.02	0.63	0.27
		$A_{V2/bande}$	/	/	/
	A_{min} (cm^2)/bande		1.07	1.87	5.48
	A_{min} (cm^2)/nappe/bande		0.53	0.93	2.74
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		18.02	17.56	17.91
	chois des barres / nappe		22HA14	22HA12	22HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		33.88	24.86	24.86
	Espacement (cm)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		8.47	6.22	6.22
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA12	15HA12	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		16.95	16.95	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.789	0.237	0.149
		τ_b(MPa)	1.105	0.332	0.209
	ELS	N_s (kN)	1535.38	1081.02	468.26
		σ_b(MPa)	2.26	1.59	0.69

Tableau V.32 : Ferraillage du voile transversal 1.

			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Voile		VT2		
	L (m)		4.65	4.65	4.65
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.93	0.93	0.93
	σ_{max} [KN/m²]		7271.49	4946.2	1899.44
	σ_{min} [KN/m²]		-5834.24	-2038.07	-596.19
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
Sollicitations de calcul	V_u (kN)		709.22	312.29	208.40
	L_t(m)		2.07	1.36	1.11
	L_c(m)		2.58	3.29	3.54
	d (m)		1.035	0.678	0.555
	N (kN)	N_1	905.76	207.07	49.63
		N_2	301.92	68.89	16.54
Ferraillages	A_v (cm^2)	A_{V1}/bande	22.64	5.18	1.25
		A_{V2}/bande	7.55	1.73	0.41
	Amin (cm^2)/bande		10.87	7.12	5.83
	A_{min} (cm^2)/nappe/bande		5.43	3.56	2.92
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		50.86	24.42	24.46
	chois des barres / nappe		30HA16	30HA14	30HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		60.3	46.2	33.9
	Espacement (cm^2)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		15.08	11.55	8.48
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA14	15HA12	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		23.1	16.95	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.847	0.37	0.249
		τ_b(MPa)	1.186	0.52	0.34
	ELS	N_s (kN)	2237.28	1606.67	827.61
		σ_b(MPa)	2.19	1.61	0.84

Tableau V.33 : Ferraillage du voile transversal 2.

			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Voile		VT3		
	L (m)		5.2	5.2	5.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		1.04	1.04	1.04
	σ_{max} [KN/m²]		7732.92	3961.67	1803.72
	σ_{min} [KN/m²]		-1560.49	-9.47	-2.90
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
Sollicitations de calcul	V_u (kN)		396.03	280.32	121.32
	L_t(m)		0.87	0.01	0.01
	L_c(m)		4.33	5.19	5.19
	d (m)		0.87	0.01	0.01
	N (kN)	N_1	135.76	0.01	0.01
		N_2	/	/	/
Ferraillages	A_v (cm^2)	A_{V1}/bande	3.41	00	00
		A_{V2}/bande	/	/	/
	Amin (cm^2)/bande		9.17	0.13	0.09
	A_{min} (cm^2)/nappe/bande		4.58	0.07	0.04
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		27.37	36.4	20.8
	choix des barres / nappe		34HA14	34HA12	34HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		52.36	38.42	38.42
	Espacement (cm^2)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		13.09	9.61	9.61
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA14	15HA12	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		23.10	16.95	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.423	0.299	0.13
		τ_b(MPa)	0.592	0.419	0.181
	ELS	N_s (kN)	4456.27	2784	1251.69
		σ_b(MPa)	4.28	2.68	1.2

Tableau V.34: Ferraillage du voile transversal 3.

			ZONE1	ZONE2	ZONE3
	Voile		VT4		
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.2	2.2	2.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.44	0.44	0.44
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3742.18	2790.49	1514.28
	σ_{min} [KN/m²]		-1524.31	-199.72	-807.5
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		198.77	181.89	112.17
	L_t(m)		0.64	0.15	0.77
	L_c(m)		1.56	2.05	1.43
	d (m)		0.64	0.15	0.77
	N (kN)	N_1	97.55	2.99	62.17
		N_2	/	/	/
Ferraillage des voiles	A_v (cm^2)	$A_{V1/bande}$	2.44	0.075	1.55
		$A_{V2/bande}$	/	/	/
	A_{min} (cm^2)/bande		6.69	1.54	8.03
	A_{min} (cm^2)/nappe/bande		3.34	0.77	4.02
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		11.48	11.29	11.5
	choix des barres / nappe		14HA14	14HA12	14HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		21.56	15.82	15.82
	Espacement (cm)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		5.39	3.96	3.96
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA12	15HA12	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		16.95	16.95	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.502	0.459	0.283
		τ_b(MPa)	0.703	0.643	0.397
	ELS	N_s (kN)	1058.89	792.06	391.72
		σ_b(MPa)	2.41	1.80	0.89

Tableau V.35 : Ferraillage du voile transversal 4.

			ZONE1	ZONE2	ZONE3
	Voile		VT5		
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.4	1.4	1.4
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.28	0.28	0.28
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		10348.26	6104.26	4321.17
	σ_{min} [KN/m²]		-701.19	1395.03	-986.10
	Nature de la section		SPC	SEC	SPC
	V_u (kN)		193.26	102.93	138.57
	L_t(m)		0.09	0	0.26
	L_c(m)		1.31	1.4	1.14
	d (m)		0.09	1.4	0.26
	N (kN)	N_1	6.32	/	25.65
Ferraillage des voiles	A_v (cm^2)	$A_{V1/bande}$	0.16	/	0.64
	A_{min} (cm^2)/bande		0.93	14.7	2.73
	A_{min} (cm^2)/nappe/bande		0.47	7.35	1.37
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		7.31	7.35	7.38
	choix des barres / nappe		9HA14	9HA12	9HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		13.86	10.17	10.17
	Espacement (cm)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		3.47	2.54	2.54
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA12	15HA10	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		16.95	11.7	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.767	0.408	0.550
		τ_b(MPa)	1.074	0.572	0.770
	ELS	N_s (kN)	1586.28	1104.3	479.53
		σ_b(MPa)	5.67	3.74	1.71

Tableau V.36 : Ferraillage du voile transversal 5.

			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Voile		VT6		
	L (m)		3.6	3.6	3.6
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.72	0.72	0.72
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		7920.62	5048.36	2121.13
	σ_{min} [KN/m²]		-1601.59	636.14	-239.36
	Nature de la section		SPC	SEC	SPC
	V_u (kN)		410.78	247.76	394.16
	L_t(m)		0.61	0.00	0.37
	L_c(m)		2.99	3.60	3.23
	d (m)		0.61	3.6	0.37
	N (kN)	N_1	97.69	/	8.86
		N_2	/	/	/
Ferraillage des voiles	A_v (cm^2)	A_{V1}/bande	2.44	/	0.22
		A_{V2}/bande	/	/	/
	Amin (cm^2)/bande		3.89	37.8	3.89
	A_{min} (cm^2)/nappe/bande		1.94	18.9	1.94
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)/ nappe		18.68	18.9	18.87
	Choix des barres / nappe		23HA14	23HA12	23HA12
	Av choisie(cm^2) / nappe		35.42	25.99	25.99
	Espacement (cm)		15	15	15
	A_H /nappe (cm^2)		8.86	6.5	6.5
	Choix des barres/nappe (cm^2)		15HA12	15HA12	15HA10
	A_H choisie /nappe (cm2)		16.95	16.95	11.7
	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.634	0.382	0.608
		τ_b(MPa)	0.887	0.535	0.852
	ELS	N_s (kN)	2646.45	1837.82	827.61
		σ_b(MPa)	3.68	1.09	2.55

Tableau V.37 : Ferraillage du voile transversal 6.

Chapitre VI

Etude de l’infrastructure

VI. Introduction

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain(sol), et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois….) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les a éléments de la superstructure (poteau, voiles, mur ….).

La pression transmise qui peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autre organes (par exemple, cas des semelles sur pieux) ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encastrée. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage. On utilise généralement pour cela des voiles périphériques qui doivent le ceinturer.

VI.1Les principaux rôles de la fondation :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas déplacer).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles**:

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à une faible profondeur.

- Les semelles continues sous murs, reposant sur le sol.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées et les radiers.

- **Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

- **Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieur à 5 m, on distingue :

- **Les pieux :** qui sont des colonnes en béton armé, réalises in situ ou préfabriqués introduites, dans des forages dans le sol.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.2 Étude 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, à partir des résultats de sondage du sol à donner:

- La contrainte admissible du sol :2 bars
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- **Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

- **Des sollicitations dues au sol qui sont :**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

VI.4 Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

VI.5. Choix de type de fondations:

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelle filante).
- Semelle isolée.
- Radier générale.

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 ou un radier.

- **Semelles isolés sous poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax}qui est obtenue à la base des poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

- Homothétie des dimensions :

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1$$

D'où A=B

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \text{ avec : } N_{ser}=1952.6 \text{ KN et } \sigma_{sol}=0.2\text{MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1952.6}{200}} = 3.12\text{m} \quad A=B= 3.5\text{m}$$

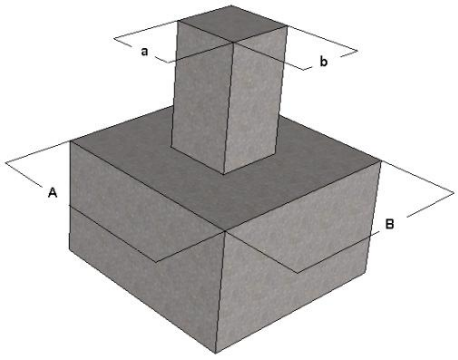


Figure VI.1:semelle isolée**.**

Conclusion :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

- **Semelles filantes.**
  - **Semelles filantes sous poteaux :**

1. **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :
- Détermination des coordonnées de la structure R: $R = \sum N_i$

Avec ;$\mathbf{e_i}$: excentricité par rapport au centre de gravité :$e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R}$

- Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle:

  Si $\mathbf{e > \frac{L}{6}}$ Répartition triangulaire.

  Si $\mathbf{e \leq \frac{L}{6}}$ Répartition trapézoïdale.

  Avec :

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L}(1+\frac{6e}{L}) \\ q_{min} = \frac{R}{L}(1-\frac{6e}{L}) \\ q(\frac{L}{4}) = \frac{R}{L}(1+\frac{3e}{L}) \end{cases}$$

a. Détermination de la largeur B de la semelle: $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

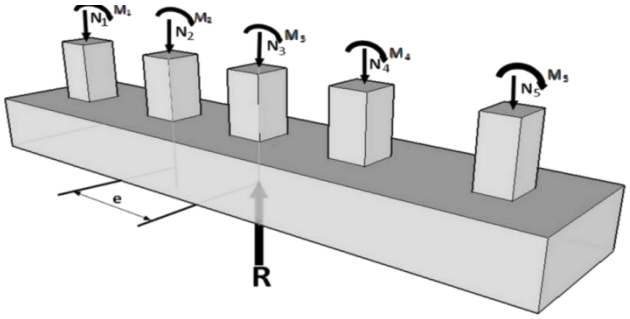


Figure. VI .2: Semelle filante**.**

- Détermination de la résultante des charges :

  On fera le calcul sur le portique transversal (G)

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteau	Ni= G+Q(KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Ni.ei
C17	1208.52	-1.71	-2.125	-2568.10
C23	1137.96	3.197	+2.125	2418.16
Somme	2346.48	1.487	/	-149.94

Tableau. VI.1: résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges **:**

  R=∑Ns= 2346.48KN

- Détermination de la coordonné de la résultante des forces **:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-149.94+1.487}{2346.48} = -0.06m$$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$e = -0.06m \leq \frac{L}{6} = \frac{4.25}{6} = 0.708m$ ➤ Répartition trapézoïdale.

➢ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$q_{max} = \frac{2346.48}{12.24.25}\left(1+\frac{6x-0.06}{4.25}\right) = 598.88 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{2346.48}{12.24.25}\left(1-\frac{6x-0.06}{4.25}\right) = 505.34 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(\frac{L}{4})} = = \frac{2346.48}{12.24.25}\left(1+\frac{3x-0.06}{4.25}\right) = 528.72 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{528.72}{200} = 2.64m$$ On prend B=2.8m

D'où:

$\mathbf{S_{ptot}} = BxL = 2.8\big((9.05*4)+(18.1*2)+21.45+(12.4*2)\big) = 332.22m^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :$\mathbf{S_{Ptot}} = 332.22\ m^2$

- **Semelles filante sous Voiles :**

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort :$N_S = G+Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{BxL} \quad \text{d'où : } B \geq \frac{N_s}{Lx\sigma_{sol}}$$

- σ_{sol} **:** Contrainte admissible du sol vaut 0.2MPa
- B : largeur de la semelle.
- L : longueur de la semelle sous voile.
- G : charge permanente revenant aux voiles
- Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Voile sens longitudinal				
voiles	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=B*L(m²)
VL1	1978.56	5.1	1.94	9.89
VL2	1434.34	3.9	1.84	7.18
VL3	1903.18	3.35	2.84	9.51*2
			Total	36.09

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voiles, sens longitudinal.

Voile sens transversal				
voiles	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=B*L(m²)
VT1	1041.61	3.4	1.53	5.20
VT2	1882.45	4.65	4.28	9.39*2
VT3	4456.27	5.2	4.28	22.26
VT4	1144.38	2.2	2.6	5.72
VT5	1107.84	1.4	3.95	5.53*2
VT6	2646.45	3.6	3.68	13.25
			Total	76.27

Tableau VI.3 : Surface des semelles filantes sous voiles, sens transversal.

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est:

$$S_{vtot} = \sum B_i x\ L_i = 36.69+76.27=112.36m$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est: $\mathbf{S_t = S_{ptot} + S_{vtot}}$ =332.22+112.36= 4448.58m²

- Calcul du rapport$(\frac{\mathbf{S_t}}{\mathbf{S_{batiment}}})$ **:**

$$\frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{444.58}{386.7} = 1.14 \text{c.à.d : 114\% de la surface de l'assise.}$$

Conclusion:

En plus de la contrainte du solσ_{sol} qui est modérée (σ_{sol} =2.00bars),les semelles occupent une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.6.Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature ,et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général offrira :

- Une facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton..
- Une rapidité d'exécution.
- Une meilleure rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Évite les tassements différentiels importants.

- **Pré-dimensionnement du radier:**
- Selon la condition d'épaisseur minimale**:**

La hauteur du radier doit avoir aumoins25cm,($h_{min} \geq 25cm$)

- Selon la condition forfaitaire :

▪ **Sous voile :** $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$

Avec :L_{max}=5.2m

$65cm \leq h \leq 104cm$ On prend: **h= 100cm.**

▪ **Sous poteau :**

- La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$Avec **:** Une hauteurminimalede25cm.

L_{max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs L_{max} = 4.25m.

$h_d \geq 21.25cm$On prend: h_d= 30cm.

- La nervure (poutre) du radier doit satisfaire la condition suivante:

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \geq 42.5cm$ On prend: h_n= 100cm.

- Largeur de la nervure :

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$ $40 \leq b_n \leq 70$On prend: b_n= 40cm.

- La dalle flottante:

$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40}$$8.5cm \leq h \leq 10.62cm$ On prend :h= 10cm.

- Calcul de la hauteur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3.K}{E}}$

Avec:

L_e: Longueur élastique.

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K=40MPa pour un sol moyen

I:L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E: Module de déformation longitudinal différé $E_{vj}=3700\sqrt[3]{fc28}$ =10818.87MPa

L_{max}: Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4.25\right)^4 \frac{3x40}{10818.87}}$ = 0.84m soit h=100cm

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures suivant les deux sens :hn = 100cm
- Largeur de la nervure: bn= 40cm
- Hauteur de la dalle de radier :h_d= 30cm
- Hauteur de la dalle flottante : ht=10cm

- **Les charges à retenir pour le calcul du radier sont:**

- Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers :

- Les charges permanentes : $G_{structure}$=42126.28 KN

-La surcharges d'exploitation :$Q_{structure}$=6858.04KN

- Combinaisons d'action :

l'ELU :1.35G+1.5Q=1.35*42126.28 +1.5*6858.04=67157.53 kN

A l'ELS : G+Q=42126.28 +6858.04=48984.32kN

Détermination de la surface nécessaire du .radier

ELU: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\,\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{67157.53}{1,33 \times 200} = 252.45 m^2$

ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{48984.32}{200} = 244.92 m^2$

D'où : $S_{rad} = \max\left(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\right) = 252.45\,m^2$

$S_{bat} = 386.7\,m^2 \succ S_{rad} = 252.45\,m^2$

Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL 91/99, et il sera calculer comme suit :

D'après le(BAEL91),on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\ cm\right)$ avec h : la hauteur de la nervure

$L_{déb} \geq 50cm$ On prend: $L_{déb}$= 50cm.

$S_{débords}$ = 0.5 x 98.64 = 49.32cm²

Donc on aura une surface totale du radier :

$S_{rad}=S_{bât}+ S_{débords}=386.7+ 49.32=436.02\ m^2$

- **caractéristiques du radier:**

- Poids total du radier **:**

P_{rad}= Poids de la dalle flottante + Poids de (T.V.O)+ Poids de la nervure + Poids de la dalle.

- Poids des nervures : P_{ner} =0.4(121.65+127.4)25*1= 2490.5KN
- Poids de T.V.O : P_{TVO}=(436.02-124.52)*1*17=5295.5 KN
- Poids de la dalle : P_{dalle}=436.02*25*0.3=3270.15 KN
- Poids de la dalle flottante libre : $P_{dalle\ f}$=(436.02-124.52)*0.1*25 =778.75KN
- Poids du radier **:**P_{rad}=2490.5+5295.5+3270.15+778.75=11834.90KN
- Poids totale de l'ouvrage **:**$G_{tot} = G_{bat} + G_{radier}$ = 42126.28+11834.90=53961.18 KN

- surcharges de l'infrastructure :$Q_{infrastructure}$ =6858.04kN.

Q_{radier} =1.5* 436.02=654.03kN

$Q_{tot} = Q_{structure}+Q_{infrastructure}$=6858.04+654.03=7512.07kN

- Les combinaisons d'actions :

A l'ELU :1.35G+1.5Q=1.35*53961.18+1.5*7512.07= 84115.69KN

A l'ELS : G+Q=53961.18+7512.07= 61473.25KN

- **Vérifications:**

a-Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 100cm$; $d = 0,9.h_d = 0,9 \times 30 = 27cm$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{84115.69 \times 1}{436.02} \times \frac{4.25}{2} = 409.94KN$$

$$\tau_u = \frac{409.94}{1 \times 0,27} = 1.51MPa$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

b- Calcul des sollicitations et Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste à vérifier la contrainte du sous-sol du radier qui est sollicité par les efforts suivants:

- Effort normal «N» due aux charges verticales.
- Moment de renversement «M»:$M=M_0+T_0h$

Avec :

M_0: Moment à la base du bâtiment.

T_0: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_X,I_Y**:** Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

1. **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.29m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.80m$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré.

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

-Moments d'inertie de la semelle du radier:

$$I_{xx} = \sum I_{xi} + S_i \times (y_i + y_G)^2 = 5017.36 \ m^4$$

$$I_{yy} = \sum I_{yi} + S_i \times (x_i + x_G)^2 = 27813.94 \ m^4$$

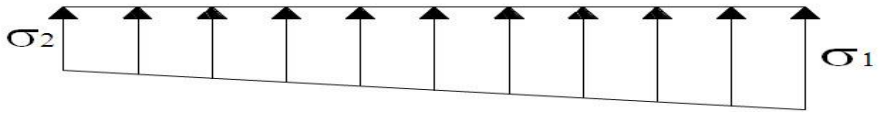


Figure. VII .3 : Diagramme des contraintes sous le radier.

On doit vérifier que :

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$ **à l'ELU**

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq$ **à l'ELS**

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} v$

-Calcul des moments :

M_x=41462.46 + (1668.30x1) =43130.76KN.m

M_y = 39427.40+ (1757.25x1) =41184.65KN.m

- ELU :Nu = 84115.69 KN

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{84115.69}{436.02} = 192.91 KN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{84115.69}{436.02} = 192.91 KN/m^2 \end{cases}$$

D'où :

σ_m=192.21KN/m² < 1.33σ_{sol} =266KN/m²…….Condition vérifiée.

- ELS : Ns =61473.25 KN

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{61473.25}{436.02} = 140.98 KN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{61473.25}{436.02} = 140.98 KN/m^2 \end{cases}$$

D 'où : σ_m= 140.98KN/m² <σ_{sol} =200KN/m²…… Condition vérifiée.

- Calcul avec la combinaison sismique.

M_y= 39208.92 KN.m et Ns = 55463.59KN

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{55463.59}{436.02} + \frac{41184.65}{5017.36} 11.8 = 224.05 kN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{55463.59}{436.02} - \frac{41184.65}{5017.36} 11.8 = 30.34 kN/m^2 \end{cases}$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(224.05) + 30.34}{4} = 175.62 KN/m^2$

σ_m= 173.2KN/m² < 1.33σ_{sol} = 266 kN/m²…….Condition vérifiée.

-Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha\ S_{rad}\ .\ \gamma_w\ .Z\ = 1{,}5x445.88 \times 10 \times 1 = 6688.2\ KN$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier .

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10KN/m^3)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =100m)

P=53961.18kN>6688.2KN $\Rightarrow$pas de risque de soulèvement de la structure.

-Vérification au poinçonnement :

- **Vérification pour les poteaux :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité Pour une bande de largeur b =1 m.

$$N_u \leq N'_u = \frac{0{,}045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

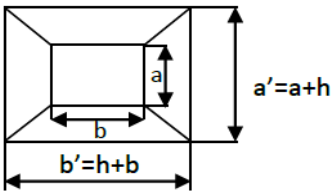
N_u=1580.57KN charge de poteau à L'ELU.

U_c: périmètre de contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

h: hauteur de la nervure égale à 100 cm.



U_c = (a+b +2h) x2 = (0.4 + 0.40 +2x1) x2 =5.6m

$$N'_u = \frac{0{,}045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045*5.6*1*25*1000}{1.5} = 4200\ KN.$$

N_u = 1580.57KN ≤4200KN …….....Condition vérifiée.

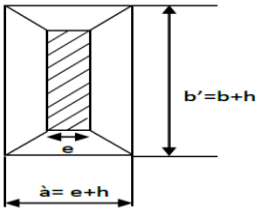
- **Vérification pour les voiles :**

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité Pour une bande de largeur b =1 m.

N_u: charge de voile àL'ELUégaleà2538.74KN.

U_i: périmètre de contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

h: hauteur de la nervure égale à 70cm.



U_c = (e+b +2h) x2 = (0.20 + 1.00 +2x1) x2 = 6.4 m.

$$N'_u = \frac{0{,}045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045*6.4*1*25*1000}{1.5} = 4800\text{KN}.$$

N_u =2538.74 KN ≤4800KN……Condition vérifiée**.**

- **Vérification au renversement:(**Art 10.1.5.du RPA99/version2003)

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

On doit vérifier**:**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{41160.21}{63471.46} = 0.64\text{m} < \frac{29.45}{4} = 7.36\text{m}$$ ……Condition vérifiée.

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{39208.92}{63471.46} = 0.61\text{m} < \frac{21.45}{4} = 5.36\text{m}$$……Condition vérifiée.

6-1 Ferraillage du radier:

Pour le calcul du ferraillage du radier ,on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifiée99)La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés.

Deux cas se présentent : avec $L_x < L_y$

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$La dalle travaille dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Remarque : le ferraillage se fera pour une bande de 1m sous flexion simple.

6-2.Ferraillage de la dalle:

Afin de simplifier ,les calculs sont considérés pour le panneau le plus sollicité, en généralisant le ferraillage pour le reste des panneaux.

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.75}{4.8} = 0.98$ le panneau travail dans les deux sens.

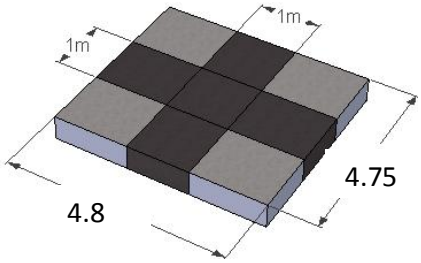


Figure VI.4.Panneau le plus sollicité

- Les contraintes prises en compte dans les calculs :

ELU : σ_m^{max} =192.21KN/m²

ELS : σ_m^{max} = 140.98KN/m²

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\textbf{ELU :} q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right).1m = \left(192.91 - \frac{11834.90}{436.02}\right) = 165.76kN/ml$$

$$\textbf{ELS :} q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right).1m = \left(140.98 - \frac{11834.90}{436.02}\right) = 113.83kN/ml$$

- Calcul à l'état limite ultime:

Les tableaux de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y:

ρ_x =0.98 μ_x = 0.0385 et μ_y =0.956

- Moment isostatique:

$M_{0,x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$ = 0.0385 x 165.76x (4.75)² = 143.38kN.m

$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x}$ = 0.956 x143.38=137.07kN.m

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures , nous allons affecté moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants:

0.85: pour les moments en travées,

0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

- Moments sur appuis :

$M_{a,x}$ = 0.5*143.38=71.69KN.m $M_{a,y}$ = 0.5*137.07=68.53kN.m

- Moments en travée**:**

$M_{t,x}$ = = 0.85*143.38=121.87KN.m $M_{t,y}$ = 0.85*137.07 =116.50KN.m

- **Ferraillage suivant x-x:**

  - Sur appuis:

$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{71.69 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392$ S.S.A

$$\mu = 0.069 \overset{\text{tableau}}{\Longrightarrow} \beta_u = 0.964$$

$A_{a,x} = \frac{M_a}{\beta d \ \sigma_{st}} = \frac{71.69 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 7.91 cm^2/ml.$

$A_{a,x} = 7.91 cm^2$ Soit :10HA12=11.3cm²/ml.

avecunespacementde10cm.

  - En travée:

$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{121.87 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.118 < 0.392$ S.S.A

$\mu = 0.118 \overset{\text{tableau}}{\Longrightarrow} \beta_u = 0{,}937$

$A_{t,x} = \frac{M_t}{\beta d \ \sigma_{st}} = \frac{121.87 \times 10^3}{0.937 \times 27 \times 348} = 13.84 cm^2/ml$

$A_{t,x} = 13.84 cm^2$ Soit :10HA14=15.4cm²/ml**.**

avecunespacementde10cm.

- **Ferraillage suivant y-y:**

  - Sur appuis :

$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{68.53 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.066 < 0.392$ S.S.A

$$\mu = 0.066 \overset{\text{tableau}}{\Longrightarrow} \beta_u = 0{,}966$$

$A_{a,x} = \frac{M_a}{\beta d \ \sigma_{st}} = \frac{68.53 \times 10^3}{0.966 \times 27 \times 348} = 7.55 cm^2/ml$

$A_{a,x} = 7.55 cm^2$ Soit :10HA12=11.3cm²/ml avecunespacementde10cm.

  - En travée:

$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{116.50 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.113 < 0.392$ S.S.A

$$\mu = 0.114 \overset{\text{tableau}}{\Longrightarrow} \beta_u = 0{,}939$$

$A_{t,x} = \frac{M_t}{\beta d \ \sigma_{st}} = \frac{116.50 * 10^3}{0.939 \times 27 \times 348} = 13.20 cm^2/ml$

$A_{t,x} = 13.20 cm^2$ Soit :10HA14=15.4cm²/mlavecunespacementde10cm.

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	10HA12/ml	10HA12/ml
Armatures en travée	10HA14/ml	10HA14/ml

Tableau.VI.4:Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.

1. Vérification à l'état limite ultime:

a. Condition de non-fragilité **:**Art B.7.4 BAEL 91

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence$\rho_0$quidépenddelanuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas,ρ_0=0,8‰ pour les HA FeE400.

- Armatures parallèles à L_X:

$$\rho_x = \frac{A_{min\ x}}{b\ x\ h} \geq \rho_0\ x\ \frac{(3-\rho_x)}{2}$$

$A_{min\ x} = \rho_0 \frac{(3-\rho_x)}{2} xb\ xh = 0.0008x\frac{(3-0.98\ )}{2}\ x\ 100x\ 30 = 2.42cm^2$

- En appuis : $A_a^x = 11.3cm^2 > A_{min} = 2.42$ ……Condition vérifiée.
- En travée :$A_t^x = 15.4cm^2 > A_{min} = 2.42cm^2$ ……Condition vérifiée.

- Armatures parallèles à L_y**:**

$A_{min\ y} = \rho_x\ xb\ xh = 0.0008\ x\ 100\ x\ 30 = 2.4\ cm^2$

- n appuis : $A_a^y = 11.3cm^2 > A_{min} = 2.4cm^2$ ……....Condition vérifiée**.**
- En travée :$A_t^y = 15.4cm^2 > A_{min} = 2.4cm^2$……Condition vérifiée**.**

b. Espacements des armatures:(Art A.8.2 ,42 BAEL 91 modifiée 99).

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- Armatures parallèles à L_X:

St ≤ min {3h, 33cm} = 33 cm

St = 10cm < 33 cm…….. Condition vérifiée.

- Armatures parallèles à L_y:

$S_t \leq \min\{4h\,, 45cm\}$

$S_t = 10cm < 33$……..Condition vérifiée

2. Calcul à l'ELS :

- Evaluation des moments $M_x ; M_y$:

▪ **Sens x-x :**

ρ_x=0.98 μ_x=0.0459 ,μ_y= 0.970

$M_0^x = \mu_x q_s L_x^2$ =0.0459*113.59*(4.75)²=117.63KN.m

Moment aux appuis :M_x^a =0.5*117.63=58.81KN.m

Moment en travées :M_x^t =0.85*117.63=99.98KN.m

▪ **Sens y-y :**

$M_0^y = \mu_y M_0^x$ = 0.970* 117.63= 114.10KN.m

Moment aux appuis : M_y^a =0.5*114.10=57.05KN.m

Moment en travées : M_y^t =0.85*114.10=96.98KN.m

a. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier le condition suivante :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} == \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 dA_s} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

		Ms	As	ρ_1	k_1	β_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
Sens (x-x)	appuis	58.82	11.3	0.418	35.50	0.901	213.97	6.02	15	CV
	travée	99.98	15.4	0.570	29.25	0.887	271.08	9.26	15	CV
Sens (y-y)	appuis	57.05	11.3	0.418	35.50	0.901	207.53	5.84	15	CV
	travée	96.98	15.40	0.570	29.25	0.887	262.95	8.98	15	CV

Tableau.VI.5: vérification des contraintes.

6.3.Ferraillage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis

- Le rapport $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ 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 du ferraillage ,on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituantes 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.
  - Cas de chargement trapézoïdal :

-Moment fléchissant: $l_m = l_x (0.5 – \rho x^2 /6)$

-Effort tranchant : $l_t = l_x (0.5 – \rho x /4)$

  - Cas de chargement triangulaire :

$L_x = L_y$ $\rho x = 1$

-Moment fléchissant: $l_m = 0.333 \times l_x$

-Effort tranchant: $l_t = 0.25 \times l_x$

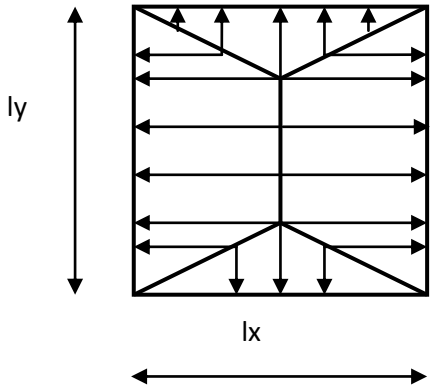


Figure VI.5 : Présentation des chargements

1. Les charges revenant aux nervures :

qu= 165.76 KN/ml.

qs = 113.83KN/ml.

Remarque.

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file **5** dans le sens XX , et la fille C dans le sens Y-Y

Sens X-X :

travée	p_d	p_g	qu	L_dm	L_dt	L_gm	L_gt	q_dm	q_dt	q_gm	q_gt	Σqm	Σqt
A-B	0.66	0.74	165.76	1.05	1.20	1.05	1.06	173.14	198.07	173.14	175.38	346.28	373.45
B-C	0.98	0.90	165.76	1.57	1.20	1.55	1.26	258.34	198.07	255.15	207.35	513.49	405.42
C-D	0.99	0.89	165.76	1.58	1.20	1.56	1.27	261.08	198.07	257.15	210.35	518.24	408.43
D-E	0.71	0.80	165.76	1.13	1.20	1.13	1.06	186.88	198.07	186.88	175.38	373.76	373.45
E-F	0.81	0.92	165.76	1.30	1.20	1.30	1.06	214.36	198.07	214.36	175.38	428.73	373.45
F-G	0.70	0.79	165.76	1.12	1.09	1.12	1.06	184.13	180.00	184.13	175.38	368.27	355.37
G-H	0.67	0.75	165.76	1.07	1.07	1.07	1.06	175.89	176.06	175.89	175.38	351.78	351.44
H-I	0.63	0.71	165.76	1.00	1.20	1.00	1.06	164.89	198.07	164.89	175.38	329.79	373.45

Tableau. VI.9: charges revenant à la nervure la plus sollicitée à ELU.

.

travée	p_d	p_g	qu	L_dm	L_dt	L_gm	L_gt	q_dm	q_dt	q_gm	q_gt	Σqm	Σqt
A-B	0.66	0.74	113.98	1.05	1.20	1.05	1.06	119.15	136.31	119.15	120.69	238.30	257.00
B-C	0.98	0.90	113.98	1.57	1.20	1.55	1.26	177.78	136.31	175.59	142.69	353.37	279.00
C-D	0.99	0.89	113.98	1.58	1.20	1.56	1.27	179.67	136.31	176.97	144.76	356.64	281.07
D-E	0.71	0.80	113.98	1.13	1.20	1.13	1.06	128.61	136.31	128.61	120.69	257.21	257.00
E-F	0.81	0.92	113.98	1.30	1.20	1.30	1.06	147.52	136.31	147.52	120.69	295.04	257.00
F-G	0.70	0.79	113.98	1.12	1.09	1.12	1.06	126.72	123.87	126.72	120.69	253.43	244.56
G-H	0.67	0.75	113.98	1.07	1.07	1.07	1.06	121.04	121.16	121.04	120.69	242.08	241.85
H-I	0.63	0.71	113.98	1.00	1.20	1.00	1.06	113.48	136.31	113.48	120.69	226.95	257.00

Tableau. VI.10: charges revenant à la nervure la plus sollicitée à ELS.

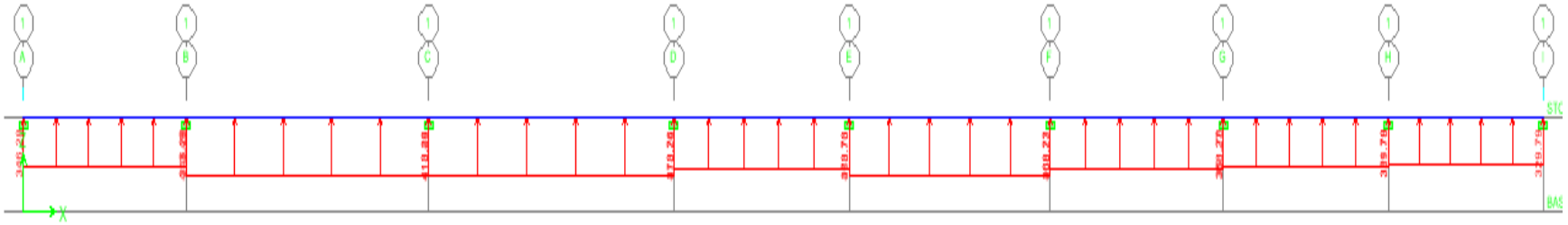


Figure VI.6: Le chargement a l'ELU.

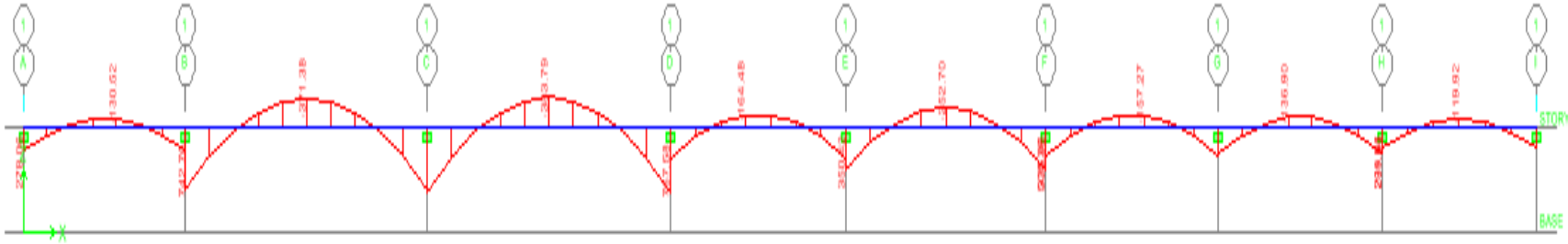


Figure VI.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

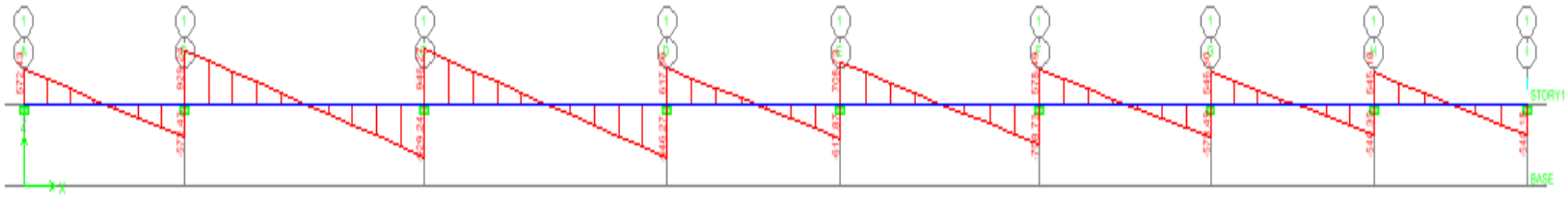


Figure VI.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- **Calcul des armatures.**

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travées.

b= 40 cm ; d = 97 cm ; fbc = 14.20MPa ; Ϭst = 348 MPa ; h=100cm.

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Zone	Mu_{max}	μ	Obs	β	A_{st}	ferraillage	$A_{adoptée}$
appui	767.58	0.144	SSA	0.926	24.56	4HA20+6HA16	24.62
travée	383.79	0.072	SSA	0.963	11.81	8HA14	12.32

Tableau.VI.12:Récapitulatif du ferraillage de la nervure (file5).

travée	Lx	Ly	p	qu	L_dm	L_dt	L_gm	L_gt	q_dm	q_dt	q_gm	q_gt	Σqm	Σqt
1-2	4.25	4.75	0.89	165.06	1.40	1.19	1.56	1.27	231.50	196.01	257.15	210.35	488.65	406.36
2-3	4.75	4.8	0.99	165.06	1.60	1.22	1.60	1.21	264.05	202.18	264.05	200.07	528.11	402.25
3-4	3	4.75	0.63	165.06	1.00	1.19	1.00	0.75	164.89	196.01	164.89	123.80	329.79	319.80
4-5	3	4.75	0.63	165.06	1.00	1.19	1.00	0.75	164.89	196.01	164.89	123.80	329.79	319.80
5-6	3.05	4.75	0.64	165.06	1.02	1.19	1.02	0.76	167.64	196.01	167.64	125.86	335.29	321.87

Tableau. VI.13: charges revenant à la nervure la plus sollicitée à l'ELU.

travée	Lx	Ly	p	qu	L_dm	L_dt	L_gm	L_gt	q_dm	q_dt	q_gm	q_gt	Σqm	Σqt
1-2	4.25	4.75	0.89	113.59	1.56	1.27	176.97	144.76	1.12	1.06	127.38	120.63	279.29	251.94
2-3	4.75	4.8	0.99	113.59	1.60	1.21	181.71	137.68	1.42	1.80	160.72	204.12	321.53	348.78
3-4	3	4.75	0.63	113.59	1.00	0.75	113.48	85.19	1.00	0.85	113.42	96.50	226.89	181.69
4-5	3	4.75	0.63	113.59	1.00	0.75	113.48	85.19	1.00	0.85	113.42	96.50	226.89	181.69
5-6	3.05	4.75	0.64	113.59	1.02	0.76	115.37	86.61	1.02	0.85	115.31	96.50	230.67	183.11

Tableau. VI.14:charges revenant à la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

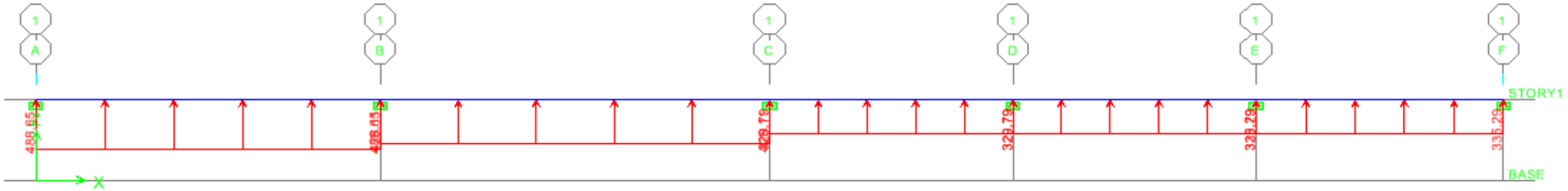


Figure VI.9: Le chargement a l'ELU

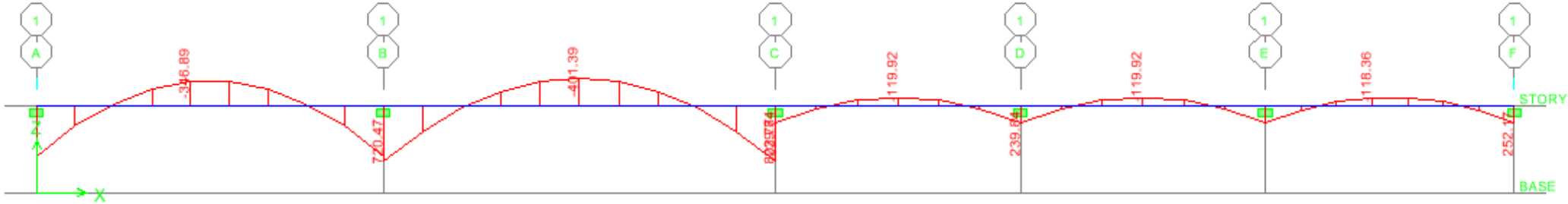


Figure VI.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

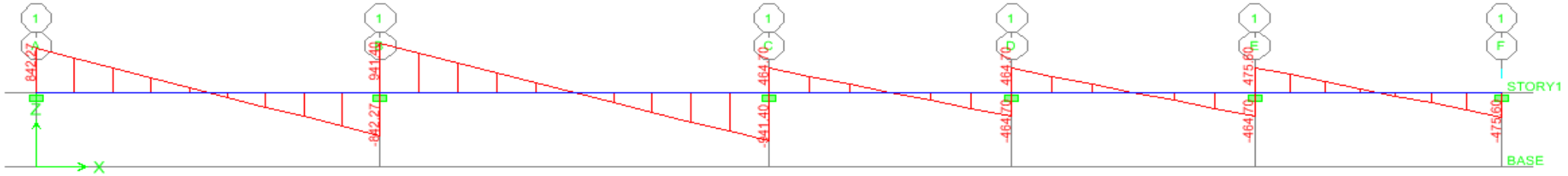


Figure VI.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- **Calcul des armatures.**

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travées.

b= 60 cm ; d = 97 cm ; fbc = 14.20MPa ; Ϭst = 348 MPa ; h=100cm.

Zone	Mu_{max}	μ	Obs	B	A_{st}	ferraillage	$A_{adoptée}$
appui	802.97	0.150	SSA	0.918	25.91	6HA20+4HA16	26.88
travée	401.39	0.076	SSA	0.966	12.31	8HA14	12.32

Tableau.VI.19:Récapitulatif du ferraillage de la nervure (fileC).

- **Vérification à l'ELU.**

a. Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$A_{min} = 0.23\ b.\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 97 \times \frac{2.1}{348} = 5.38cm^2$

- **Sens X-X :**

- En appuis : Au =24.62 cm^2 >5.38
- En travée : Au =12.32cm^2 >5.38 ……..Condition vérifiée**.**

- **Sens Y-Y :**

- En appuis : Au =26.88 cm^2 >5.38
- En travée : Au = 12.32 cm^2 >5.38

b. Vérification de l'effort tranchant **:**(Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$\boldsymbol{\tau_u} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma b};\ 4\ \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0{,}15\times 25}{1{,}5};\ 4\ \text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

- **Sens X-X :**

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{946.27 \times 10^3}{400 \times 970} = 2{,}4\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{941.40 \times 10^3}{400 \times 970} = 2.4\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5\text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition est vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant **:**

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) **:**

On doit vérifier la relation suivante :

$$T_u \leq \frac{0{,}8\, f_{c28}}{2\gamma_b} b\ 0.9d$$

- **Sens x-x :**

$\mathbf{T_u} = 946.27\ \text{KN} \leq 0{,}36 \times \frac{25 \times 400 \times 970}{1{,}5} = 2328\ \text{kN}$ …… Condition est vérifiée.

- **Sens y-y :**

$\mathbf{T_u} = 941.40\text{KN} \leq 0{,}36 \times \frac{25 \times 400 \times 970}{1{,}5} = 2328\text{kN}$ …… Condition est vérifiée.

d. Influence sur les aciers (Art A.5.1.321 BAEL 91 modifiée 99) :

Si : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$.

Si : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} < 0$ =>la vérification n'est pas nécessaire.

- **Sens X-X :**

$As = 24.62\text{cm}^2 > \left(946.2710^3 - \frac{767.58*10^6}{0.9*970} \right) \frac{1}{348} = 1.92$ ……Condition vérifiée.

- **Sens Y-Y :**

$As = 26.88 \succ 941.40*10^3 - \frac{802.97.73*10^6}{0.9*970} = 0.62$ ……Condition vérifiée.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :

(Art.A.6.1,3,BAEL91/99*).*

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5\text{x}\ 2.1 = 3.15\text{MPa}$ avec ψ=1.5 pour HA.

- **Sens x-x :**

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{946.27\ \ 10^3}{0.9(970)\ \ 45.24} = 2.39\text{MPa}$

Σu_i: Somme des périmètres utilisés des armatures. $\Sigma u_i = \Sigma\ (n\ x\pi\ x\ \phi i) = 40.19$ cm

$\tau_{se} = 2.39\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa ……Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d\sum u_i} = \frac{941.40\ \ 10^3}{0.9(970)\ \ 57.77} = 1.86MPa$$

Σu_i: Somme des périmètres utilisés des armatures. $\Sigma u_i = \Sigma\ (\pi \times \phi i) = 40.19$ cm

$\tau_{se} = 2.06MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa……..Condition vérifiée

f. Calcul des armatures transversales: **(**BAEL 91 Art A.7.2.2)

- Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_{Lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Soit $\varphi_t = 8mm$.

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\varphi\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12\times 2\right\} = \min\{25cm; 24cm\} = 24cm$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4};\right\} = 25cm$$

- Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) .

-Zone nodale : Soit : $S_t = 10$ cm

$$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 10 \times 40 = 1{,}2\ cm^2$$

-Zone courante : Soit *:* $S_t = 15cm$

$$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 40 = 1.8\ cm^2.$$

Donc : On choisira deux cadres soit :$\boldsymbol{A_t = 4HA8 = 2.01cm^2.}$

- **Armature de peau :(**A.4.5,321 (BAEL 91 modifiées 99).

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3cm^2/ml$)par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Ap=$3cm^2$ /ml x 1.00m = $3cm^2$

On opte pour : 2HA14 = 3.08 cm^2

- **Vérification à l'ELS** :

a. Vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier le condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \; \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} == \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 dA_s} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

		Ms	As	ρ_1	k_1	β	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
Sens(x-x)	appuis	651.25	24.62	0.633	27.73	0.883	308.83	11.13	15	CV
	travée	325.62	12.32	0.316	41.82	0.912	298.76	7.14	15	CV
Sens(y-y)	appuis	598.21	26.88	0.690	26.32	0.879	261.01	9.91	15	CV
	travée	299.07	12.32	0.316	41.82	0.912	274.40	6.56	15	CV

Tableau.VI.20: vérification des contraintes.

6-4.. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

Remarque :

Vu que la longueur des débords égale à 50cm, les armatures de la dalle seront largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

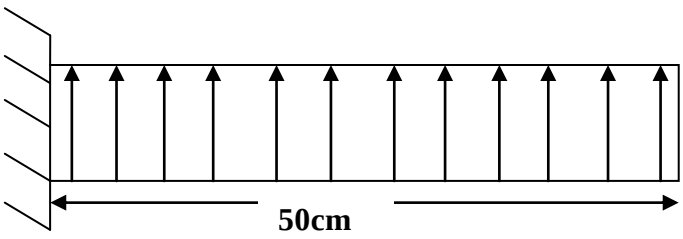


Figure.VI.20 : Schéma statique du débord.

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

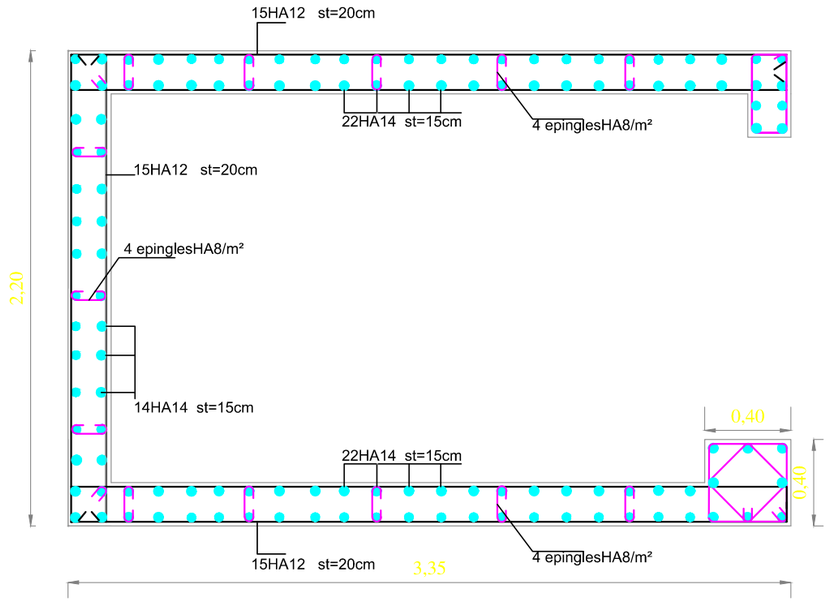
La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations des dispositions du système de contreventement, pour avoir une bonne distribution des voiles qui peut réduire les effets des modes de torsion, et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portique voiles permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celle reprise par les portiques.

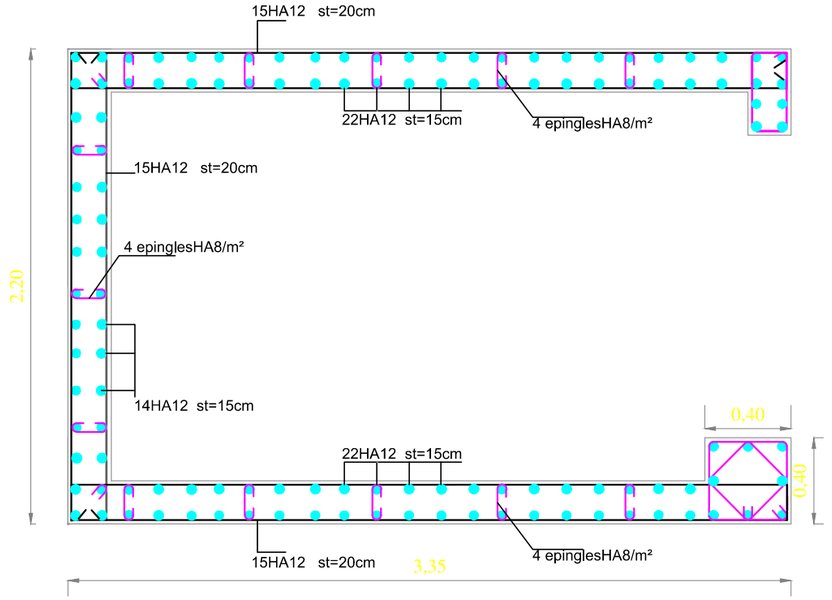
Cette étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de bien comprendre certains phénomènes et comportements, d'arriver à une interprétation approchée pour les résultats de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir.

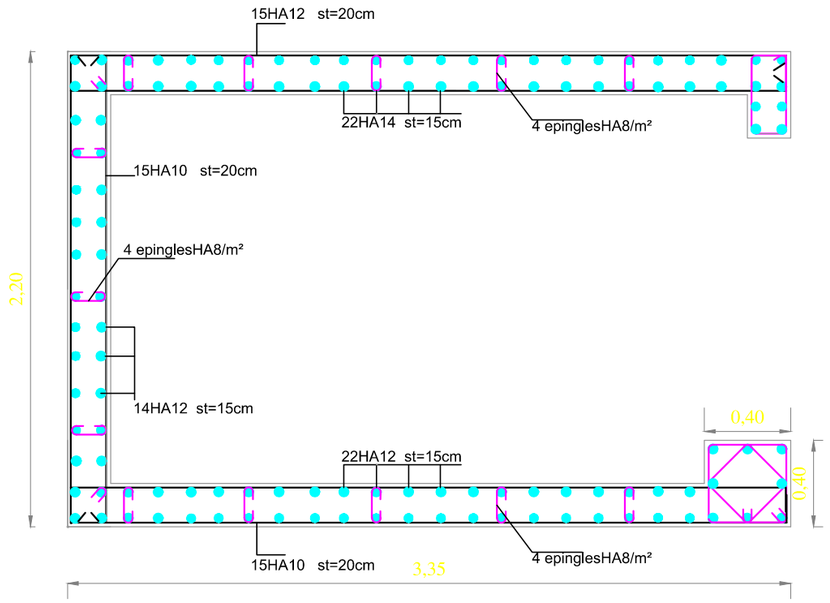
voile d'ascensseur:zone1



voile d'ascensseur:zone2

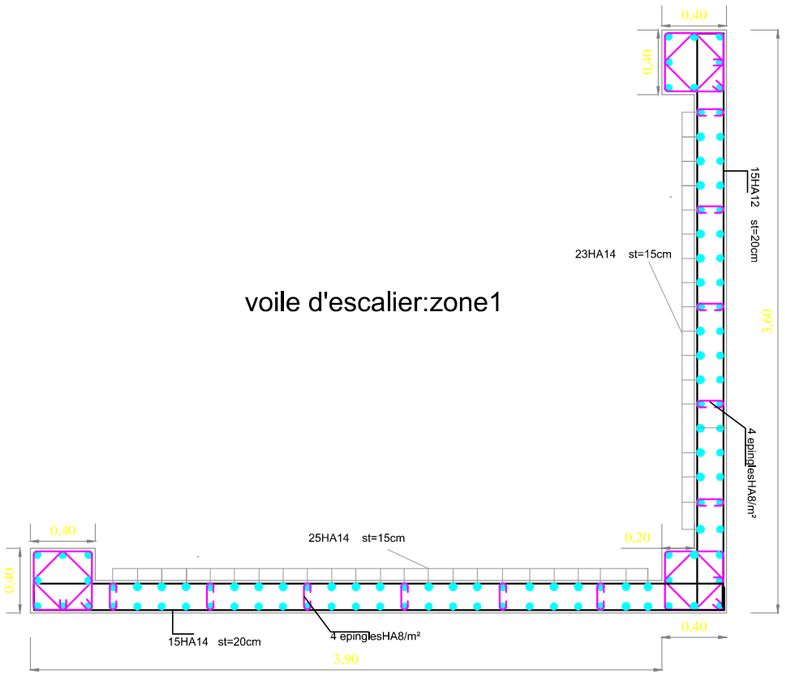


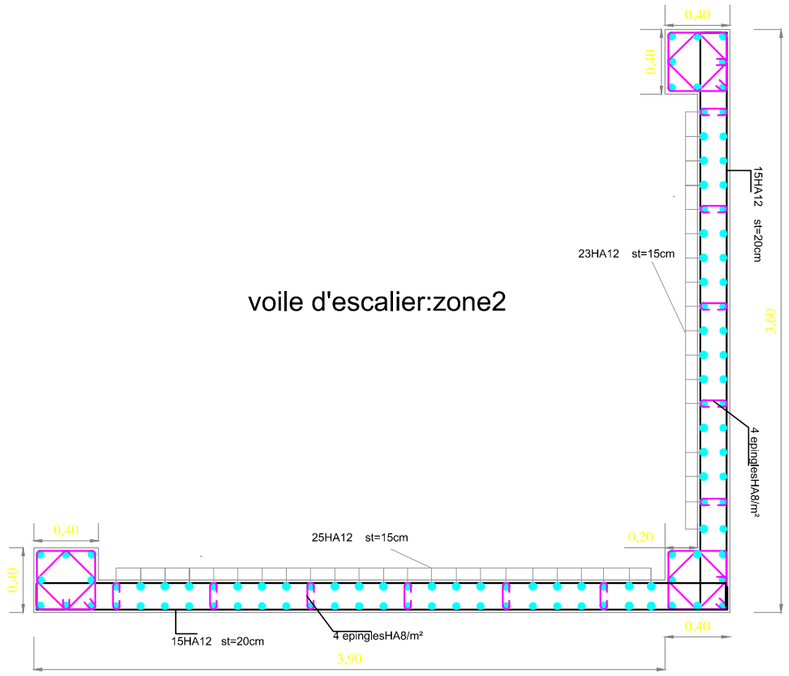
voile d'ascensseur:zone3

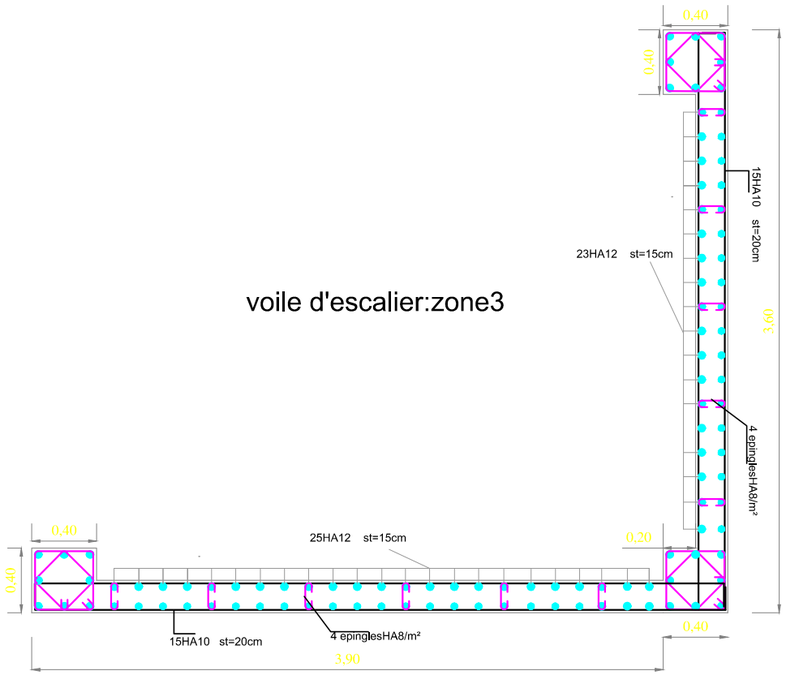


République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage de voile d'ascensseur*
Etudié par	*Belkacem lynda* *Mokhtari lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*



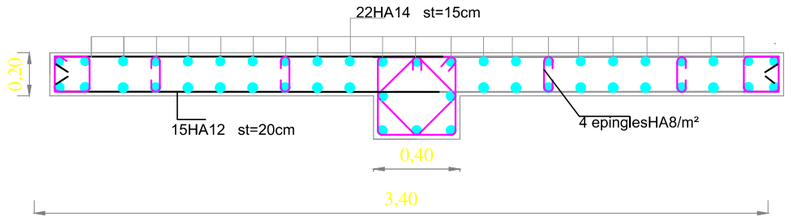




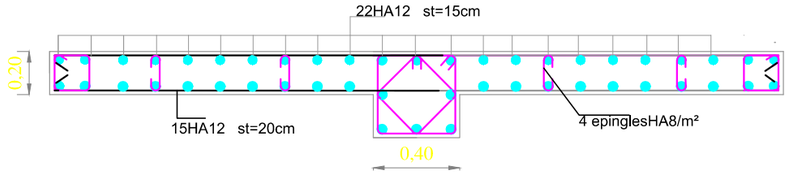
République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage d'éscalier*
Etudié par	*Belkacem lynda* *Mokhtari lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*

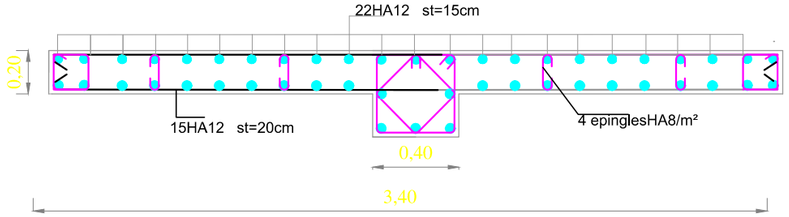
voile transversal 1:zone1



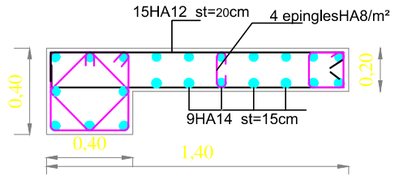
voile transversal 1:zone2



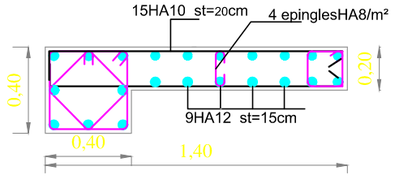
voile transversal 1:zone3



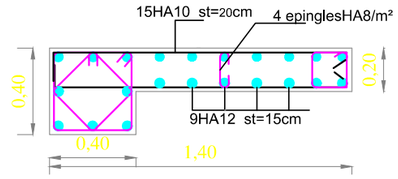
voile transversal 5:zone1



voile transversal 5:zone2



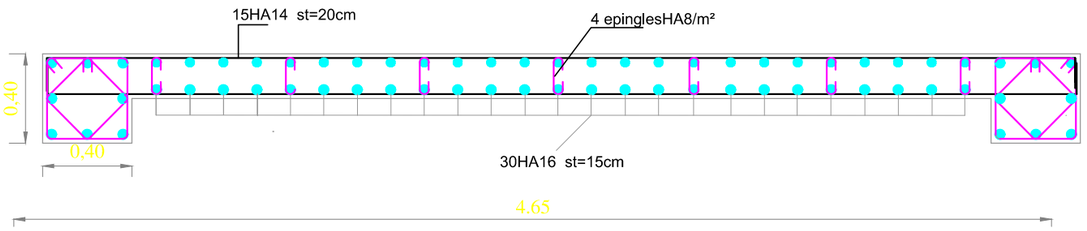
voile transversal 5:zone3



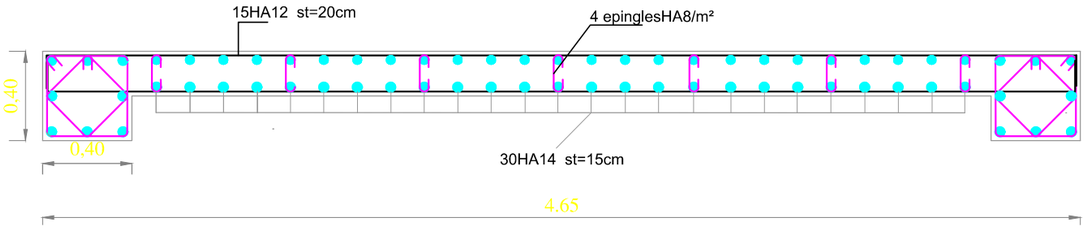
République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage des transversal 1 et 5*
Etudié par	*Belkacem lynda* *Mokhtari lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*

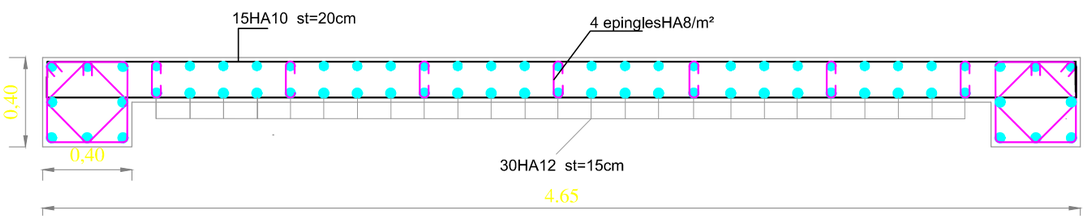
voile transversal 2:zone1



voile transversal 2:zone2



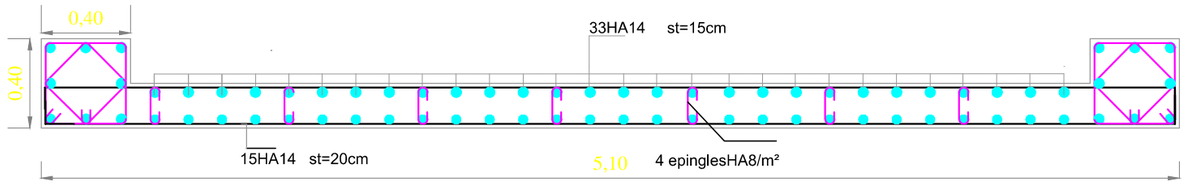
voile transversal 2:zone3



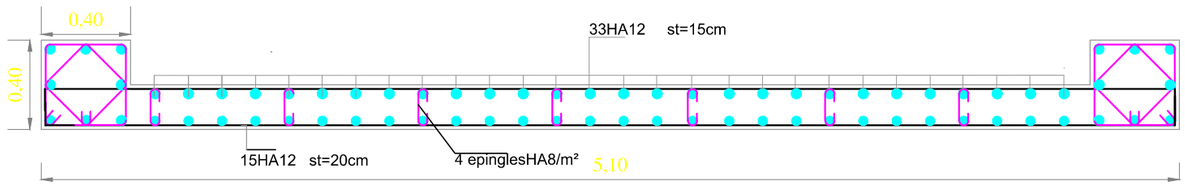
République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage du voile transversal 2*
Etudié par	*Belkacem lynda* *Mokhtari lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*

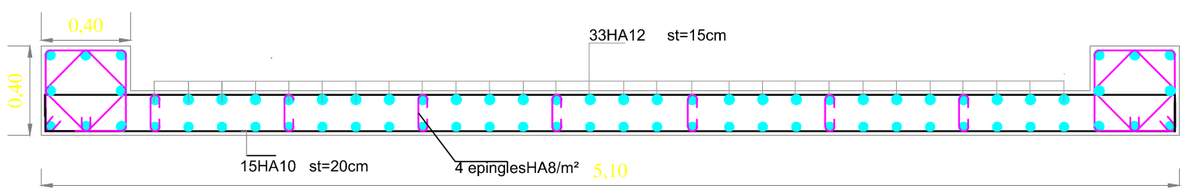
voile longitudinal 1:zone1



voile longitudinal 1:zone2



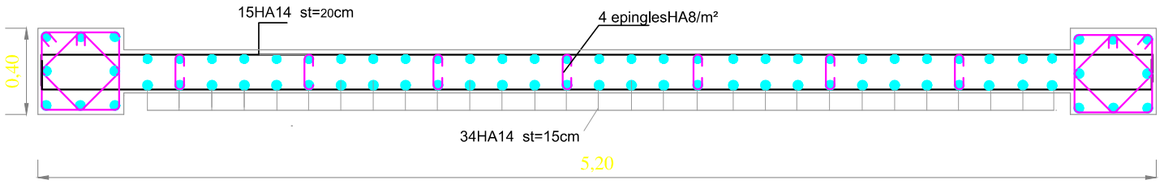
voile longitudinal 1:zone3



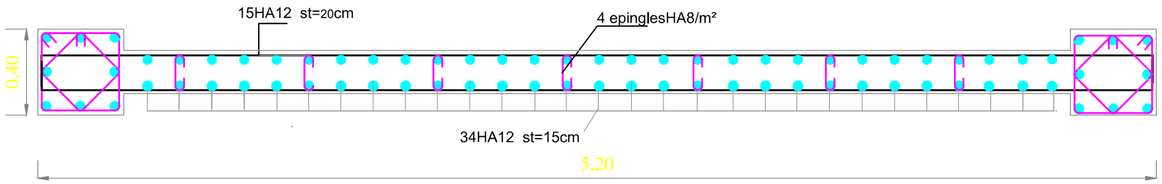
République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage du voile longitudinal 1*
Etudié par	*Belkacem lynda* *Mokhtari lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*

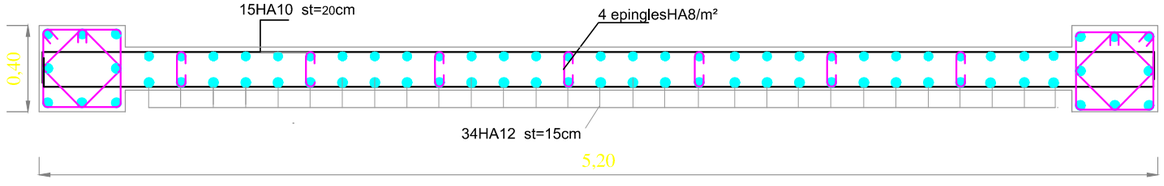
voile transversal 3:zone1



voile transversal 3:zone2

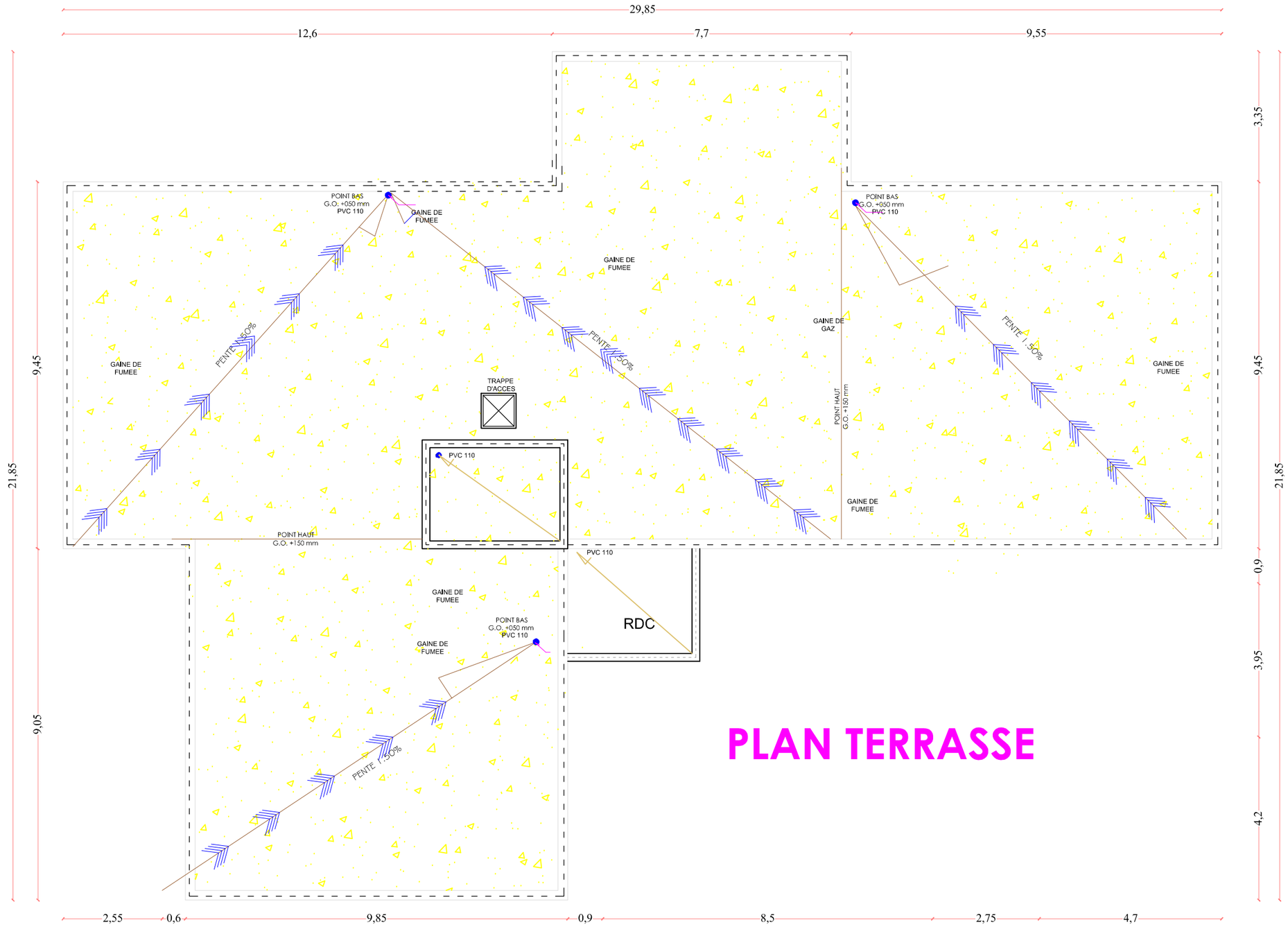


voile transversal 3:zone3



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

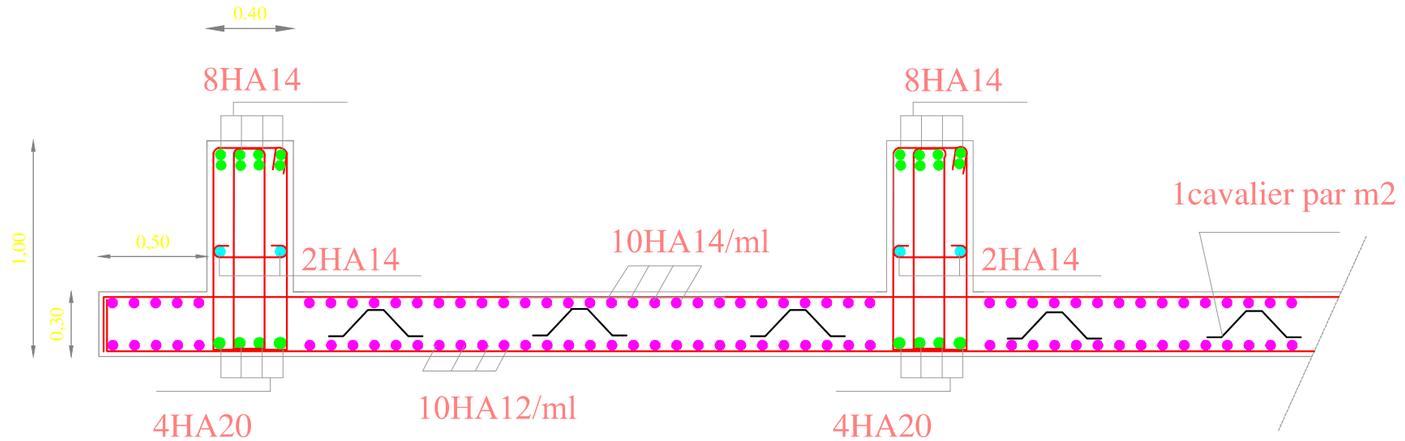
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage du voile transversal 3*
Etudié par	*Belkacem lynda* *Mokhtari lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*



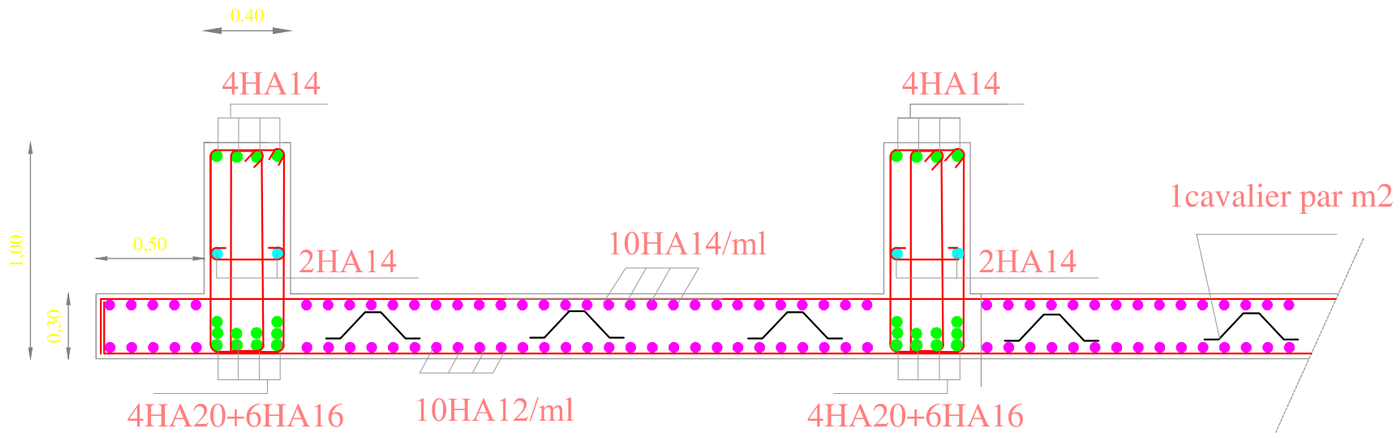
PLAN TERRASSE

Sens X-X

Ferraillage des nervures en travée et de la dalle de radier



Ferraillage des nervures aux appuis et de la dalle de radier

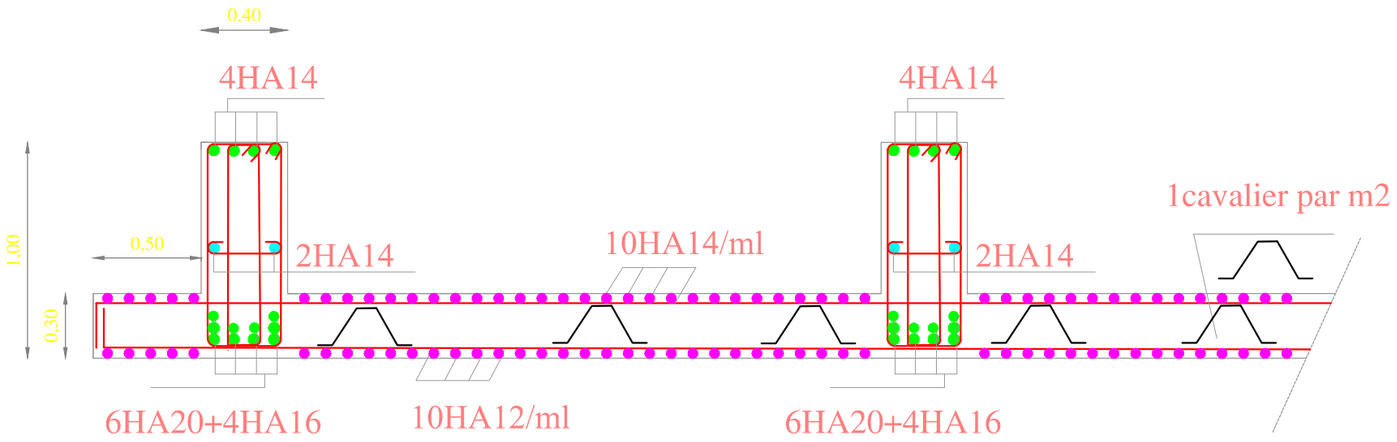


République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

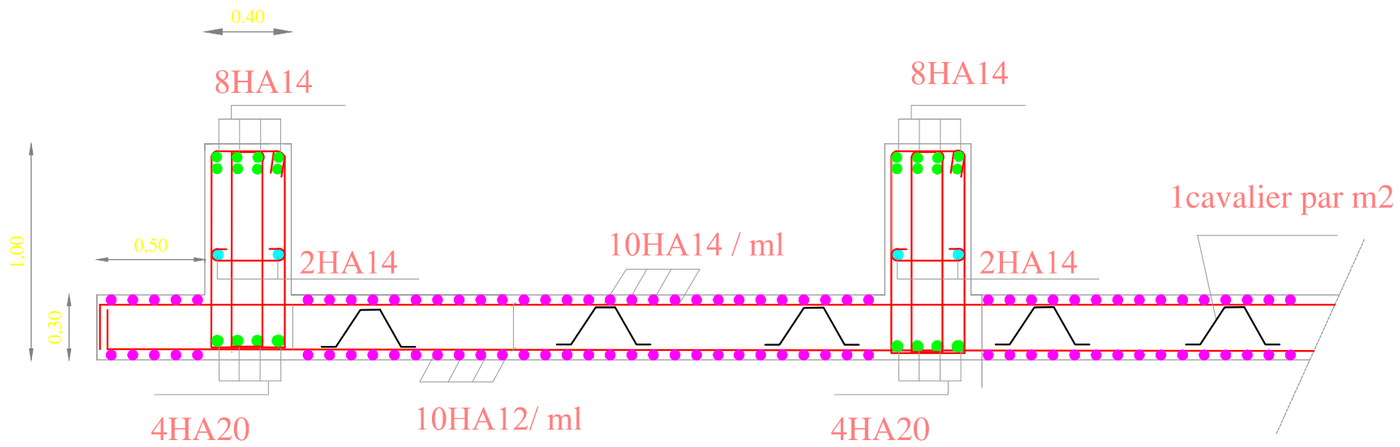
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) à usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage de la nervure sens x-x*
Etudie par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérriegé par	*Mr Louzai*

Sens Y-Y

Ferraillage des nervures aux appuis et de la dalle de radier



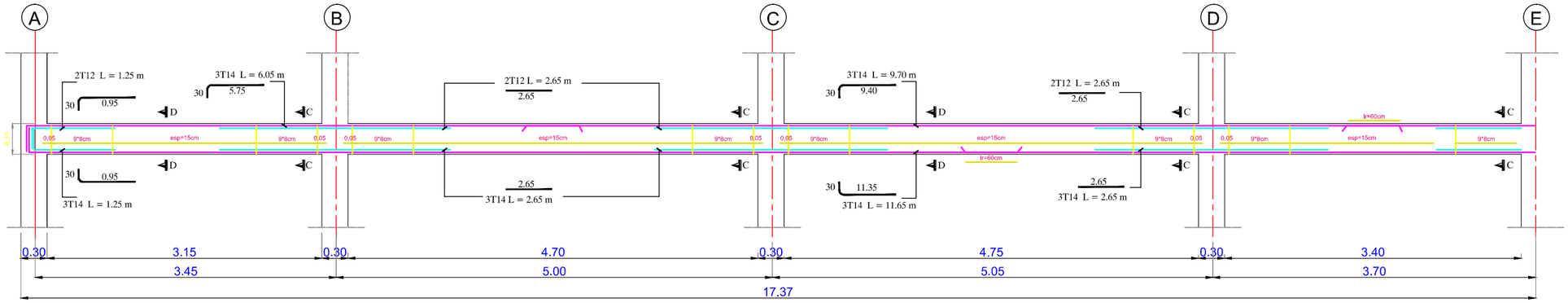
Ferraillage des nervures en travée et de la dalle de radier



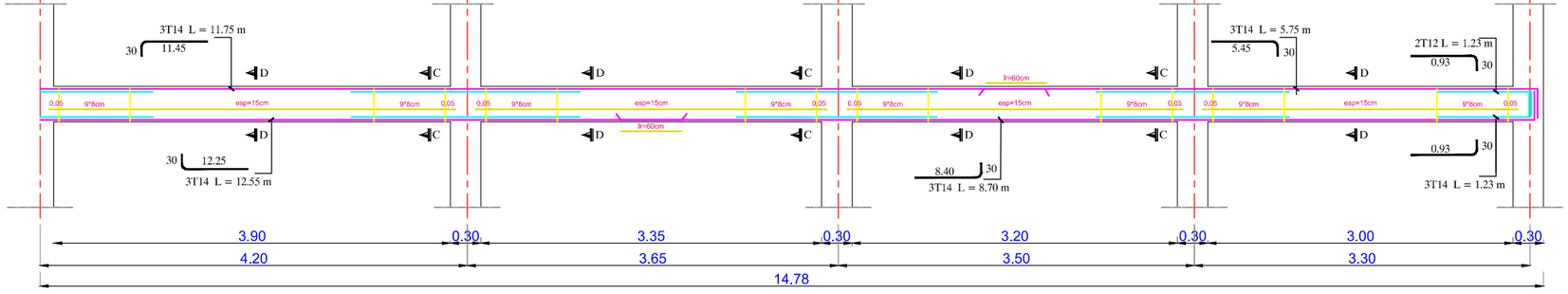
République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) à usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage de la nervure sens y-y*
Etudie par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*

Ferraillage des poutres secondaies (A-B. B-C.C-D. D-E ech:1/50)

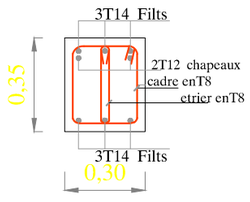


Ferraillage des poutres secondaies (E-F. F-G.G-H.H-I ech:1/50)

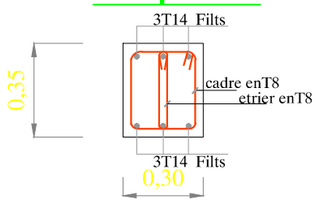


Poutres Secondaires:(ech:1/20)

Coupe C-C



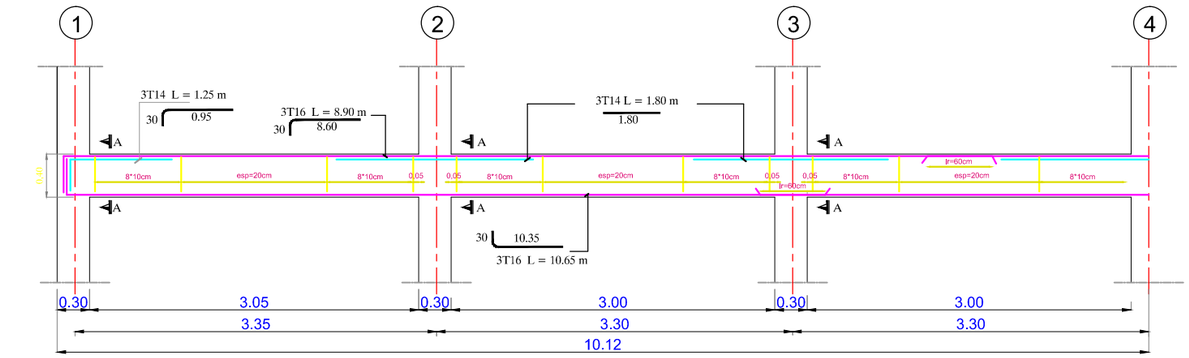
Coupe D-D



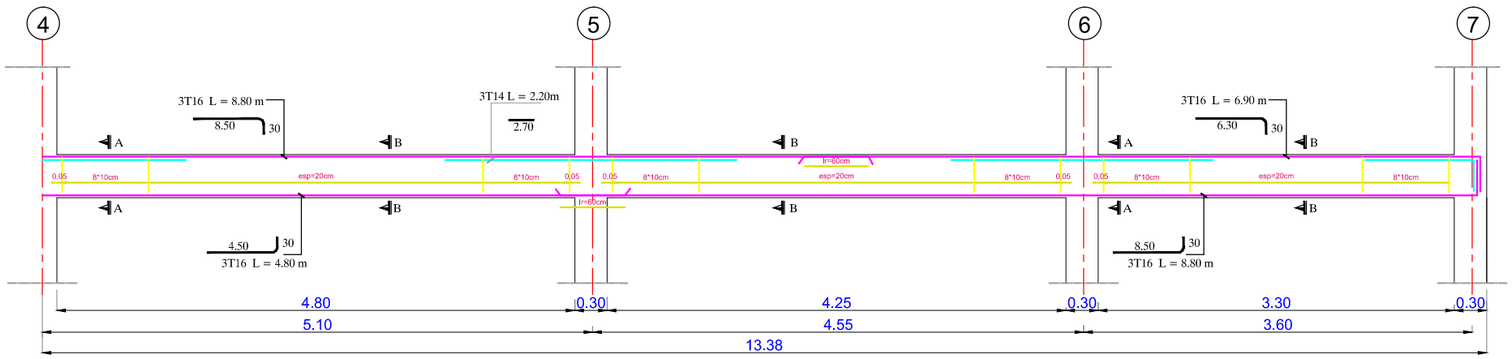
République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage des poutres secondaires*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/50*

Ferraillage des poutres principales (1-2,2-3,3-4 ech:1/50)

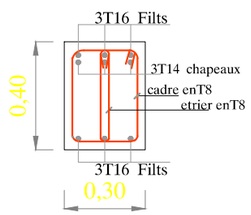


Ferraillage des poutres principales (4-5,5-6,6-7 ech:1/50)

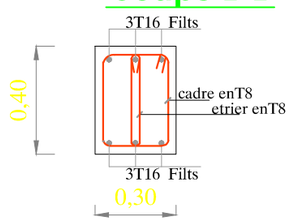


Poutres principales:(ech:1/20)

Coupe A-A

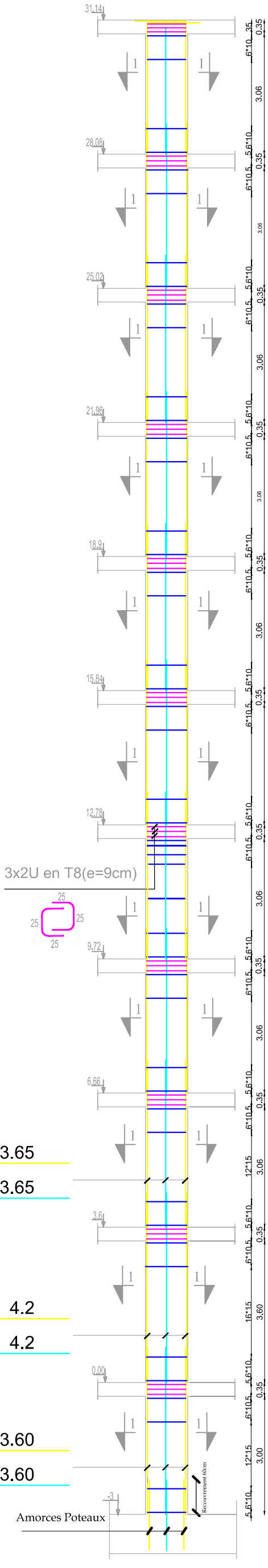


Coupe B-B

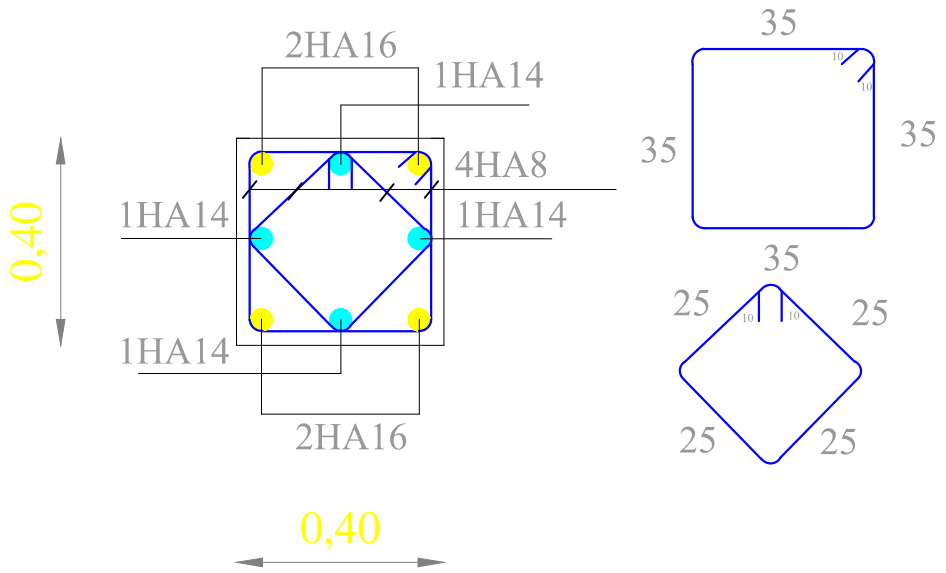


République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

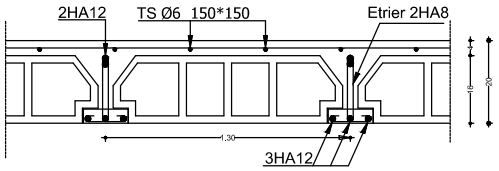
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage des poutres principales*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/50*



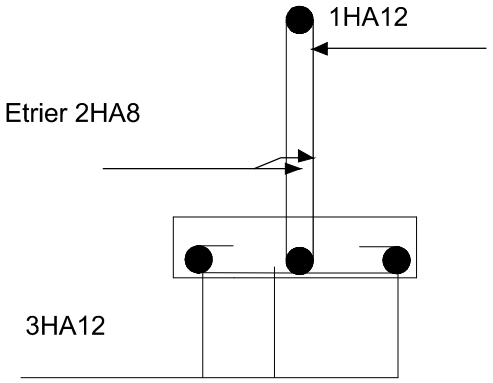
Coupe 1-1



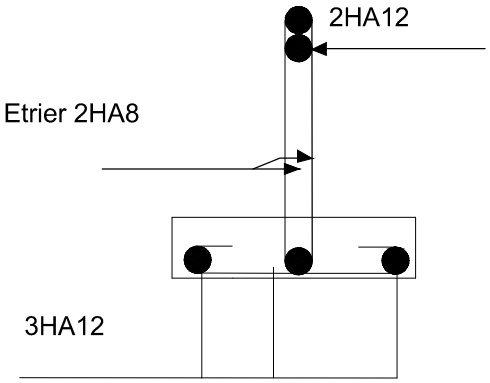
République Algérienne Démocratique et Populaire *Université de Mouloud Mammeri* *Faculté de Génie de la Construction* *Département de Génie Civil*	
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol)* *à usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage des poteaux*
Etudie par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*



Plan de ferraillage du plancher

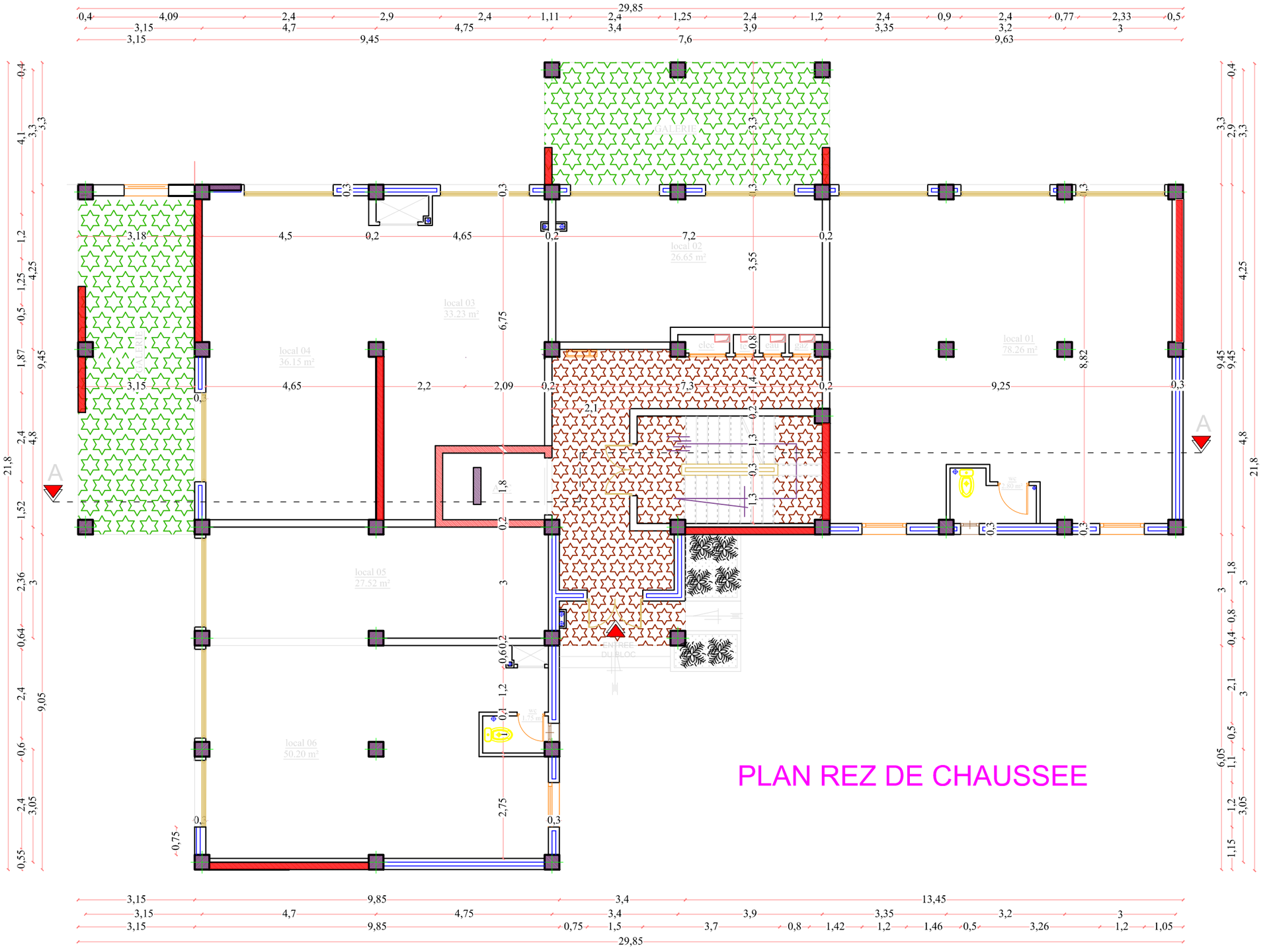


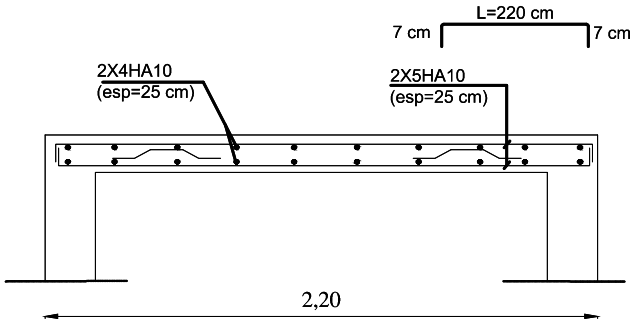
Coupe en travée



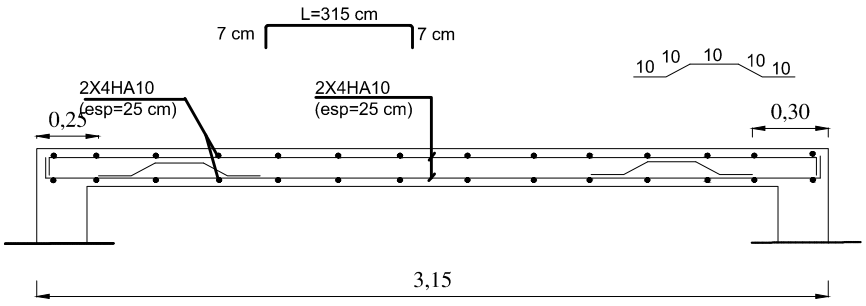
Coupe en appuis

Université de Mouloud Mammeri *Faculté de Génie de la Construction* *Département de Génie Civil*	
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Ferraillage du plancher*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*


local 01
78.26 m²
local 02
26.65 m²
local 03
33.23 m²
local 04
36.15 m²
local 05
27.52 m²
local 06
50.20 m²
GALERIE
ENTREE
DU BLOC
elec
eau
gaz
PLAN REZ DE CHAUSSEE



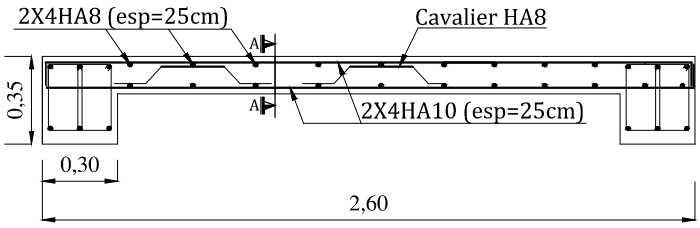
Sens X-X

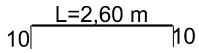


Sens Y-Y

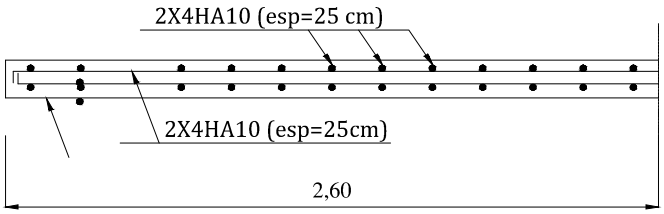
Université de Mouloud Mammeri *Faculté de Génie de la Construction* *Département de Génie Civil*	
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage de la salle machine*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*

Sens x-x:

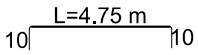


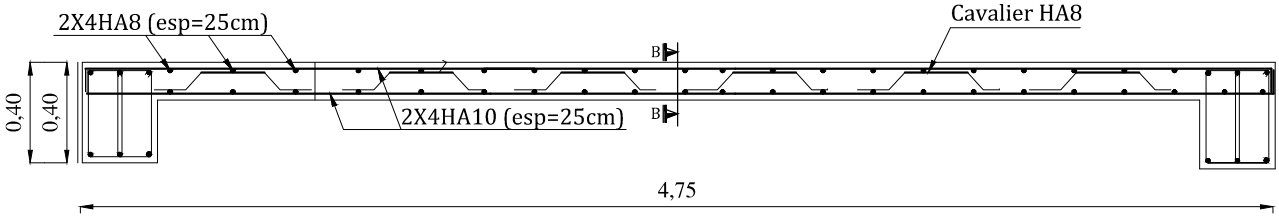


Coupe A-A:

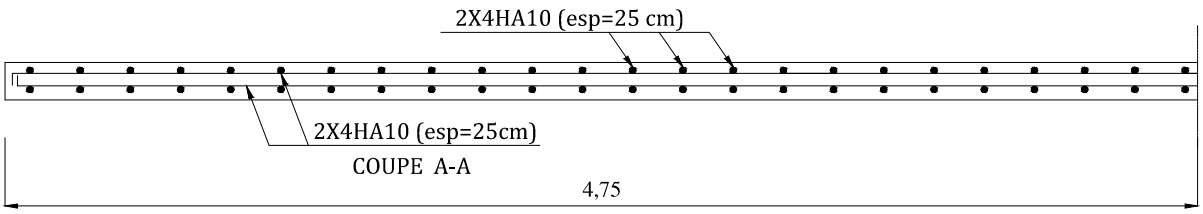


Sens y-y:



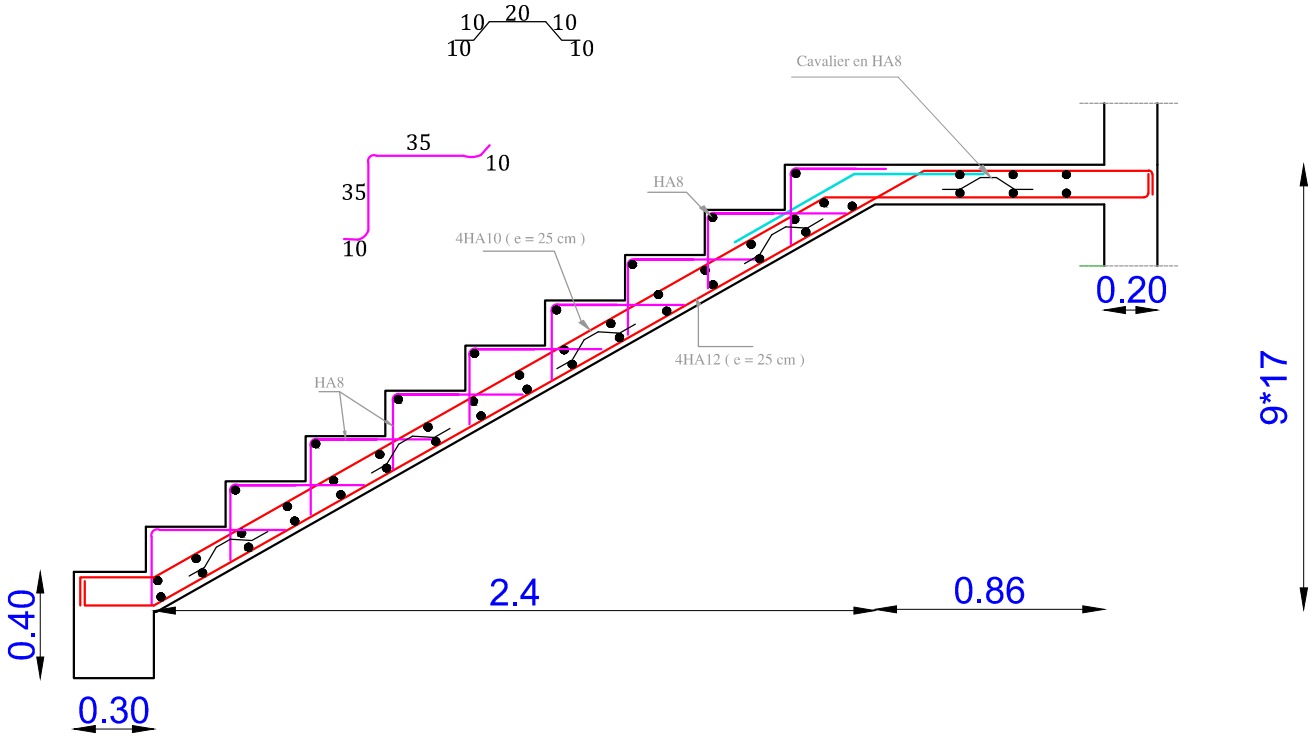


Coupe B-B:



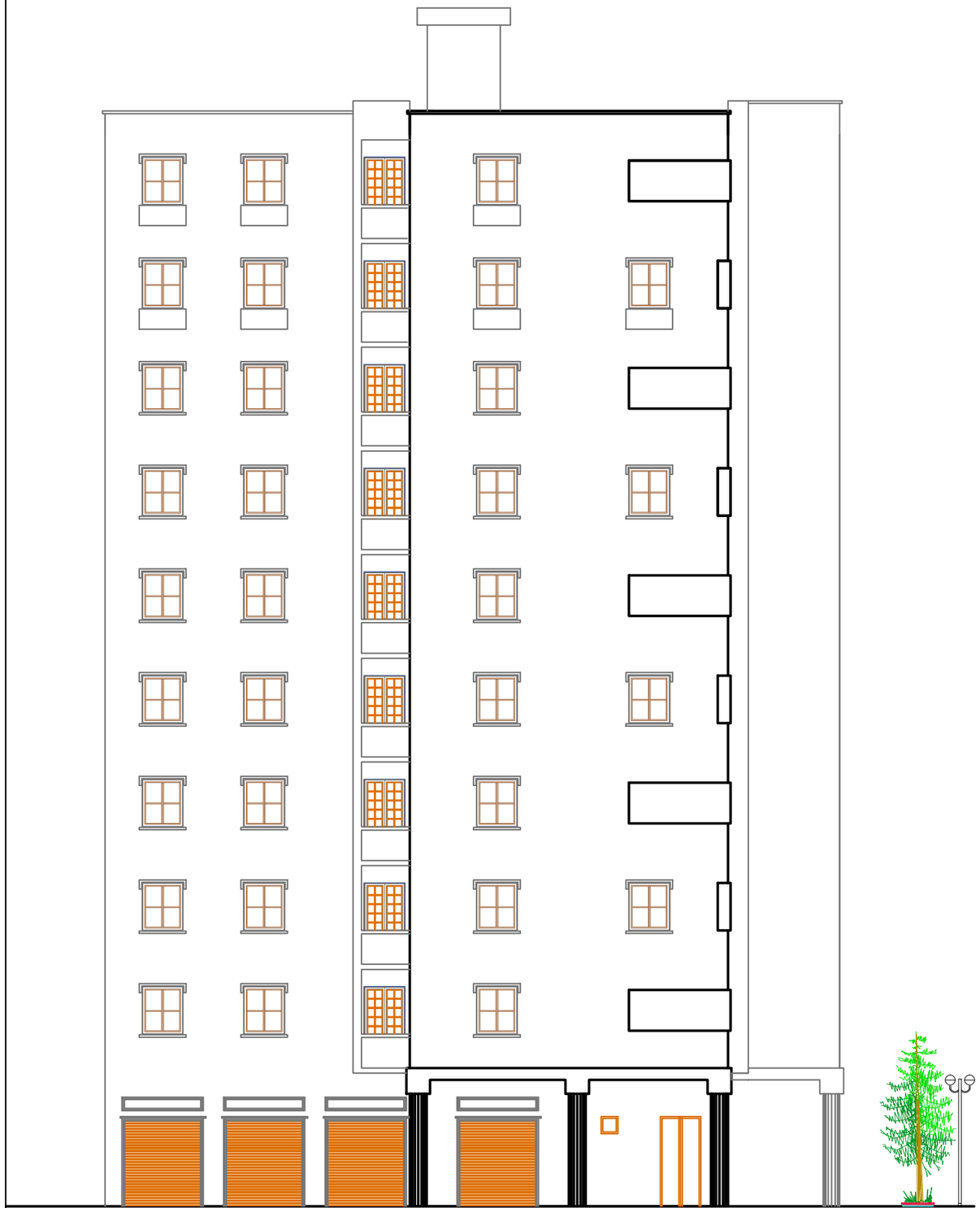
République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage de la dalle pleine*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*

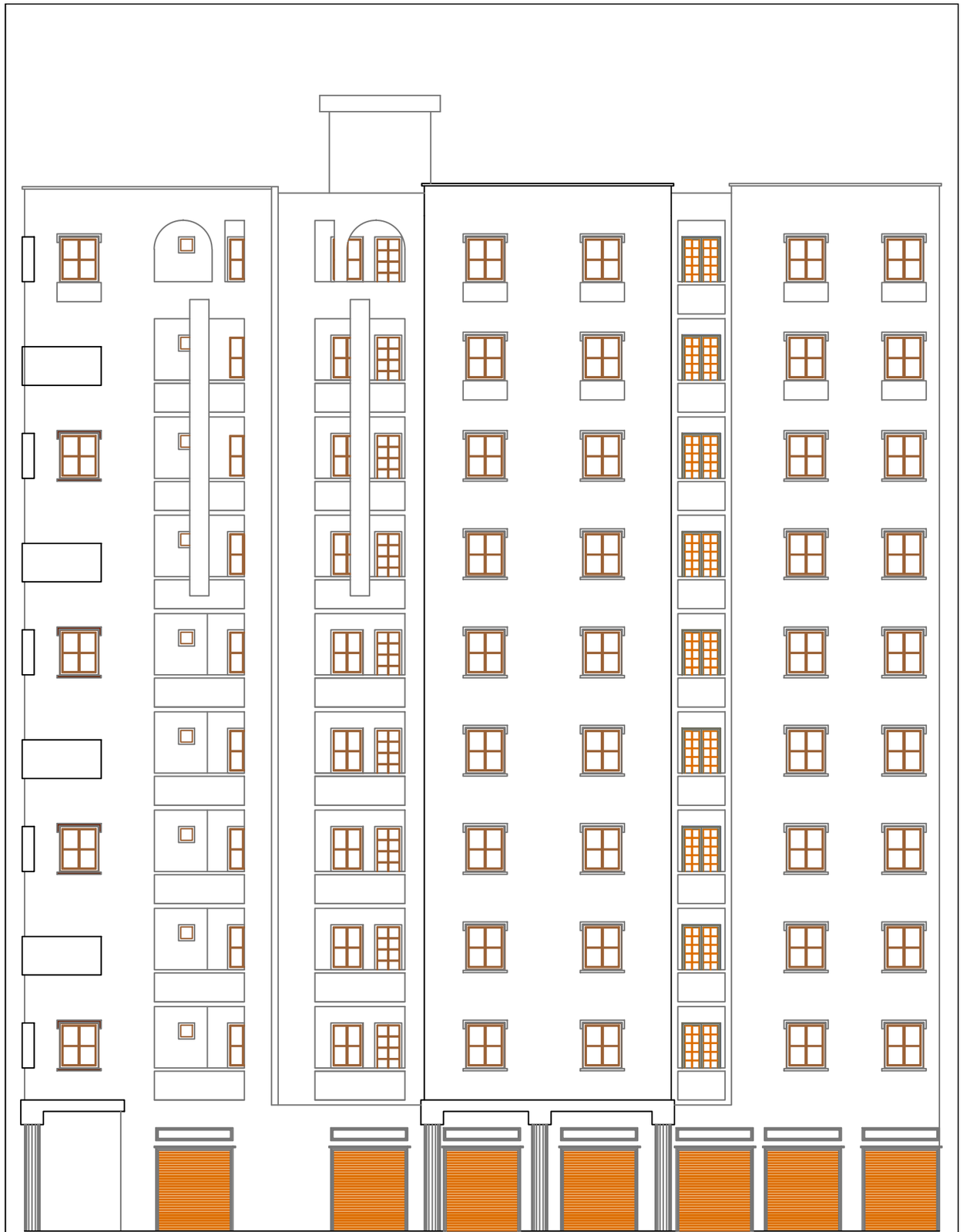


République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

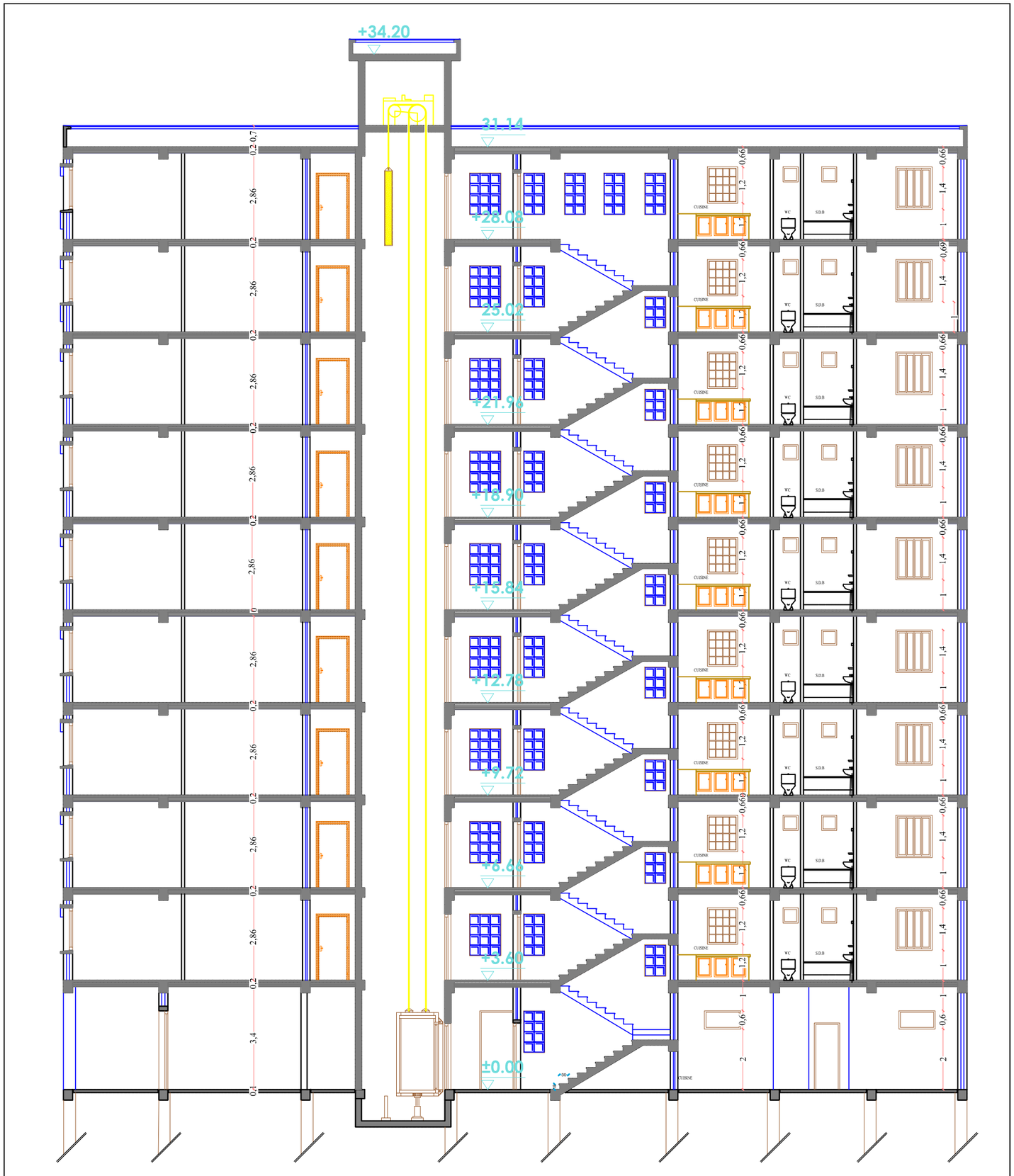
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) à usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage des escaliers*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*



FACADE LATERALE

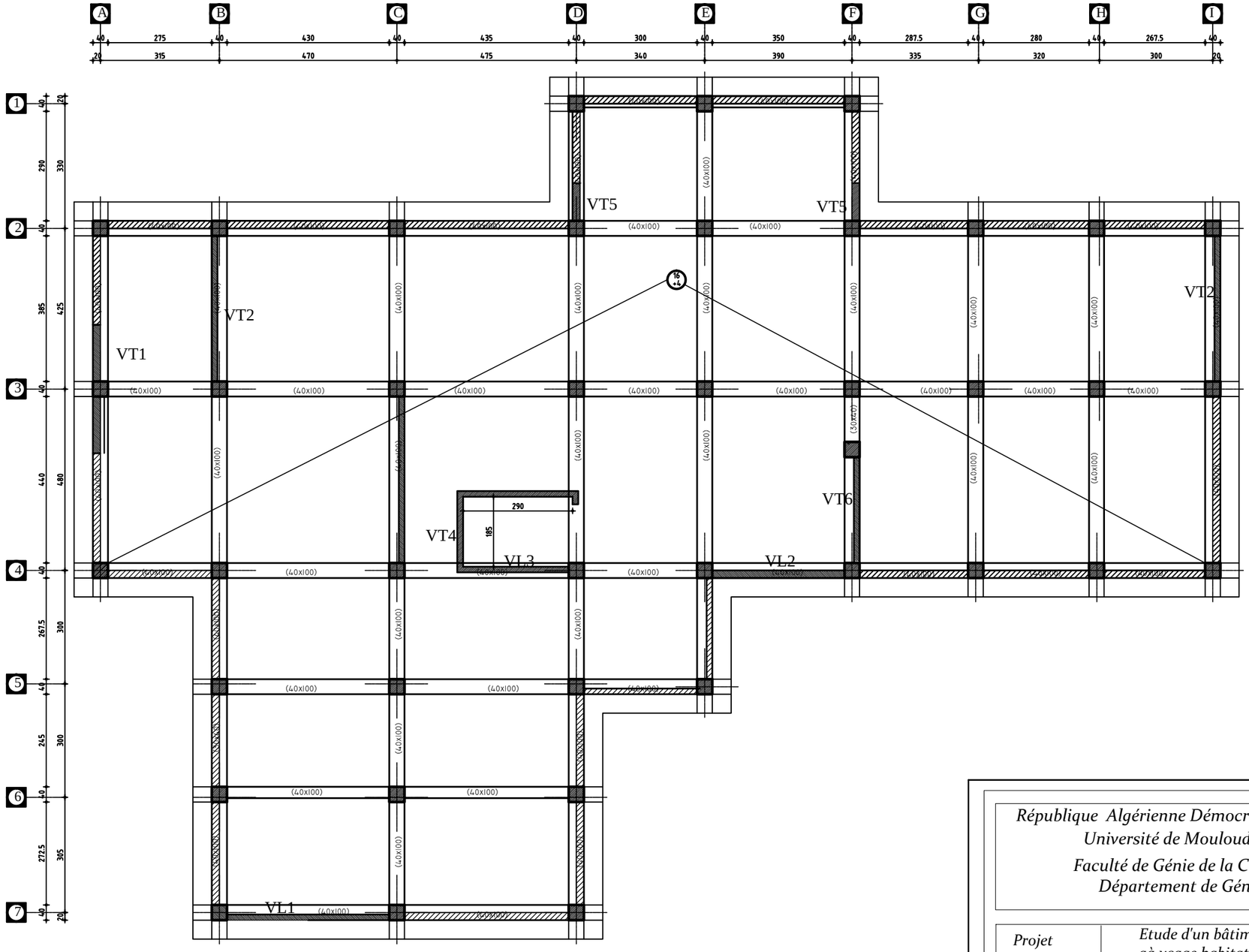


FACADE PRINCIPALE


+34.20
31.14
+28.08
25.02
+21.96
+18.90
+15.84
+12.78
+9.72
+6.66
+3.60
±0.00
CUISINE
WC
S.D.B
2,86
0,2
3,4
0,7
0,1
0,66
1,2
1,4
0,6

COUPE A-A

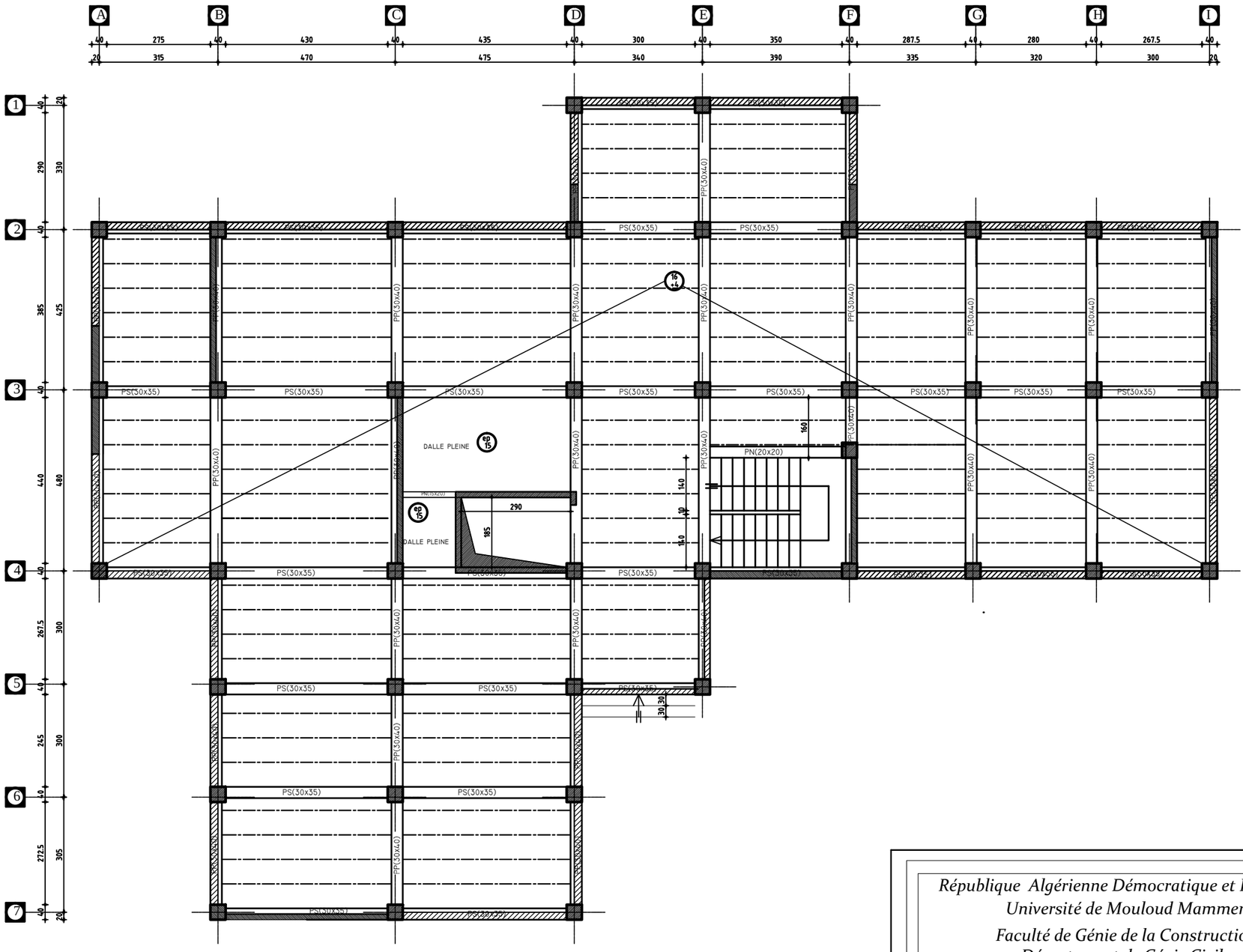
COFFRAGE FONDATIONS



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*COFRRAGE FONDATIONS*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/50*

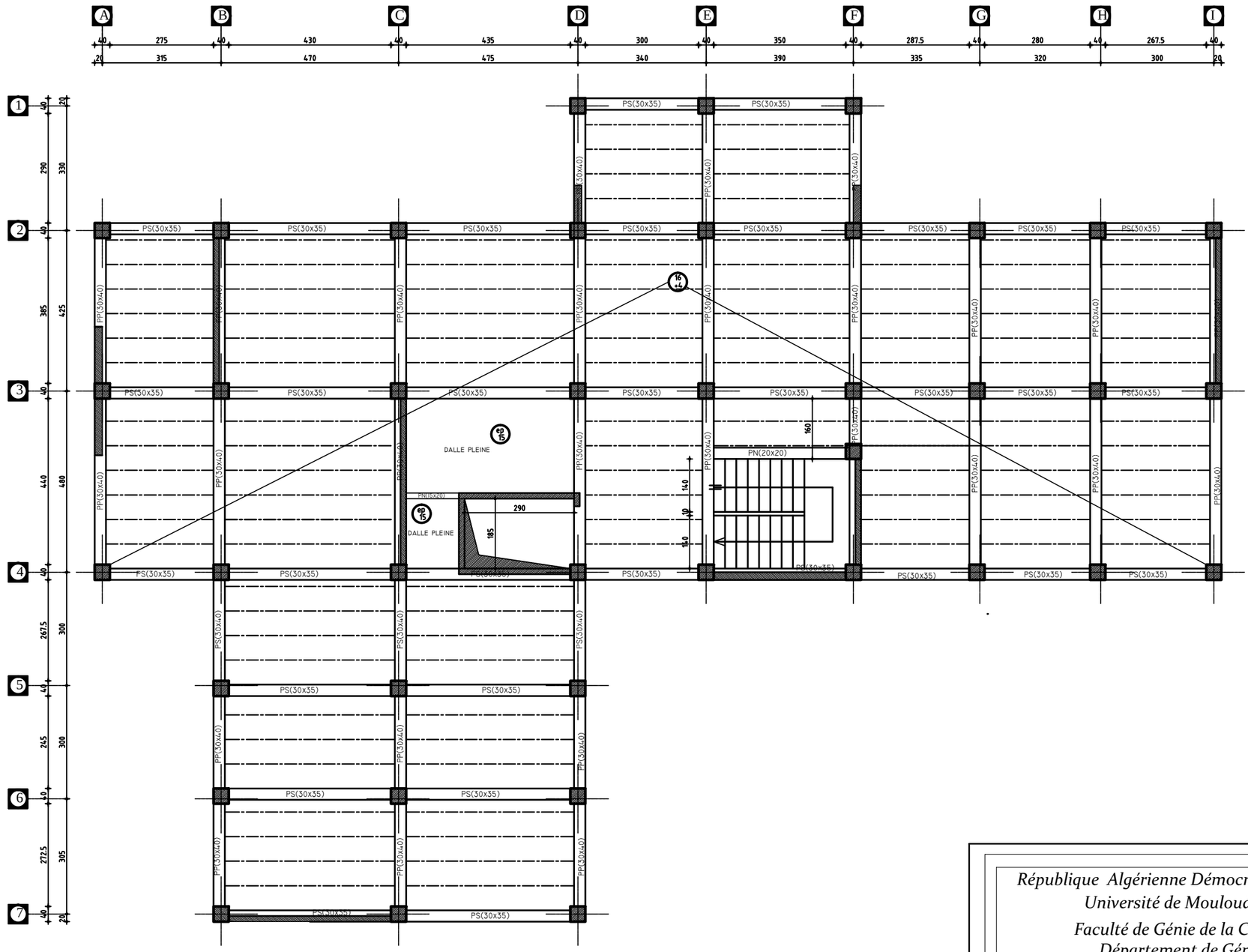
COFFRAGE PLANCHER Niv :-3.00



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*COFRRAGE PLANCHER NIV:-3.00*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/50*

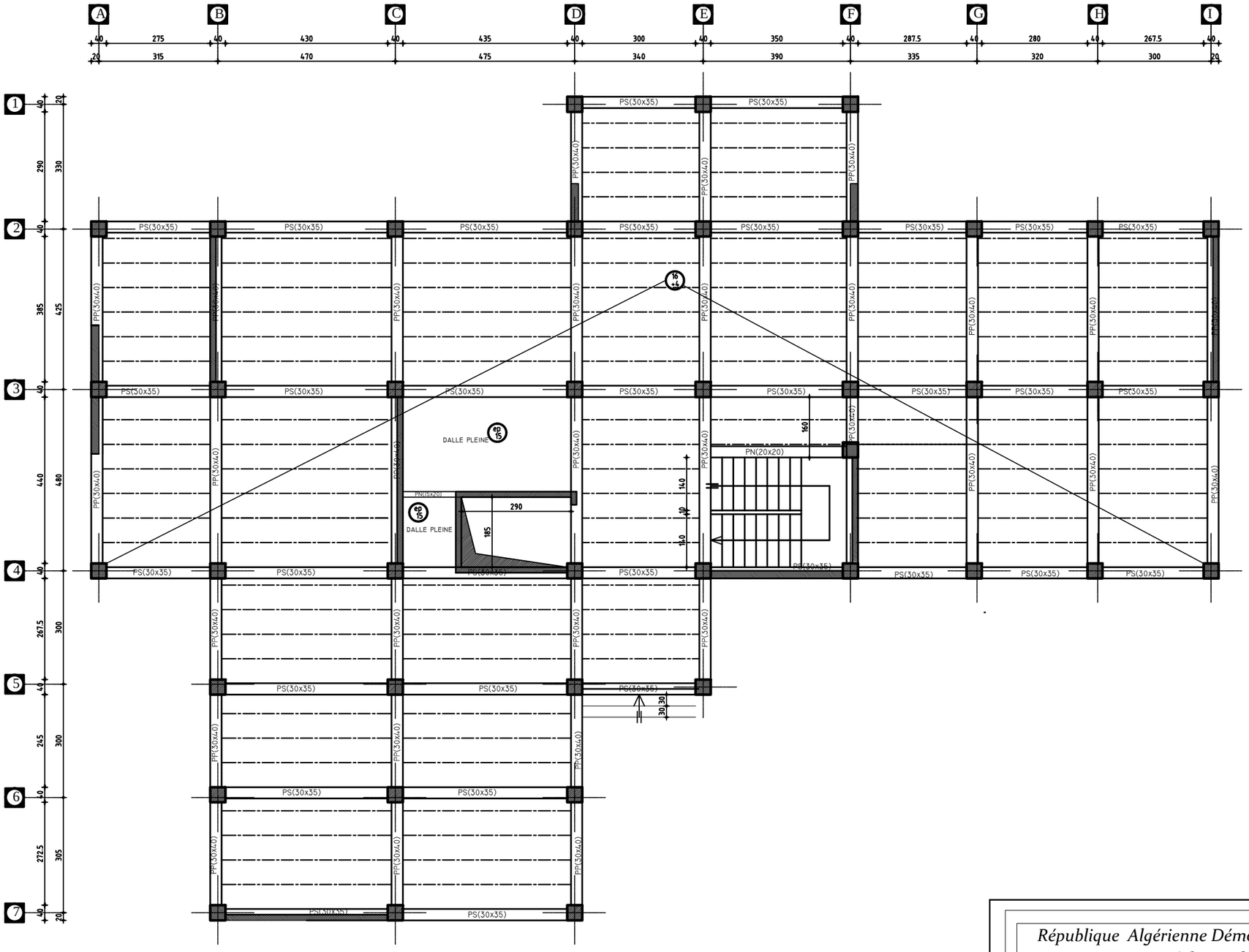
COFFRAGE PLANCHER Niv :+6.66



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

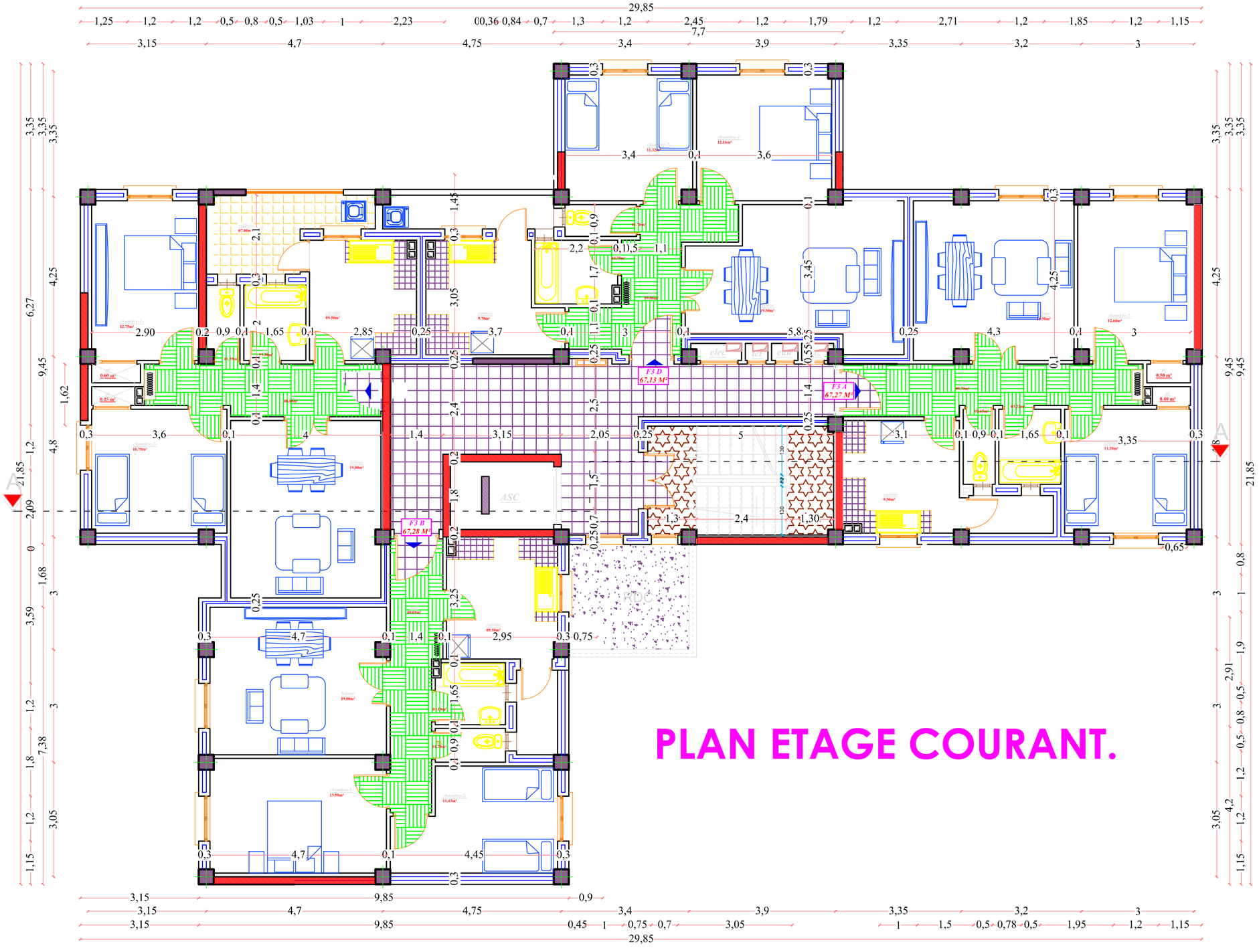
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*COFFRAGE PLANCHER NIV:+6.66*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/50*

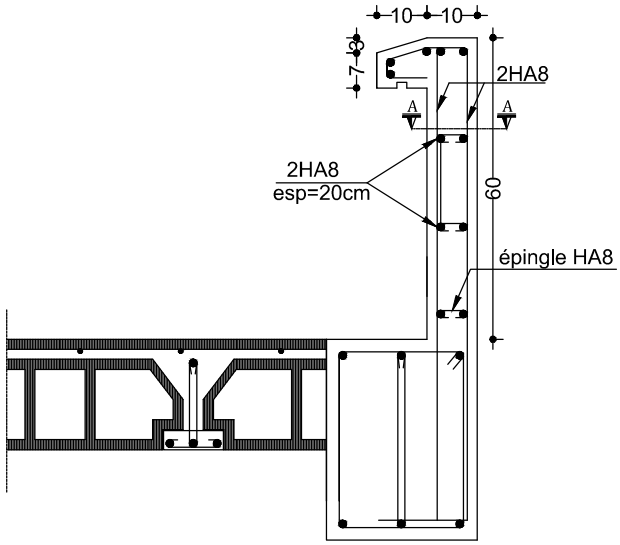
COFFAGE PLANCHER Niv :+3.6

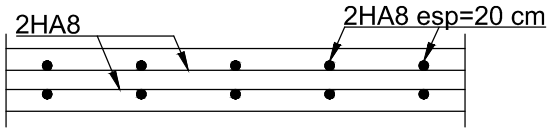


République Algérienne Démocratique et Populaire
Université de Mouloud Mammeri
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*COFFRAGE PLANCHER NIV:+3.6*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*


F3 D
67,13 M²
F3 A
67,27 M²
F3 B
67,28 M²
ASC
PLAN ETAGE COURANT.





COUPE A-A

Université de Mouloud Mammeri *Faculté de Génie de la Construction* *Département de Génie Civil*	
Projet	*Etude d'un bâtiment (R+9+ s-sol) aà usage habitation et commercial*
Titre	*Férraillage de l'acrotère*
Etudié par	*Mokhtari lynda* *Belkacem lynda*
Dérrigé par	*Mr Louzai*
Promotion 2014/2015	*Echelle:1/25*