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

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme deMASTER II en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

THEME

Etude d'un bâtiment(R+9)à usage d'habitation et commercial a contreventement mixte avec l'application étabs

Etudié par :
Mr ARHAB SAID
Mr OURLISSENE NAIM

Dirigé par : Mr ILLOULI

Année 2014-2015

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos PARENTS pour leurs contributions pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promoteur Mr ILLOULI pour l'aide précieuse et les conseils judicieux qu'il nous a apporté.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil.

A ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de juger ce Projet.

Sans oublier tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents auxquels je dois tout.

A mes frères, et sœur.

A toute ma famille et mes proches

A tous mes amis, ainsi qu'à tous ce qui me sont chers.

SAID

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents auxquels je dois tout.

A mes frères, et sœur et leurs familles.

A toute ma famille et mes proches

A tous mes amis, ainsi qu'à ma copine.

NAIM

sommaire

- Introduction 1

-chapitre I :

Présentation et description de l'ouvrage 2

- chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments 9

-chapitre III : calcul des éléments

-1acrotère 23

-2 planchers 30

-3 escaliers 47

-4 poutres de chainage 74

- 5 sales machines 84

- 6 balcons en dalle pleine 92

-chapitre IV :modélisation 97

-chapitre V : contreventement 127

-chapitre VI : ferraillage des poutres 136

-chapitre VII :ferraillage des poteaux 149

-chapitre VIII : ferraillage des voiles 155

- chapitre IX : étude de l'infrastructure 175

- conclusion générale 197

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Ce pendant les constatations faites dans le monde après les séismes desstructures, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela
Les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :
Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont reparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

C'est dans le contexte que nous proposons d'étudier un bâtiment
(R+9) a usage multiple contreventé par des voiles.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA2003 ».

I- Introduction :

Notre projet consiste à l'étude et calcul d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial, ce bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU ville classée selon le RPA 99(version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa)

I.1- Les caractéristiques de l'ouvrage :

- La hauteur totale est de : 33,77m
- La hauteur du RDC : 3.23m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur de l'ouvrage : 25,15m
- La largeur de l'ouvrage : 15.70m

I.2- Les éléments de l'ouvrage :

a) **L'ossature**: l'ossature est composée de :

- Portiques (Poutres et Poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

b) **Plancher :**

Le plancher est un air servant à supporter son poids propre ainsi que les surcharges ; Il sert aussi à délimiter les niveaux des étages et assurer une isolation thermique et phonique.

Dans notre cas, tous les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées en béton armé coulés sur place. En outre, le plancher terrasse sera équipé d'une isolation thermique et d'une forme de pente de 1,5 % à fin de faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c) Les balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en corps creux et en dalle pleines+9

d) **Le Remplissage :**

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10x10)cm séparées par une lame d'air de 5 cm.

-Murs de séparations intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de10cm.

I.3-Les Revêtements : On a :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.4-Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, elle assure la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé.

I.5-Cage d'ascenseur:

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

I.6- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1- Le béton :

a) Les caractéristiques physiques et mécaniques :

1.* Résistance caractéristique à la compression : *(Art A-2.12 BAEL 91)

Le béton est définit par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite

Résistance caractéristique à la compression, notée *f*c28.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge< 28 jours, sa résistance à la

Compression est calculée comme suit :

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40MPa$,

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

Pour le présent projet, on adoptera *f*c28= 25MPa.

2.* Résistance caractéristique à la traction : *(Art A-2.12 BAEL 91)

*f*tj = 0,6 + 0,06 *f*c28 d'où : *ft2*8 = 2,1MPa

b) Contraintes limites :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99.Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

Etat limite de service (ELS) :

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites, on distingue trois situations possibles qui sont :

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

Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perd ses capacités :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).

- La stabilité de forme (flambement).

1. Contrainte limites de compression :

$\boldsymbol{f}\text{bc} = \frac{0{,}85 \times fc28}{\theta\ \gamma b}$ *[MPa]* γb: Coefficient de sécurité

- γb= 1,50 en situation courante $f$bc = 14,20MPa
- γb= 1,15 en situation accidentelle $f$bc = 18,48 MPa

θ= coefficient de la durée d'application des actions considérées,

- θ=1 si la durée d'application est ≥ 24h ;
- θ=0,9 si la durée d'application est entre 1h et 24h ;
- θ=0,85 si la durée d'application est < 1h.

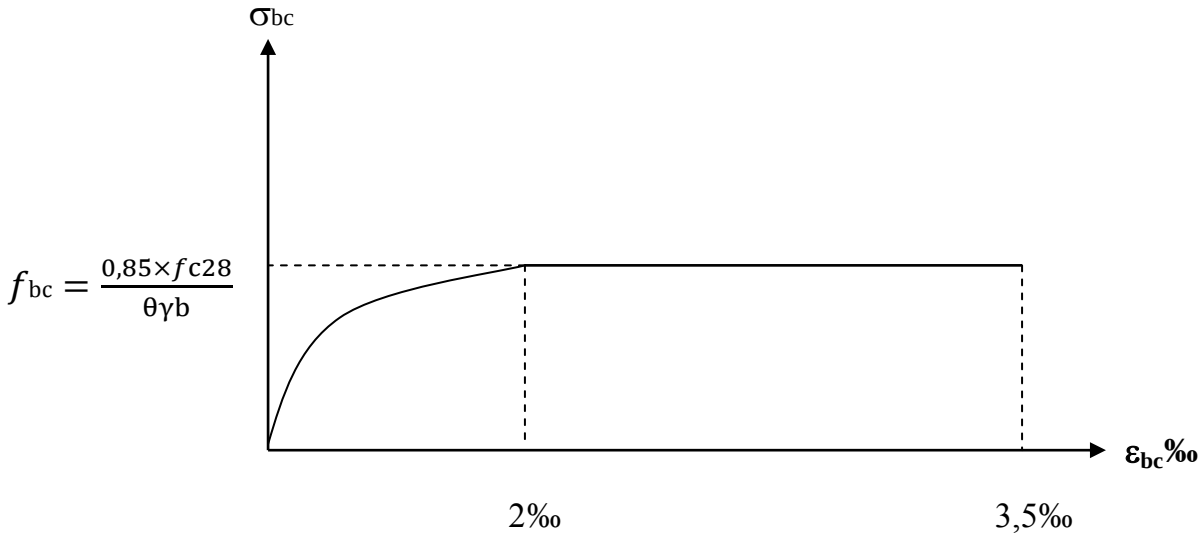


Fig.I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU**.**

2. Contrainte de service à la compression : (Art A-4.5.2.BAEL 91)

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

$\sigma_{bc} = 0{,}60 f_{c28}$ [MPa] ⟶ σ_{bc}= 15 [MPa]

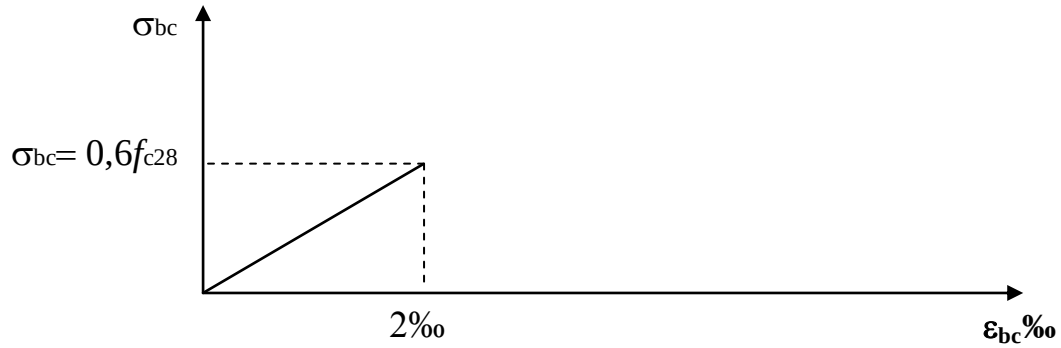


Fig.I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

3. Contrainte limite de cisaillement : *(Art A-5.1,21 BAEL 91)*

τu= min [0,13f_{c28} ; 5MPa] pour la fissuration peu nuisible

τu= min [0,10f_{c28} ; 4MPa] pour la fissuration préjudiciable

4. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

1. Module d'élasticité instantané : *(Art A-2.1.21 BAEL 91)*

Lorsque la contrainte appliquée est inférieur à 24 heures il résulte un module égale à : $\mathbf{E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}}}$.

Pour f_{c28} = 25 MPa$\Rightarrow E_{ij}$ = 32164,2 MPA.

2. Module d'élasticité différée : *(Art A-2.1.22 BAEL 91).*

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module égal : $\mathbf{E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_{cj}}}$.

Pour f_{c28} = 25MPa $\Rightarrow$Ev = 10819MPa.

3. Module d'élasticité transversale :

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν: Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson :** ***(Art A-213 BAEL).***

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta I}{I}}$$, il sera égal à :

- ν= 0.2 à l'état limite de service (ELS)
- ν= 0 à l'état limite ultime (ELU)

- **Dosage du béton :**

La composition granulométrique des agrégats sera définie par pourcentage en poids des diverses catégories d'agrégats secs, le liant sera défini par le poids entrant dans un mètre cube de béton en œuvre.

Béton type I : béton de propreté :

Ciment portland CPA 325	**150** kg
Sable **0/3** à**0/5**	**0.400** m^3
Gravier **5/15** et **15/25**	**0.800** m^3
Eau de gâchage	**180***l*

Béton type II béton armé :

Ciment portland CPA 325	**350** kg
Sable **0/3** à**0/5**	**0.400** m^3
Gravier **5/15** et **15/25**	**0.800** m^3
Eau de gâchage	**180** *l*

I.6.2-Les aciers :

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que le béton ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

Type D'acier	**Nomination**	**Symbole**	**Limite d'élasticité Fe en MPa**	**Résistance à la Rupture**	**Allongement relatif à la Rupture [‰]**	**Coefficient de scellement Ψ**
Aciers en Barre	Rond lisse E235	RL	235	410-490	1.022‰	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	1.74‰	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520(ϕ<6)	TS	520	550	2.17‰	1

Tableau I.1-Caractéristiques des aciers

1. Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à :
Es = 200000 MPa.

2. Limite élasticité de l'acier :

ELU:

$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$ avec γs: Coefficient de sécurité

$\begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 & \text{pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{cases}$.

$\begin{cases} \sigma_s = 400 \text{ Mpa pour les aciers à haute adhérence FeE400 cas accidentel.} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa pour les aciers à haute adhérence FeE400.} \\ \sigma_s = 204 \text{ MPa pour les aciers doux FeE24.} \end{cases}$

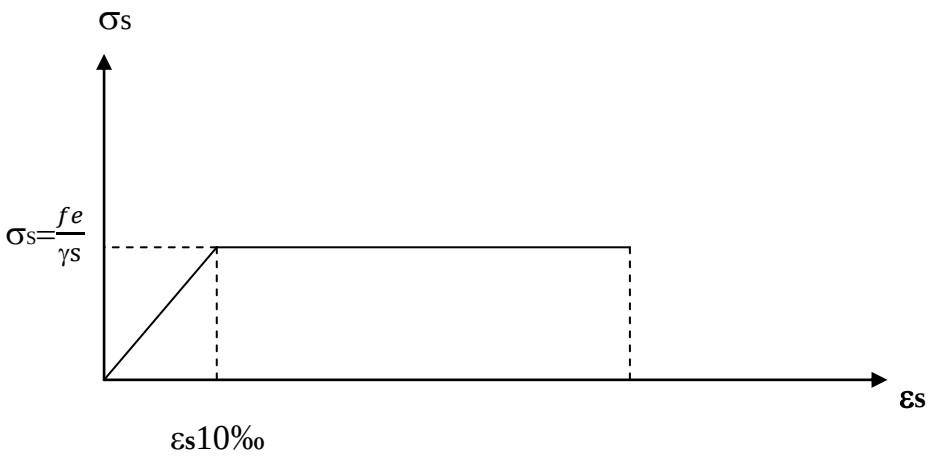


Fig.I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

ELS:

1. Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

2. Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$\sigma st \leq \min \left\{ \frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}} \right\}$ **(Art A.4.5.33/BAEL 91)**

3. Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs.

$\sigma st \leq \overline{\sigma} st = \min (0{,}5\, fe \ ; \ \sqrt{\eta . ft28} \ )$ **(Art A.4.5.34/BAEL 91)**

Avec:

η: Coefficient de fissuration. { η=1 : pour les ronds lisses (RL).
η=1 ,6 : pour les hautes adhérences (HA).

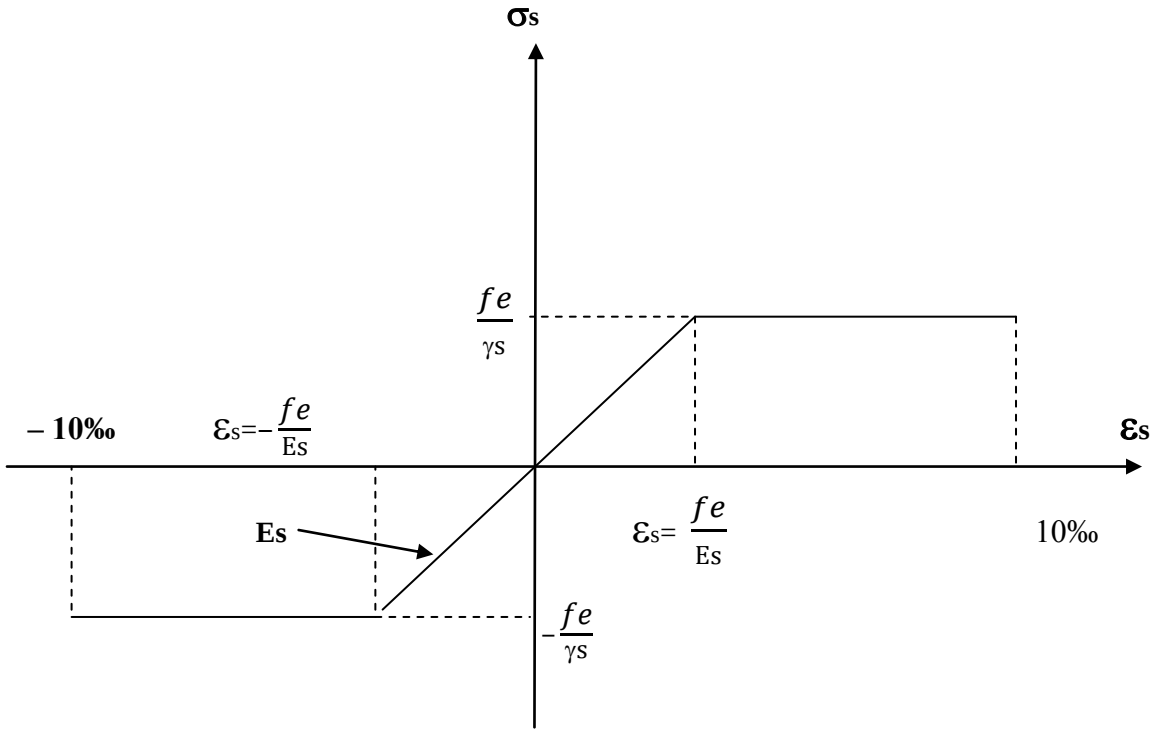


Fig.I.4 : Diagramme contrainte-déformation.

Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91) *:*

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- C ≥ 1cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- C≥ 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide
  (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- C ≥ 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

II.1- Introduction :

Après avoir répertorié les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant, nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude, c'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

II.2- Pré dimensionnement et descente de charge :

1- Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$H_t \geq \frac{\boldsymbol{l}}{\mathbf{22,5}}$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

l **:** la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

$$h_t \geq \frac{425}{22,5} = 18,88 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creuxde 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

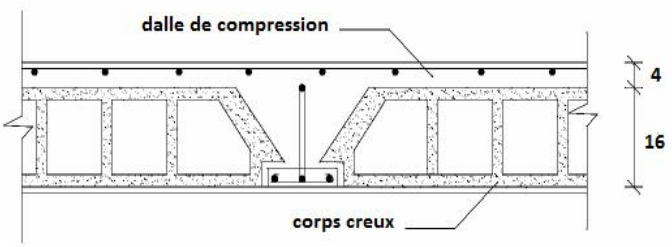


Fig.II.1 *Coupe verticale du plancher.*

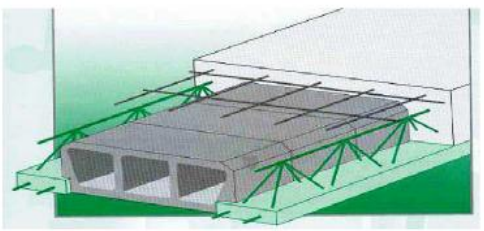


Fig.II.2 *Vue en 3D*

Charge permanentes :

a- Plancher d'étage courant en corps creux :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	**Poids volumiques** ρ (KN / m^3)	G (KN / m^2)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	22	0,44
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Plancher corps creux	16+4	/	2,85
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Cloison de séparation	10	/	0,90
		G Total		**5,15**

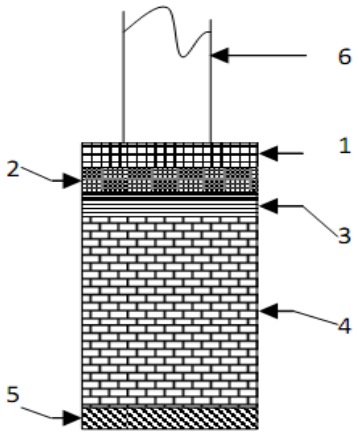


Fig.II.3 : plancher d'étage courant

b- Plancher terrasse en corps creux (inaccessible)

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	**Poids volumiques** ρ (KN / m^3)	G (KN / m^2)
1	Protection lourde	5	20	1,00
2	Etanchéité multiple	2	6	0,12
3	Forme de pente	7	20	1,40
4	Feuilles de polyane	2,5	0.04	0,01
5	Isolation thermique	4	4	0,16
6	Planche en corps creux	16+4	/	2,85
7	Enduit de plâtre	2	10	0,20
		G Total		**5,74**

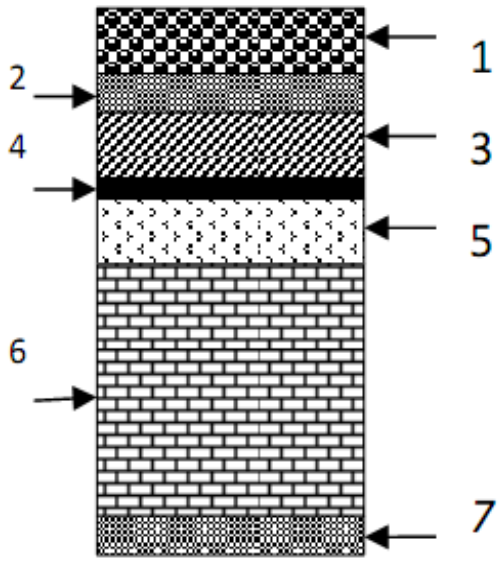


Fig. II.4 : Plancher terrasse

2- Les Murs :

a) Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm.

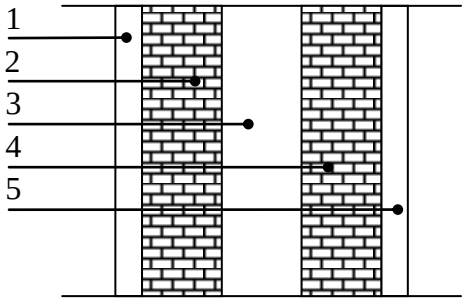


Fig.II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	**Poids volumiques** ρ (KN / m2	G (KN / m2)
1	Enduit ciment	2	0.18	0,36
2	Briques creuses	10	/	1,30
3	Lame d'air	5	/	0,00
4	Briques creuses	10	0.09	0,90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0,20
		G Total		**2,76**

b) Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

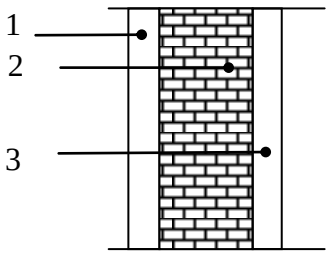


Fig.II.6 : Coupe vertical d'un mur de séparation

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m2 /cm)	G (KN / m2)
1	Enduit plâtre	1,5	0,1	0,15
2	Briques creuses	10	0,09	0,9
3	Enduit plâtre	1,5	0,1	0,15
		G Total		**1,2**

Surcharges d'exploitations :

Elément	Surcharge (KN/M$^{2)}$
Plancher terrasse inaccessible	**Q= 1,00**
Plancher à usage d'habitation	**Q= 1,50**
Plancher à usage commercial	**Q= 2,50**
Balcons	**Q= 3,50**
Les escaliers	**Q=2,50**
L'acrotère	**Q=1,00**

3-Les poutres

*L*a hauteur des poutres est donnée par $\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10}$**(Art A.4.14 BAEL 91).**

Avec :
l: Portée libre dans le sens considéré.
- La largeur des poutres est donnée par :

0, on $4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ ⟶ poutre principale.

$0,3h_t \leq b \leq 0,5h_t$ ⟶ Poutre secondaire.

a) poutre principale :

- **Hauteur ht :**

$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10}$ avec : ***l*** = 5,40m

$\frac{540}{15} \leq ht \leq \frac{540}{10}$ $36 \leq h_t \leq 54$ prend**:** **h_t = 40cm**

- **Largeur b :**

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

$16 \leq b \leq 28$pour plus de sécurité, on prend: **b= 30cm**

Vérification :(Art 7.5.1 / RPA 99 version 2003)

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h_t \geq 30cm \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 > 20cm \\ h_t = 40 > 30 \\ 1,33 < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées.}$$

b) Poutre secondaire :

- **Hauteur h_t :**

$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10}$avec : $l = 4,50m$

$\frac{450}{15} \leq ht \leq \frac{450}{10}$ $30 \leq ht \leq 45$ on prend : **ht=35cm.**

- ***Largeur b**:*

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$ on prend: **b=30cm**

$ht/b = 35/30 = 1,16 < 4 \Rightarrow$ Conditions vérifiées

Conclusion:

- Poutres principales**(30x 40)**
- Poutres secondaires **(30 x 35)**

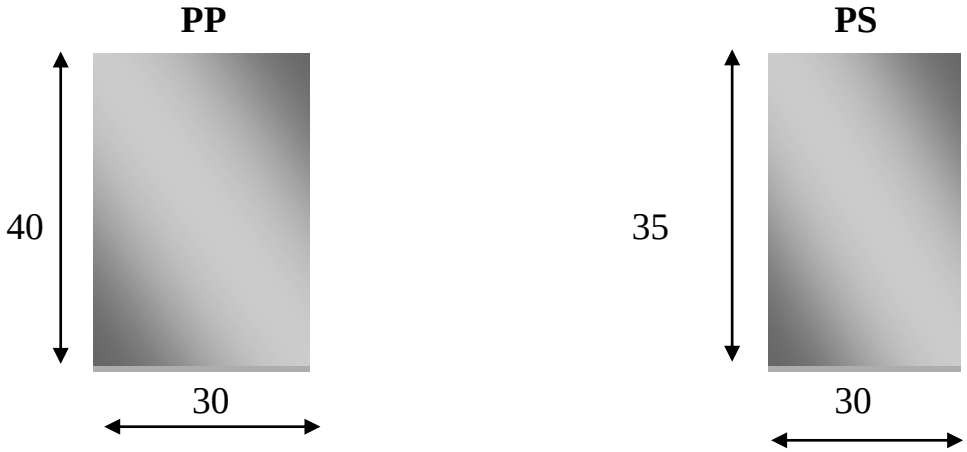


Fig.II.7 : Dimensions des Poutres.

4- Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal Ns = G + Q.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ Avec :σ_{bc}=0,6 *fc28* = 15MPa.

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton à l'ELS

N_{max} : effort normal maximal à la base du poteau

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

- ✓ min (b1,h1) ≥ 25cm
- ✓ min (b1,h1) ≥ $\frac{he}{20}$ **(zone IIa). (Art 7.4.1 RPA99 version 2003)**
- ✓ 1/4 ≤ b1/h1 ≤ 4

- **Détermination de la surface revenant au poteau**

La surface de plancher terrasse et celle des étages courants :

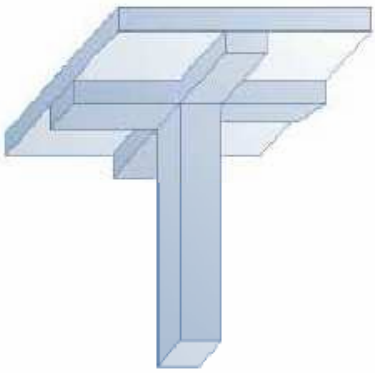


Fig.II.8 : vue en 3D

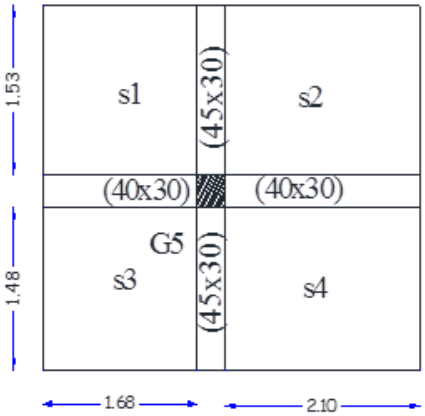


Fig.II.9 : surface revenant au poteau

S1 =1,525×1,675=2,554 m^2

S2=1,525×2,10=3,202m^2

S3=1,475×1,675=2,470m²

S4=2,10×1,475= 3,097m²

S_{tot}= 11,323m²

Effort normal sous poteau (C_8) :

La surface d'influence revenant au poteau **C_8**= 11,38m

1) Poids de la poutre et du poteau :

a) Poutres principales :G_{pp}= (0,3× 0,40) × 25 ×3,30=9,90KN

b) poutres secondaires :G_{ps}=(0,30×0,35)×25×4,075= 10,69KN

On aura alors le poids de la poutre **: Gp= 20,59 KN**

c) poids du poteau C_8

Poteau d'étage courant ⟶ (0,30×0,30)3,06 × 25= 6,88KN

Poteau de RDC ⟶ (0,30×0,30)3,23×25=**7,27**KN

2) Poids du plancher :

a) Poids du plancher terrasse :

G=5,74×11,323=65 KN

b) Poids du plancher d'étage courant :

G= 5,15×11,323=58,31 KN

3) Surcharge d'exploitation (Document Technique Réglementaire) :

Q_0 = 1×11.323= 11.323 KN Surcharge du plancher terrasse.

Q_1 à Q_8= 1,5x11.323= 16.98 KN Surcharge du plancher à usage d'habitation

Loi de dégression des surcharges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

$$Q=Q_0=\left(\frac{3+n}{2n}\right)\sum_i^n Qi \qquad \text{pour } n\geq 5$$

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i :(i=1à n) : charge d'exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu'à n.

$9^{ème}$	Q_0 ↴
$8^{ème}$	Q_0+Q_1 ↴
$7^{ème}$	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$ ↴
$6^{ème}$	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$ ↴
$5^{ème}$	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ ↴
$4^{ème}$	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ ↴
$3^{ème}$	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ ↴
$2^{ème}$	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ ↴
1^{er}	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ ↴
RDC	$Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_{7+}Q_8+Q_9)$ ↴

Tableau.II.1 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation

	Charges permanentes G en (KN					Surcharges d'exploitations Q en (KN)			Cm²	
NIV	Plancher	Poteau	Poutre	Total	Cumule	Plancher	Cumule	N=Gc+Qc	S≥Ns /σbc	Section du poteau
9	65	0,00	20.59	85.59	85.59	11.323	11.323	96.913	64.609	**30X30**
8	58.31	6,88	20.59	85.78	171.37	16.98	28.30	199.67	133.113	**30X30**
7	58.31	6,88	20.59	85.78	257.15	16.98	45.28	302.43	201.620	**35X35**
6	58.31	6,88	20.59	85.78	342.93	16.98	62.26	405.19	270.127	**35X35**
5	58.31	6,88	20.59	85.78	428.71	16.98	79.24	507.95	338.633	**35X35**
4	58.31	6,88	20.59	85.78	514.49	16.98	96.22	610.71	407.140	**40X40**
3	58.31	6,88	20.59	85.78	600.27	16.98	113.20	713.47	475.647	**40X40**
2	58.31	6,88	20.59	85.78	686.05	16.98	130.18	816.23	544.153	**40X40**
1	58.31	6,88	20.59	85.78	771.83	16.98	147.16	918.99	612.660	**45X45**
RDC	58.31	7.27	20.59	86.17	858	16.98	164.14	1022.14	681.427	**45X45**

Tableau II.2 : Récapitulatif de la descente de charge.

Conclusion :
Pour les poteaux on adoptera les sections suivantes :

Niveau	Section
RDC et 1	(45×45)
2-3-4	(40×40)
5-6-7	(35×35)
8-9	(30×30)

Tableau. II.*3 :* Sections des poteaux

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections compatibles à celles des poteaux centraux. **(Art.7.4.1.RPA)**

- **Vérification relative au coffrage (RPA99 version 2003 Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (*he*) en une seule fois, Et les dès de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b1,h1) \geq 25 \\ \min(b1,h1) \geq \dfrac{he}{20} \quad \text{Avec} \quad \textbf{he} : \text{la hauteur du poteau} \\ 1/4 \leq b1/h1 \leq 4 \end{cases}$$

RDC :

- min(45,45)=45≥25cm ⟶ Condition vérifiée.
- min(45,45)=45≥ 16 ,15cm ⟶ Condition vérifiée.
- 0,25≤ 1 ≤ 4 ⟶ Condition vérifiée.

1er :

- min(45,45)=45≥25cm ⟶ Condition vérifiée.
- min(45,45)=45≥ 15,30cm ⟶ Condition vérifiée.
- 0,25≤ 1 ≤ 4 ⟶ Condition vérifiée.

2eme , 3eme et 4eme :

- min(40,40)=40≥25cm ⟶ Condition vérifiée.
- min(40,40)=40≥ 15,30cm ⟶ Condition vérifiée.
- 0,25≤ 1 ≤ 4 ⟶ Condition vérifiée.

5eme , 6eme et 7eme :

- min(35,35)=35≥25cm ⟶ Condition vérifiée.
- min(35,35)=35≥ 15,30cm ⟶ Condition vérifiée.
- 0,25≤ 1 ≤ 4 ⟶ Condition vérifiée.

8eme , 9eme :

- min(30,30)=30≥25cm ⟶ Condition vérifiée.
- min(30,30)=35≥ 15,30 cm ⟶ Condition vérifiée.
- 0,25≤ 1 ≤ 4 ⟶ Condition vérifiée.

Conclusion : les conditions sont vérifiées

- **Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec :

λ: Elancement du poteau.

$l_f = 0{,}7\ell_o$ **:** Longueur de flambement.

ℓ_o **:** Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

ℓ_o =4,08pour RDC et 3,06 pour un étage courant.

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

I : Moment d'inertie de poteau ($I=bh^3/12$).

B : Section transversale de poteau (B=b×h).

$$\lambda = \frac{0{,}7\,\ell_o}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0{,}7\,\ell_o}{\sqrt{\frac{bh^3/_{12}}{bh}}} = \frac{\sqrt{12}}{h} 0{,}7\,\ell_o \Rightarrow \lambda = 0{,}7\sqrt{12}\,\frac{\ell_o}{h}$$

Section du poteau	(45×45) RDC	(45×45) 1er	(40×40) 2.3.4 ème	(35×35) 5.6.7ème	(30×30) 8.9
λ : Elancement	**17,40**	**16,48**	**18,55**	**21,20**	**24,73**

λ< 50 ⇒ Condition vérifiée.

5- Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/RPA 99) version 2003

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.
- D'après le RPA99 version 2003, leur pré dimensionnement se fera comme suit :

a) L'épaisseur du voile (a) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et la condition de rigidité aux extrémités. *avec un minimum de 15 cm*

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

avec :

he= 3,23 – 0,40 = 2,83 m (la hauteur totale de RDC)

1ér cas : $a \geq \frac{he}{20} = \frac{283}{25}$ = 11,32 cm

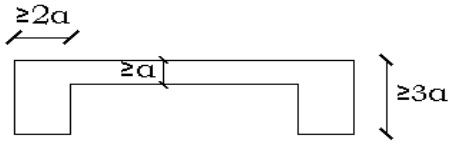


Fig.II.10 : Coupe de voile en plan

2éme cas :$a \geq \frac{he}{20} = \frac{283}{22}$ = 12,86 cm.

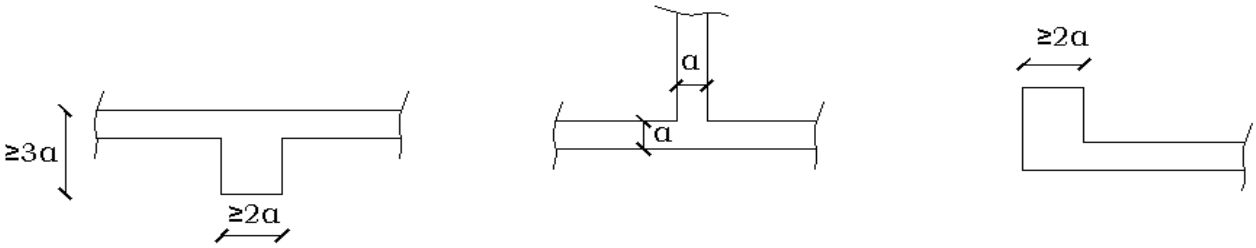


Fig.II.11 : Coupes des voiles en plan.

3éme cas $a \geq \frac{he}{20} = \frac{283}{20} = 14{,}15$ cm

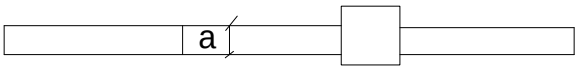


Fig.II.12 :voile linéaire

En opte pour une épaisseur a=20cm (pour tous les étages).

b) Longueur du voile(l) :

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition $l_{min} \geq 4a$

$L \geq 4 \times 20 = 80$ cm $\Rightarrow l_{min} \geq 80$cm

Avec : l : longueur du voile
a : Epaisseur du voile.

Vérification:

$a_{min} \geq 15cm \rightarrow 20 \geq 15cm$ **(Condition vérifiée).**

$L \geq 4 \cdot a \rightarrow L = 105cm \geq 4 \times 20 = 80cm$ **(Condition vérifiée).**

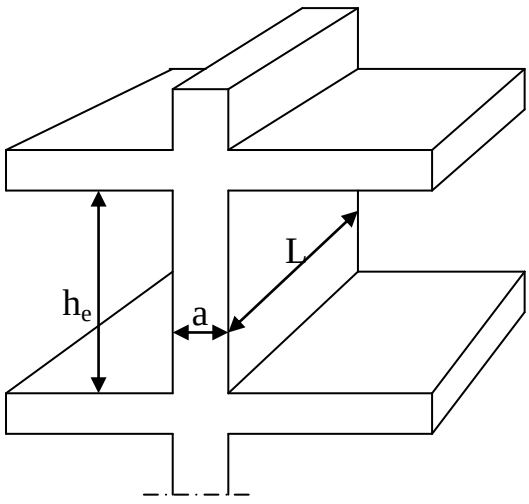


Fig.II.12 : Voile en élévation

CHAPITRE III

Calcul des éléments

III) Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

III-1) Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal ‹‹**N**›› du à son poids propre et un effort latéral ‹‹**Q**›› du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

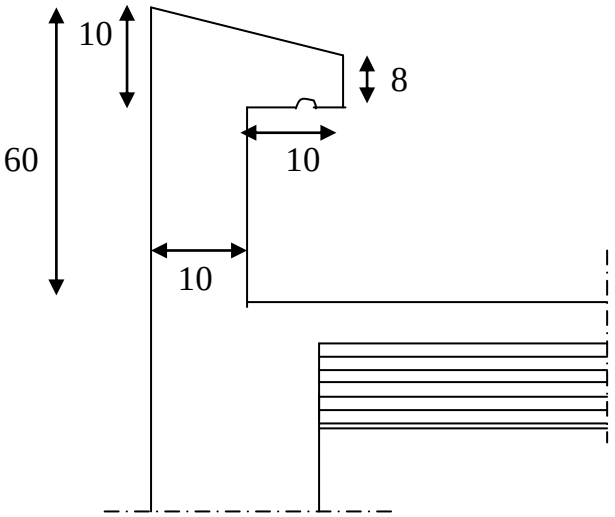


Fig. .III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

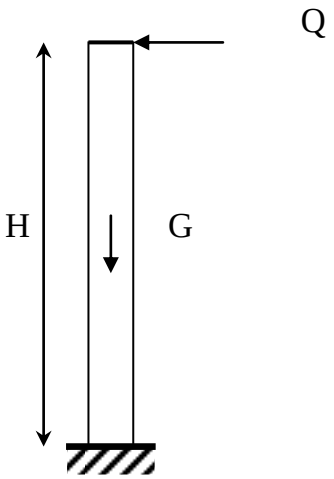


Fig.III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

Schémas statiques de calcul:

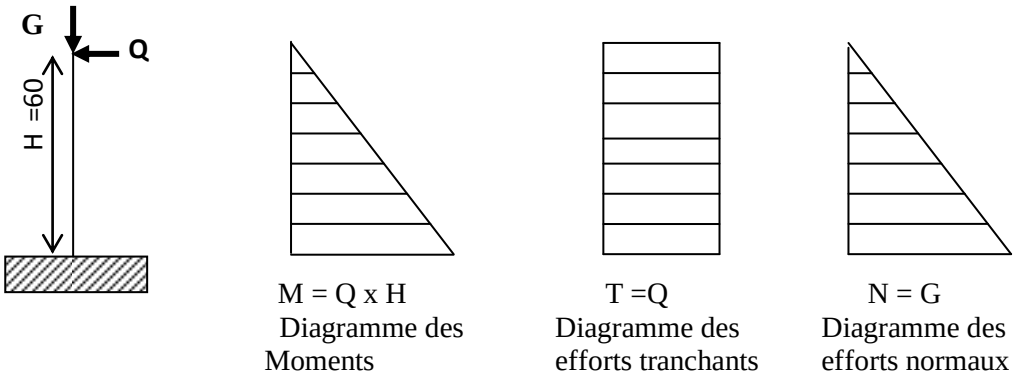


Fig .III.3 : Diagramme des efforts interne.

1) **Calcul des efforts :**

a) Poids propre(G):

$$G=\rho\times S = 25\,(0{,}5\times 0{,}1) + (0{,}08\times 0{,}2) + \frac{0{,}02\times 0{,}2}{2} = 1.70 KN/ml$$

G=1,70*KN/ml*

Avec **ρ :** masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

b) Surcharge d'exploitation : Q= 1KN/ml ⟹ T=Q×1m=1KN

c) Effort normal dû au poids propre : NG= G×1= 1,70 KN.

d) Moment de renversement dû à Q : MR = Q × H= 1×0,6= 0,6KN.m.

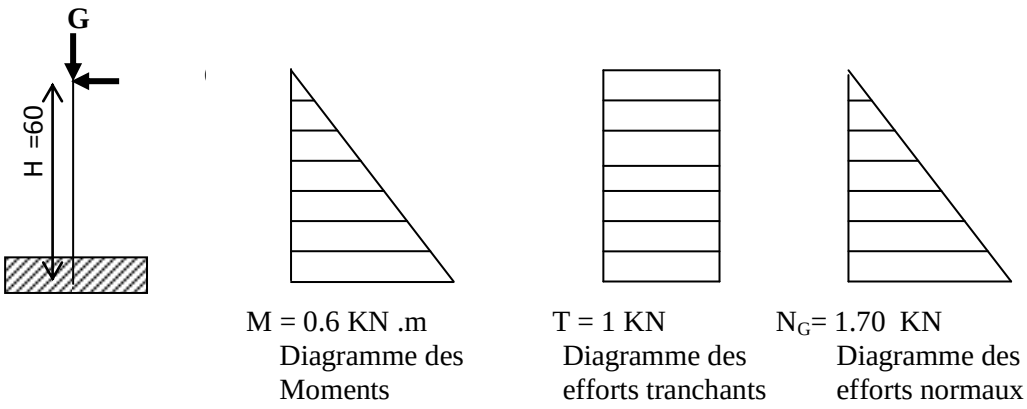


Fig.III.4 : Diagramme des efforts internes**.**

2) Combinaisons de charges :

a) E.L.U :

- Effort normal de compression: Nu=1,35 NG

  Nu= 1,35×1.70= 2.29KN.
- Moment de renversement : Mu =1,5 MR

  Mu = 1,5×0.6=0.9KN.m.

b) E.L.S :

- Effort normal : Ns= NG = 1.70 KN.
- Moment de renversement : Ms = MR = 0.6KN.m

3) Ferraillage:

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal Nu et un moment de flexion Mu, puis passer à une vérification de la section à l'ELS.

h=10cm, b=100cm, d=8cm et c=3cm.

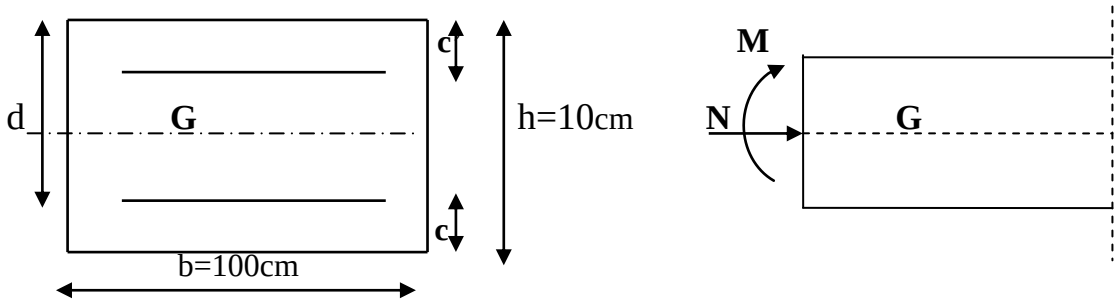


Fig.III.5: Schéma de Calcul

h : Epaisseur de la section.
d =h–c hauteur utile.
c et c' : Enrobage.

a) Calcul des armatures à l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2,29} = 0,39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0,02\text{m}$$

⇒Le centre de pression « Cp » se situe à l'extérieur 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 d'un moment fictif Mf, puis calculé à la flexion composée.

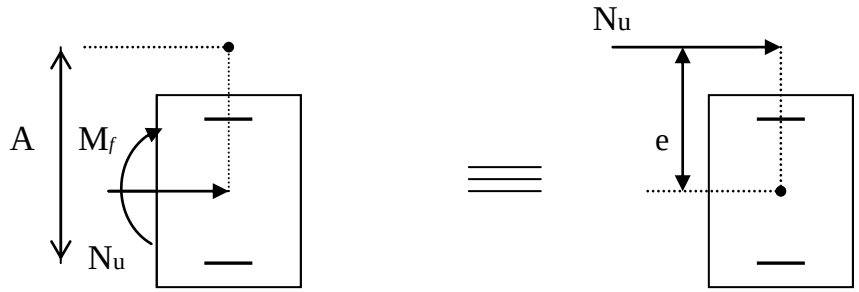


Fig III.6 : section rectangulaire soumise à une flexion composée.

- **Armatures principales**

1. Section des armatures fictives (en flexion simple) :

Mf=Nu×**A** avec **A** : distance entre le « Cp » et le centre de gravité « Cg » des armatures inferieures tendues.

$$\mathbf{A} = e + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 3 = 41\text{cm}.$$

Mf= 2,29×0,41= 0.939KN.m

$$u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.939\times10^3}{100\times 8^2\times 14,2} = 0,010$$

$\mu = 0,0103 < \mu l = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée.

$\mu = 0,0103 \Rightarrow \beta = 0,995$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_S \times d} = \frac{0.939\times1000}{0,995\times348\times8} = 0,34 cm^2$$

$\Rightarrow A_f = 0,481\ cm^2$.

2. Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_U = A_f - \frac{N_u}{\sigma_S} = 0.34 - \frac{2,29\times10}{348} = 0,27\,cm^2 \Rightarrow A_U = 0,27 cm^2.$$

b) Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL91 /Art A.4.2.1) :

$$A_{u\ calculée} \geq A_{min} = \frac{0,23\,b\,d\,f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d}\right), \text{ avec } \begin{cases} f_{t28} = 0,6+0,06\ f_{c28} = 2,1\ MPa \\ e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0,6}{1.70} = 0,353m \end{cases}$$

$$A_{min} \frac{0,23\times100\times8\times2,1}{400} \times 0,938 = 0,906\,cm^2 \Rightarrow A_{min} = 0,906\ cm^2$$

Donc : $A_{min} > A_u \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : **A= Amin= 0,906 cm²**

A adoptée = 5HA8 = 2,51 cm² avec un espacement de **25 cm.**

2. Armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,63\,cm^2/ml \Rightarrow$$ soit **5HA8 = 2,51cm²** avec **St= 25 cm.**

3. Vérification au cisaillement (BAEL91 /Art A.5.2.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}u = \min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min\left(0,15\frac{25}{1,5}; 4MPa\right) = \min(2,5; 4MPa) = 2,5MPa$$

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

Avec: Vu : effort tranchant. Vu=1,5×Q = 1,5×1 =1,5KN= 1,5×1000 N.

$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 60} = 0,025 MPa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 /Art A.6.1.1) :

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

ψs : coefficient de scellement.

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

Avec : $\sum$ ui **:** somme de périmètre utiles de barres.

$\sum ui = n.\pi.\emptyset = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12.56$ cm.

Avec : n : nombre de barres.

$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 12.56} = 0,165 MPa \leq 3,15 MPa$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)**

Ls =40Φ= 40×0,8=32*cm.*

c) vérification à l'ELS :

- **Dans l'acier:** il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable**.**

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta \times ft28}\right)$ avec :η= 1,6

$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63$ MPa.

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$

$\rho_1 = \frac{100\, A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0,313$

$\rho_1 = 0,313 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,912 \\ k_1 = 41.57 \end{cases}$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 1000}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 32.76 MPA$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ condition vérifiée.

- ***Dans le béton :*** $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b = 0,6\ f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201,63}{41.57} = 4,85 MPa$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFI2 99] :**

- Armatures principales : $S_t = 25$ cm $\leq$ min {3h, 33 cm}= 30 cm.
- Armatures de répartition : $S_t = 25$cm $\leq$ min {4h, 45cm} = 40 cm.

Les conditions étant vérifiées, donc le ferraillage à l'ELU est suffisant.

Ferraillage adopté :

Armatures principales : **5HA8/ml = 2.51 cm^2** avec : **S_t = 25 cm.**

Armatures de répartition : **5 HA8/ml = 2.51 cm^2** avec : **S_t = 25cm.**

3) Vérification au séisme :

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales, « **Fp** » doit être inferieur ou égale à l'action de la main courante « **Q** ».

Fp= 4.A.Cp.Wp **(RPA99 version 2003)**

- A : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés.
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.
- Wp : Poids propre de l'acrotère.

Dans notre cas, on a :

- A= 0,15 (zone IIa, groupe d'usage 2)
- Cp = 0,8
- Wp= 1,70 KN

Fp= 4×0,15×0,8×1,70=0,816 KN/ml<1KN/ml.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

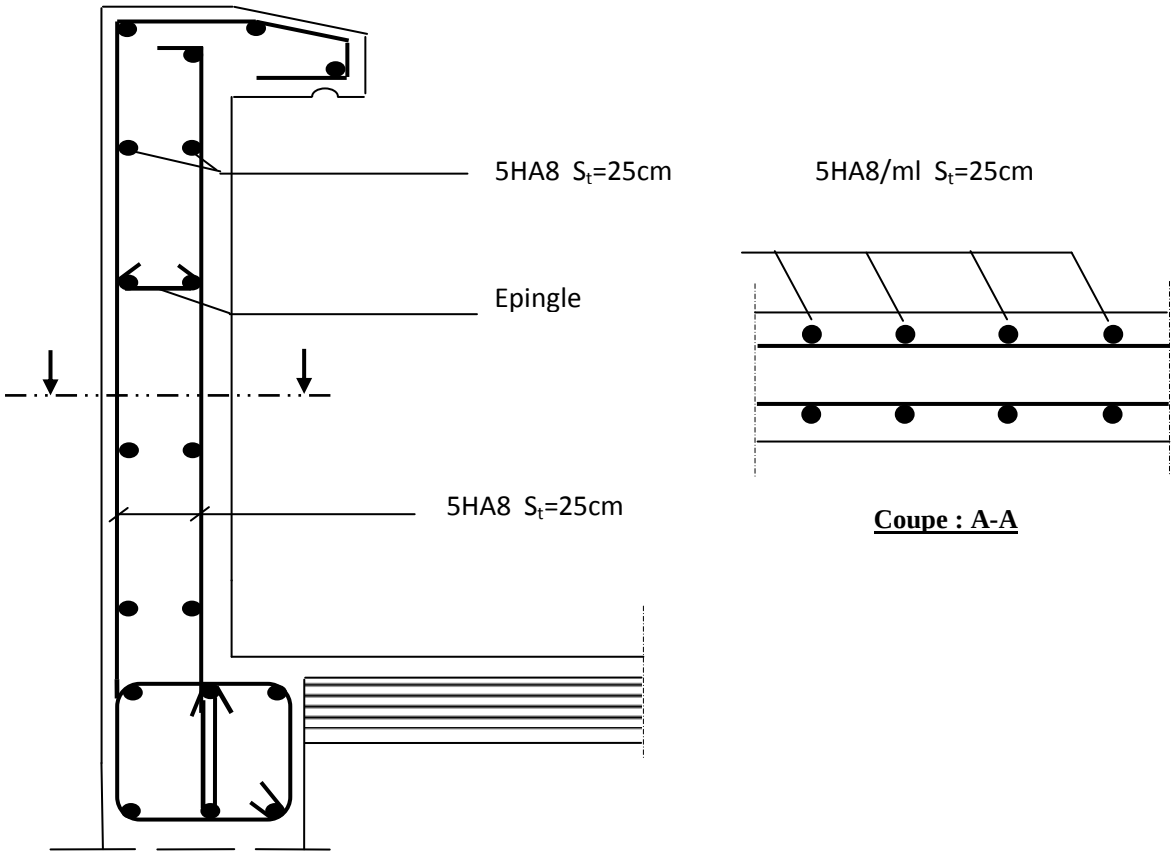


Figure III.7 Ferraillage de l'acrotère.

III-2. : Calcul des planchers :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués des poutrelles, d'un remplissage en corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4cm.

La dalle de compression est coulée surplace, avec une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé(TLE520) d'élasticité Fe=520MPa ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (**BAEL91Art : B.6.8, 423).**

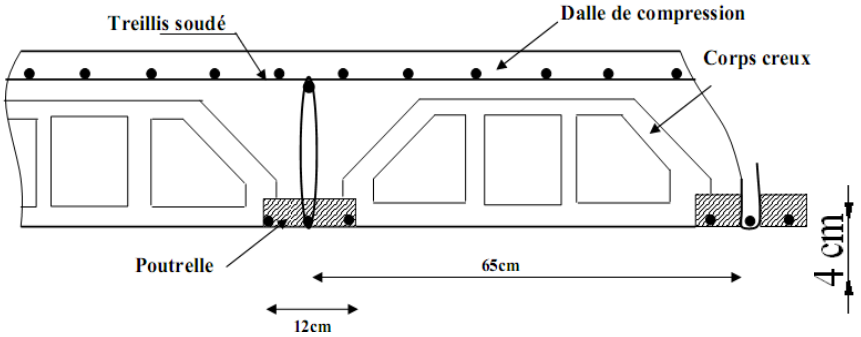
- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Ce quadrillage d'armature ayant pour but :

-Limiter les risques de fissuration par retrait.

-Résister aux efforts de charge appliquée sur des surfaces réduites.

-Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées Notamment celles correspondants aux cloisons.



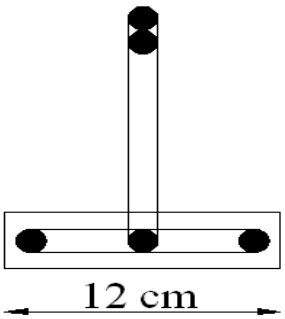


Fig.III2.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux. **Fig.III.2.2** : poutrelle.

1. Etude de la dalle de compression :

Le calcul se fera pour une surface de (1×1) m², et on appliquera le même ferraillage pour tous les planchers.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$A = \frac{4 \times L}{F_e}$, Avec ; L : la distance entre axes des poutrelles ; (50 ≤ L≤ 80cm).

On prend : *L =65cm.*

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

Soit **: A⊥ =** 5Φ5=0,98cm²

Avec un espacement : e= $\frac{100}{5} = 20cm \leq 20cm \Rightarrow$ condition vérifiée

b) Armatures parallèles aux poutrelles:

A//= $\frac{A\perp}{2} = \frac{0{,}98}{2} =$ 0,49 cm²

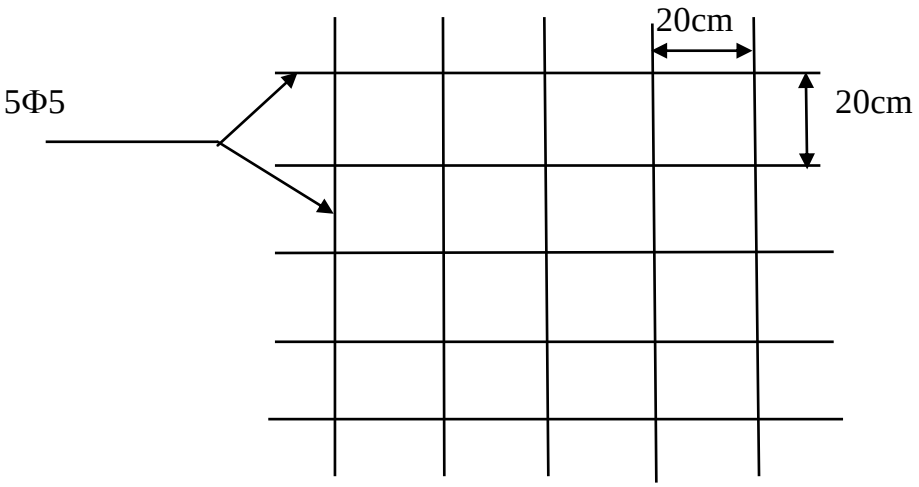
Soit : A// =5Φ5=0,98cm²

Avec un espacement : e= 20cm < 33cm ⇒ condition vérifiée

A⊥=A//= 5Φ5 = 0,98cm²/ml avec e = $\frac{100}{5}$ = 20cm.

Finalement :
Nous optons pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (**TS520**)

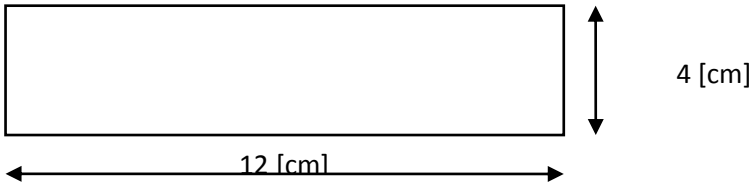
De dimension (5x 5) x (200x200) .



FigIII.2.3 Treillis soudé (200×200) mm².

2. Etude des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en **T.**
Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes :



FigIII.2.4 section transversale de la poutrelle

a) Avant coulage de la dalle de compression :

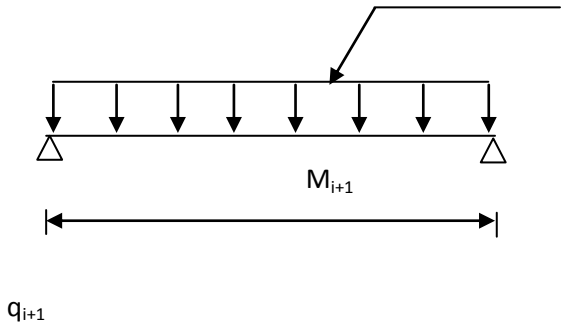
La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit Supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

-Poids propre de la poutrelle : G_1= 0,04×0,12×25 =0,12 KN/ml.

-Poids de corps creux : G_2= 0,95×0,65 = 0,62 KN/ml

-Surcharge de l'ouvrier : Q = 1,00 KN/ml. q_u=2,5KN/ml

- **Ferraillage à l'ELU :**



Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

✓ **Combinaison charge**:

q_u = 1,35G + 1,5Q avec : G= G_1+G_2

q_u = 1,35(0,12+0,62)+1,5×1=2,5KN/ml

✓ **Le moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2{,}5 \times (4.50)^2}{8} = 6.33 KN.M$$

✓ **L'effort tranchant max :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2{,}5 \times 4.50}{2} = 5.62 KN$$

✓ **Calcul des armatures :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.33\times10^6}{120\times18^2\times14,2} = 11.46$$

$\mu_b = 11.46 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

NB : du fait que la hauteur de la poutrelle est très réduite, on est obligé de prévoir des étais intermédiaire pour supporter les charges avant le coulage, l'espacement entre les étais est de 80 à 120cm

b) après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme une poutre continue qui repose sur plusieurs appuis elle aura une section en T

- **Charges et surcharges :**

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le cas le plus
Défavorable, dans notre cas on fait le calcul pour le plancher de l'étage courant

Poids propre du plancher : G=5,15×0,65=3,34KN /ml

Surcharge d'exploitations Q=1.5×0,65=0.975KN /ml

- **Combinaison d'action :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35(3.34) + 1.5(0.975) = 5.97\ KN/ml$$

ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = 3.34 + 0.975 = 4.31\ KN/ml$$

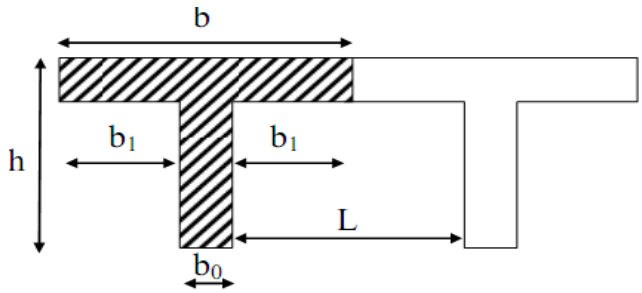
b.1) Dimensionnement de la poutrelle :

h= (16+4)= 20 cm : la hauteur du plancher ;
h_0= 4 cm : épaisseur de la dalle de compression ;
b_0= 12 cm : la largeur de la nervure (poutrelle) ;
b_1 : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$B_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0\right)$$

Avec :
L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, L_0= 65-12=53 cm
L : la portée libre de la plus grande travée, L= 4.50 m.
D'où : $b_1 \leq (26,5 ; 0.45 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26,5$ cm

Soit : $b= 2b_1+b_0= 2\times26,5+12= 65$ cm.



FigIII.2.5 : dimension de la section en T.

b.2) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes se fera de l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode des trois moments ;
- La méthode de Caquot.

✓ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1. Elle s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées,

   $Q \leq \max(2G ; 5KN/m^2) \Rightarrow \max(2\times3,34; 5\ KN/m^2) \Rightarrow \max(6,68; 5KN/m^2)$

   $Q = 0.975KN/ml < 6,68KN/ml \Rightarrow$ condition vérifiée.

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées, $(I = \frac{b\,h^3}{12}). \Rightarrow$ condition vérifiée.
3. Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25c.à.d. $(0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25)$.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.65}{2.40} = 1,52$$
$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2.40}{3.50} = 0.68$$
$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.50}{3,80} = 0.92$$
$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{3,20} = 1.19$$
$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,20}{3,65} = 0.87$$
$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,65}{4.50} = 0.81$$

⟶ **Condition non vérifié**

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. ⟶ Condition vérifiée

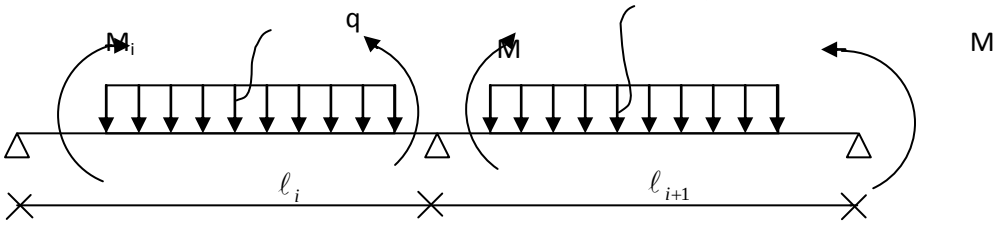
Conclusion : la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela on doit appliquer la méthode des trois moments.

2) Exposition de la méthode des trois moments :

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

Pour l'appui :

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -(\frac{q_{i\ell}\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4})$$



Pour la travée:

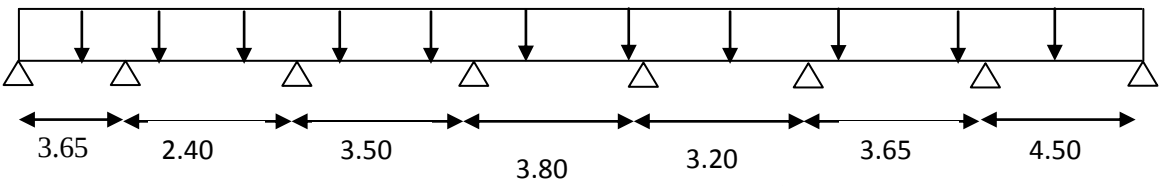
$$M(x)=M_0(x) + M_{i-1}(1-\left(1-\frac{X}{L_i}\right) + M_i\frac{X}{L_i}.$$

$M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

- **Combinaison des charges :**

A L'ELU : q_u=1.35G + 1.5Q = 5.97 KN/ml.
A L'ELS : q_s= G + Q= 4.31 KN/ml.

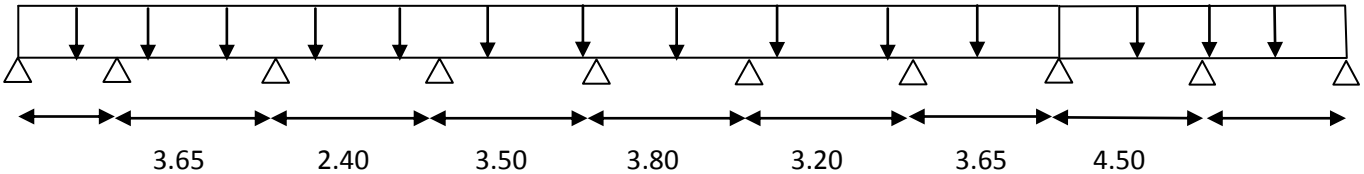
3) Calcul à l'ELU :



FigIII-2-6 : schéma statique de la poutrelle

3-a) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :



On pose $M_0 = M_9 = 0$

$7.3M_1 + 3{,}65M_2 = -72.57$.....(1)
$3{,}65M_1 + 12.10M_2 + 2.4M_3 = -93.21$.....(2)
$2.4M_2 + 11.80M_3 + 3{,}50M_4 = -84.62$.....(3)
$3{,}50M_3 + 14.6M_4 + 3.80M_5 = -145.89$.....(4)
$3{,}80M_4 + 14M_5 + 3.20M_6 = -130.80$.....(5)
$3.20M_5 + 13.70M_6 + 3.65M_7 = -121.48$ .....(6)
$3.65M_6 + 16.30M_7 + 4.50M_8 = -208.58$ .....(7)
$4.50M_7 + 9M_8 = -136$ .....(8)

La résolution du système nous donne :

$M_1 = -7.64$ KN.ml $M_2 = -4.60$KN.ml $M_3 = -4.03$KN.ml
$M_4 = -7.42$ KN.ml $M_5 = -6.16$KN.ml $M_6 = -5.12$KN.ml
$M_7 = -8.67$ KN.ml $M_8 = -10.77$ KN.ml

3-b) Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

Avec : $\mu(X) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}.$$

Travée (0-1) ; $x_1 = 1.96$m μ=9.88 $M_{max} = 3.85$ KN.m.
Travée (1-2) ; $x_2 = 1.24$m μ=4.29 $M_{max} = -0.016$ KN.m.
Travée (2-3) ; $x_3 = 1.59$m μ=9.06 $M_{max} = 3.50$ KN.m.
Travée (3-4) ; $x_4 = 1.95$m μ=10.76 $M_{max} = 3.97$ KN.m.
Travée (4-5) ; $x_5 = 1.65$m μ=7.63 $M_{max} = 2.00$ KN.m
Travée (5-6) ; $x_6 = 1.66$m μ=9.86 $M_{max} = 3.11$ KN.m.
Travée (6-7) ; $x_7 = 2.17$m μ=15.09 $M_{max} = 5.41$KN.m.

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

- **Moment corrigé :**

- **En appui :**

M_0 =-5.09KN.m
M_1=-3.06KN.m
M_2=-2.68KN.m
M_3=-4.94KN.m
M_4=-4.10KN.m
M_5=-3.41KN.m
M_6=-5.78KN.m
M_7=-7.18KN.m

- **En travée :**

$M_{0\text{-}1}$ =5.13KN.m
$M_{1\text{-}2}$=-0.21KN.m
$M_{2\text{-}3}$=4.67KN.m
$M_{3\text{-}4}$=5.29KN.m
$M_{4\text{-}5}$=2.67KN.m
$M_{5\text{-}6}$=4.15KN.m
$M_{6\text{-}7}$=7.21KN.m

3-c) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x)=\frac{q_u \ell_i}{2}-q_u x+\frac{M_{i+1}-M_i}{\ell_i}.$$

Travée (0,1) : $\begin{cases} T_w = 11.45\,KN \\ T_e = -10.34 KN \end{cases}$

Travée (1,2) : $\begin{cases} T_w = 7.32 KN \\ T_e = -7.00\ KN \end{cases}$

Travée (2,3) : $\begin{cases} T_w = 9.80\ KN \\ T_e = -11.09\,KN \end{cases}$

Travée (3,4) : $\begin{cases} T_w = 11.56\,KN \\ T_e = -11.12\ KN \end{cases}$

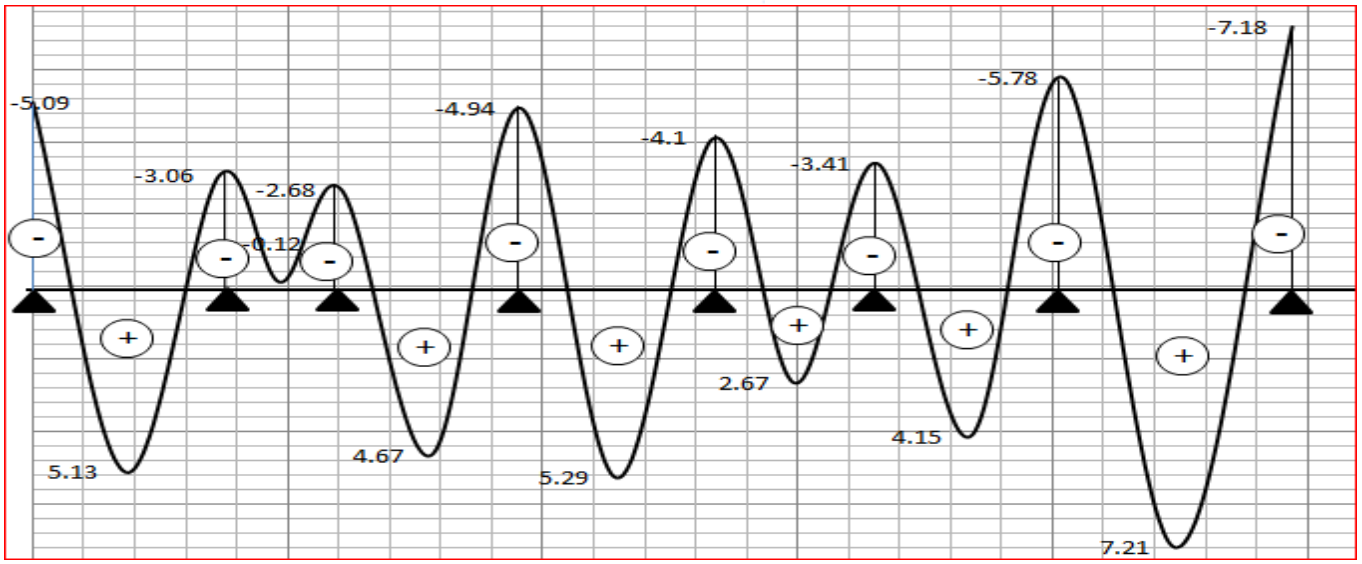
Travée (4,5) : $\begin{cases} T_w = 9.76\,KN \\ T_e = -9.34\ KN \end{cases}$

Travée (5,6) : $\begin{cases} T_w = 10.24 KN \\ T_e = -11.54\,KN \end{cases}$

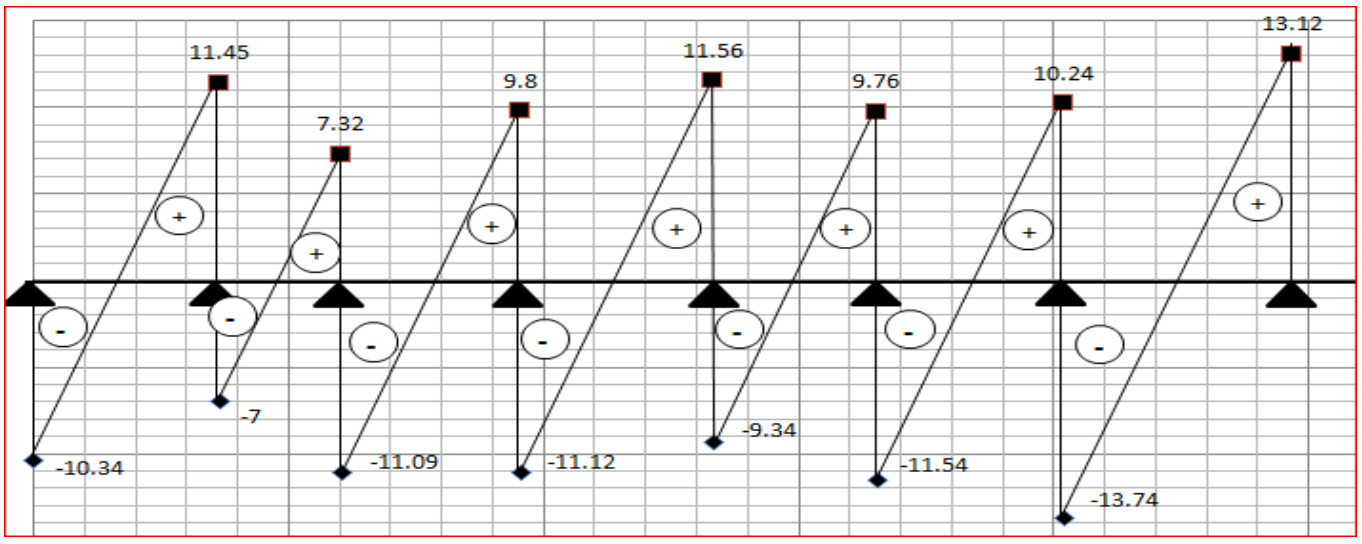
Travée (6,7) : $\begin{cases} T_w = 13.12\,KN \\ T_e = -13.74\ KN \end{cases}$

Les résultats à l'ELU des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci-après.

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	-5.09	-3.06	-2.68	-4.94	-4.10	-3.41	-5.78
M_e	-3.06	-2.68	-4.94	-4.10	-3.41	-5.78	-7.18
T_w	11.45	7.32	9.80	11.56	9.76	10.24	13.12
T_e	-10.34	-7.00	-11.09	-11.12	-9.34	-11.54	-13.74
M_t (KN.m)	5.13	-0.12	4.67	5.29	2.67	4.15	7.21



FigIII-2-7 Diagramme des moments fléchissant



FigIII-2-8 Diagramme des efforts tranchants

III .1.4. Calcul des armatures :

III .1 .4.1.Calcul à ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales :

✓ **En travées** :

Le moment maximal en travée :

$M^{t}_{max} = 7,21[KN.m]$

Le moment équilibré par la table de compression :

$\mathbf{M = bxh_0x\ d\ \frac{h_0}{2}\ xf_{bu}} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18-0,04/2) \times 14.2 \times 1000 = 59,072[KN.m]$

M= 59,07 [KNm]

$M^{t}_{max} \leq M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b × h) = (65×20)**)**.

$$\mu = \frac{M^{t}_{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,21x10^3}{65x18^2 x14,2} = 0.024 < 0.392$$

$\mu < \mu_l$: La section est simplement armée.

$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{7,21\times10^3}{0,988\times18\times348} = 1,17\ [cm^2]$$

Soit A_{st} = 3HA10 = 2,35[cm²]

✓ **Aux appuis**

Le moment max aux appuis :

$M_a^{max} = 7.18$ [KN.m]

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.18x10^3}{65x18^2 x14,2} = 0,024 < 0.392$$

$\mu_b < \mu$ La section est simplement armée

$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$

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

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{7.18\times10^3}{0,988\times18\times348} = 1.16\ [cm^2]$$

Soit

$A_{adoptee}$= 1 HA14= 1,54[cm^2]

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par **(Art A.7.2.12, BAEL91):**

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.4\right\} = 0.57[cm]$$

θ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre $2\phi 6$ avec $A_t = 2HA6 = 0.56[cm^2]$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **φ6**

- **L'espacement des cadres :**

$$St \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9x18; 40cm) = 16,2[cm]$$

Soit un espacement St = 15 [cm]

- **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA6, avec un espacement S_t=15[cm] sur la totalité de la poutre.

III 1.5. Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26[cm^2]$$

✓ **En travée :** $A_t = 2,35[cm^2] > A_{\min} = 0,26[cm^2]$ **Condition vérifiée.**

✓ **Aux appuis :** $A_a = 1,54 > A_{\min} = 0,26[cm^2]$ **Condition vérifiée.**

2) Vérification au cisaillement :

T_{max}=13,74[KN].

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{13,74 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,64[MPa].$$

Fissuration peu préjudiciable $\overline{\tau_u} = \min\left(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5[MPa]\right) = 3.33[MPa]$

✓ $\tau_u = 0,63MPa < \overline{\tau_u}$ **Condition vérifiée**

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ [Mpa]

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0,9d\ \Sigma Ui} = \frac{13,74 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 2,25[MPa]$$ **Condition vérifiée**

4) Ancrage des barres :

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

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

$\tau_s = 0,6\ \Psi^2\ f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84[\text{Mpa}]$.

$$l_S = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29[cm]$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_S$ pour les aciers HA

$l_S = 0,4 \times 49,29 = 19,71$[cm] **On opte pour** : **l_s=20[cm].**

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton et l'acier : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

Sur le béton

$$\mathbf{T^{max} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28}} \quad \text{Avec : a = 0,9d}$$

$$T^{max} \leq 0,267 \times 0,14 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 151.38.[KN].$$

$$T^{max} \leq 151,38[KN].$$

Appuis de rive :

T_{max}=13.74KN < 151.38KN **Condition vérifiée.**

Appuis intermédiaires :

T_{max} =11.56KN< 151.38 KN **Condition vérifiée.**

Sur l'acier :

$$A_{appuis} \geq \frac{\mathbf{1,15}}{\mathbf{f_e}} \mathbf{(T\,max + H)}$$

$$\mathbf{H = \frac{M_{a\,max}}{0,9.d}} \quad A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400}\left(13,74 + \frac{7.18}{0,9 \times 0,18}\right) = 0,167 < 1.54$$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

6) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $\mathbf{\sigma_{bc}^{max} = \frac{T^{max}}{b_0 a} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$ avec **a = 0,9d**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1{,}3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}3 \times \frac{25}{1{,}5} = 21{,}66MPa$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{13{,}74 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 120} = 0{,}70 < \bar{\sigma}_{bc}$$ **Condition vérifiée.**

❖**Calcul à L'ELS** :

1/- Calcul des moments isostatique :

Combinaison des charges à L'E L S :

G = 5.15 KN / ml , Q = 1,5 KN / ml

q_s= 4.31 KN/ml

q_s / q_u=0,72

Travée	*0-1*	*1-2*	*2-3*	*3-4*	*4-5*	*5-6*	*6-7*
M_w(KN.m)	-3.66	-2.20	-1.93	-3.55	-2.95	-2.45	-4.16
M_e(KN.m)	-2.20	-1.93	-3.55	-2.95	-2.45	-4.16	-5.16
T_w(KN)	8.24	5.27	7.05	8.32	7.02	7.37	9.44
T_e(KN)	-7.44	-5.04	-7.98	-8.00	-6.72	-8.30	-9.89
M_t (KN.m)	3.70	-0.086	3.36	3.80	1.92	2.98	5.04

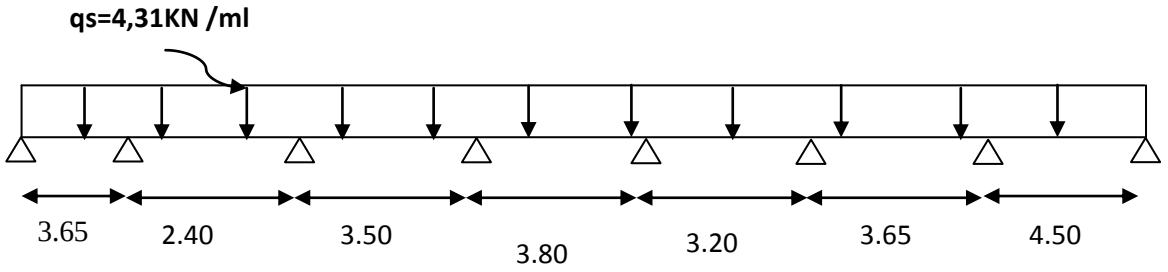


Fig.III.2.9 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.

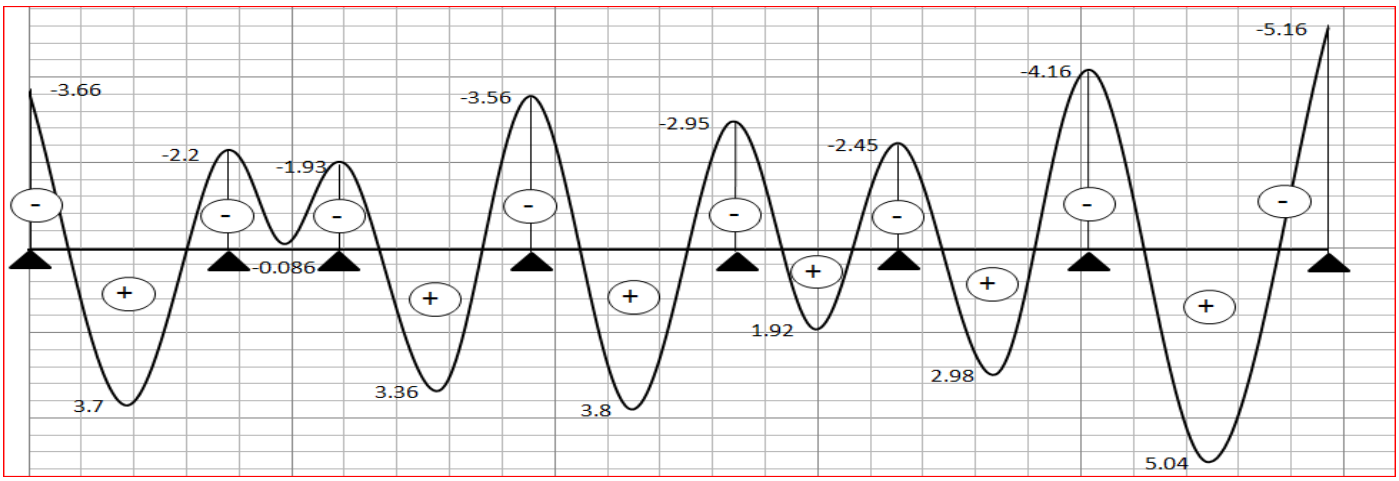


Fig.III.2.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

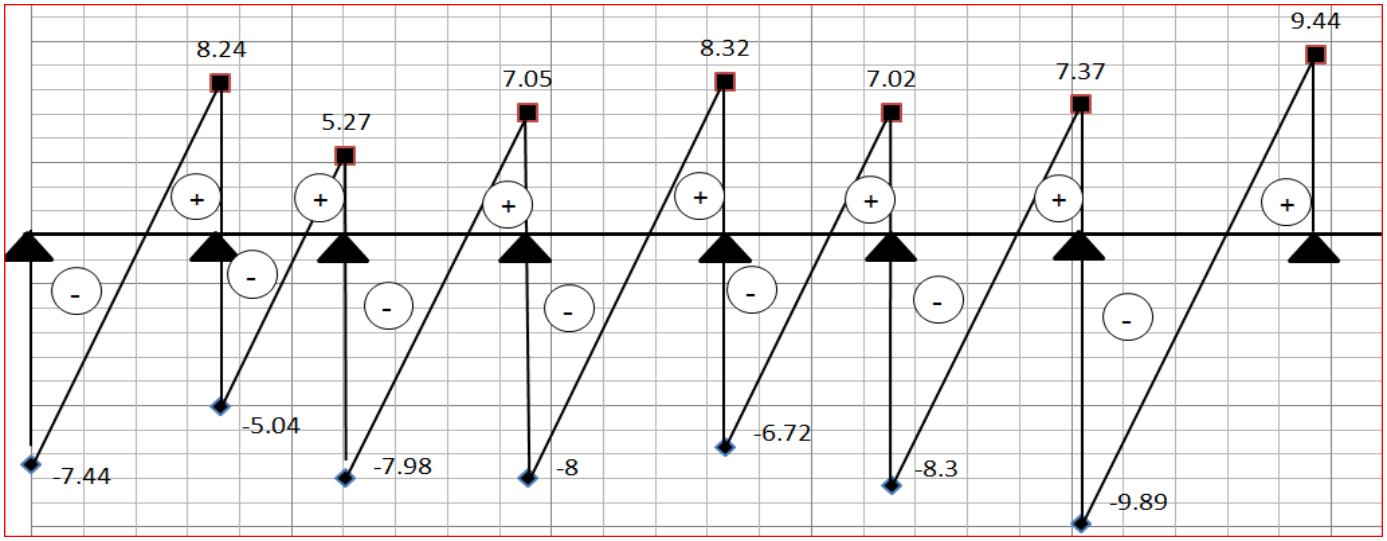


Fig.III.2.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'E L S.

III.1.6) -vérification des contraintes à L'E L S :

A) Résistance a la compression du béton :

En travées :

$M_{t\,max}$ = 5,19 [KN.m] , A_{st} = 2,35[cm²] (ELU) en travées.

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15$[MPa]

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09$$

$\rho_1 = 1,09 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.856$, $\kappa_1 = 19,72$

La contrainte des aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_1} = \frac{5,19 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 143,33 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_s} = \frac{143.33}{19,72} = 7,27[\text{MPa}] < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis :

M_a^{max} = 5.16 [KN.m]

La section d'armatures adoptée à L'ELU aux appuis est : A_a = 1HA14= 1,54[cm²]

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b_0.d} = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 18} = 0,71 \qquad \text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,955 \\ \kappa_1 = 96.1 \end{cases}$$

La contrainte des aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{5.16 \times 10^3}{0.955 \times 18 \times 1,54} = 194.91 \text{ [MPa]}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \dfrac{\boldsymbol{\sigma_s}}{\boldsymbol{\kappa_s}} = \dfrac{194.91}{96.1} = 2.03$ [MPa] < 15 [MPa] **Condition vérifiée.**

Alors le calcul des armatures à L'ELS n'est pas nécessaire.

B) Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL91/ Art.B.6.3)

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

C) Vérification de l'état limite de déformation :(BAEL91/ Art.B.6.8,4 24)

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

- Les règles du (BAEL91/ Art.B.6.8,424) précisent qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si celle-ci est associée à un hourdis et si les conditions suivantes sont vérifiées.

$\dfrac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} \geq \dfrac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}}$ .....(1)

$\dfrac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} \geq \dfrac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{15.M_0}}$ .....(2)

$\dfrac{\mathbf{A_s}}{\mathbf{b_0.d}} \leq \dfrac{\mathbf{3.6}}{\mathbf{f_e}}$ .....(3)

Avec :

h : hauteur total de la section droite. h = 20[cm]

L : langueur de la travée. L = 4,50[cm]

b_0 : largeur de la nervure. b_0 = 12[cm]

M_t : moment de flexion maximal en travée. M_t = 5,19[KN.m]

M_0 : moment isostatique. M_0 = 10,90 [KN.m]

A_s : section des armatures tendues. A_s = 2,35[cm²]

$\dfrac{h}{L} = \dfrac{20}{450} = 0{,}044 < \dfrac{\mathbf{1}}{\mathbf{22.5}} = 0.0625$ **Condition non vérifiée.**

$\dfrac{h}{L} = 0.044 > \dfrac{M_t}{15.M_0} = \dfrac{5{,}19}{15 \times 10{,}90} = 0{,}031$ **Condition vérifiée.**

$\dfrac{\mathbf{A_S}}{\mathbf{b_0.d}} = \dfrac{\mathbf{2{,}35}}{\mathbf{12 \times 18}} = 0.01 > \dfrac{\mathbf{3.6}}{\mathbf{400}} = 0.009$ **Condition non vérifiée.**

D) Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$\mathbf{f} = \dfrac{\mathbf{M_t^S}}{\mathbf{10}} \dfrac{\mathbf{L^2}}{\mathbf{E_V}} \dfrac{}{\mathbf{I_{fv}}} \leq \bar{\mathbf{f}}$, $\bar{f} = \dfrac{l}{500} = \dfrac{4500}{500} = 9[mm]$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

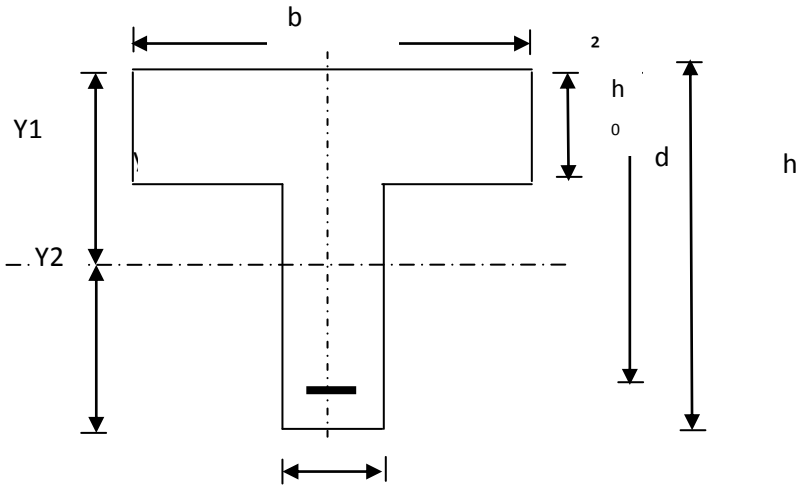
$\mathbf{E_V}$: Module de déformation différé

$\mathbf{E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,85\ [MPa]}$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.



$$\mathbf{I_0 = \frac{b_0\ (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b\ \ b_0).h_0\ \frac{h_0^2}{12} + y_1\ \frac{h_0}{2}^2 + 15A(y_2\ \ c)^2}$$

$\mathbf{y_1 = \frac{S}{B_0}}$; **Avec :** B_0 la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0\ \frac{h^2}{2} + (b\ \ b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15\ \ At\ \ d}{b_0\ \ h + (b\ \ b_0)h_0 + 15\ \ At} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1\ [cm]$$

$\mathbf{y_1 = 7,1[cm]}$, $\mathbf{y_2 = h.y_1}$

$\mathbf{y_2 = 20x7,1 = 12,9cm}$, **On aura :** $\mathbf{I_0 = 19269.89\ [cm^4]}$

E) Calcul des coefficients :

$$\mathbf{\rho = \frac{A}{b_0\ \ d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01}$$

$$\mathbf{\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1.09 \Rightarrow \beta_1 = 0.856}$$

$$\mathbf{\lambda_v = \frac{0.02\ f_{t28}}{\left[2 + 3\frac{b_0}{b}\right]\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + 3\frac{12}{65}\right] 0,01} = 1.644}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{5{,}41\times10^6}{0.856\times180\times2{,}35\times10^2} = 149{,}41\text{[MPa]}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{s+} f_{t28}} = 1 - \frac{1.75\times2.1}{4\times0.01\times149{,}41+2.1} = 0.545$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\ \text{[MPa]}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1\ I_0}{1+\lambda_V \mu} = \frac{1.1\times19269{,}896}{1+1{,}644\times0.545} = 11215.28\ [\text{cm}^4]$$

❖ $f_v = \frac{5{,}41\times10^6 (4{,}35\times10^3)^2}{10\times10818.86\times11215{,}28\times10^4} = 8.43\text{[mm]} < \bar{f} = \frac{4500}{500} = 9\ \text{[mm]}.$

La flèche est vérifiée.

❖ **Plan de ferraillage de la poutrelle :**

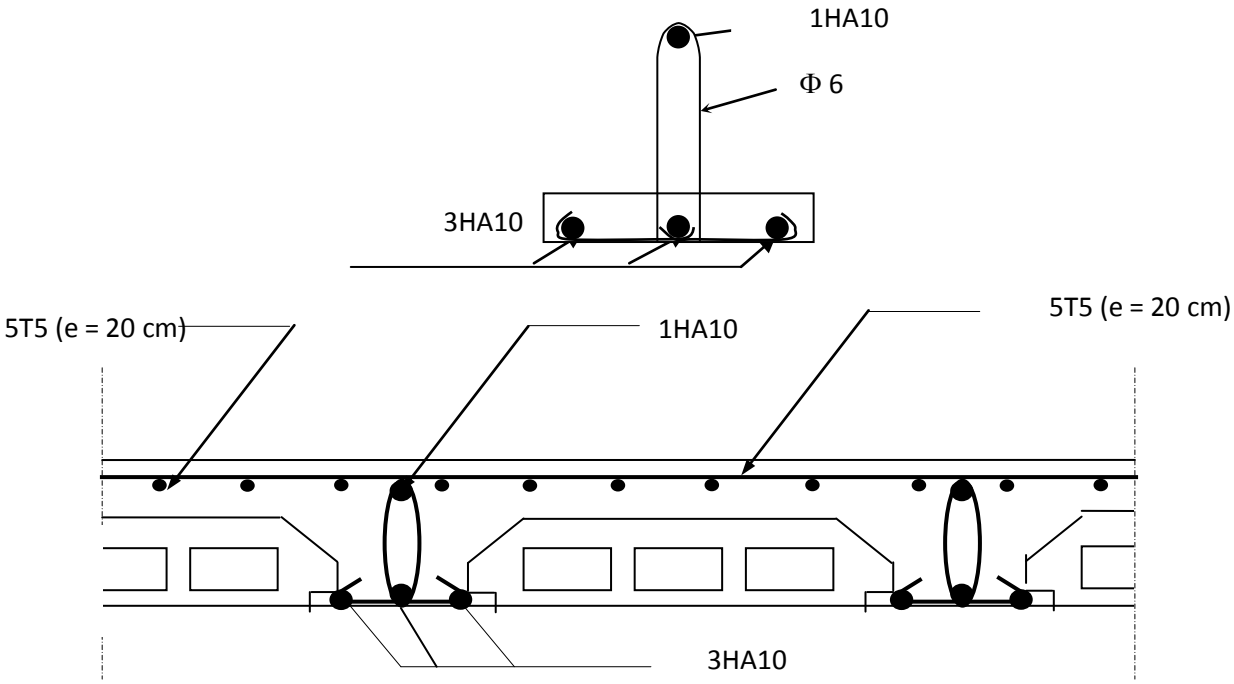


Fig.III.2.12 : Plan de ferraillage des planchers du RDC et étages courants courant

3.2 Calcul des escaliers

3.2.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

3.2.2 Terminologie et Définitions

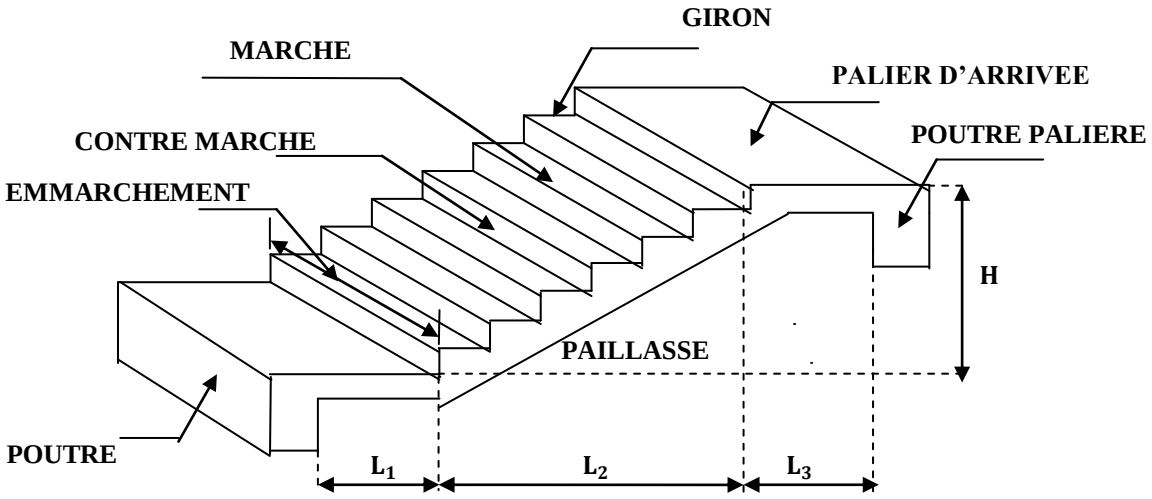


Figure 3.2.1 : schéma des escaliers droits

- **g** : giron (largeur des marches)
- **h** : Hauteur des marches
- **E** : Emmarchement
- **H** : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

- L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de trois volées et deux paliers intermédiaires.
  Nous calculerons l'escalier à trois volées et nous adopterons le même ferraillage pour les escaliers à deux volées.

3.2.3 Type 1 : Escalier à trois volées

Dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL
Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

g+2h = 64cm

Calcul du nombre de contre marches et de marches

Avec
h : Hauteur de la contre marche. g : Giron.

$14cm \le h \le 18cm \Rightarrow$ **On prend** $h = 17cm$

-Le nombre de contre marches *n*

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{17} = 9 \Rightarrow n-1 = 9-1 = 8$$

- **Le giron g**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30cm$$

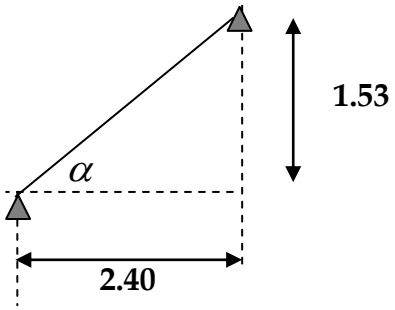


Figure 3.2.2

Vérification de la loi de BLANDEL

Il faut vérifier que :

$59 \le g + 2h \le 66$

$30 + 2.(17) = 64cm$ **La condition est vérifiée**

Alors

$h = 17cm$

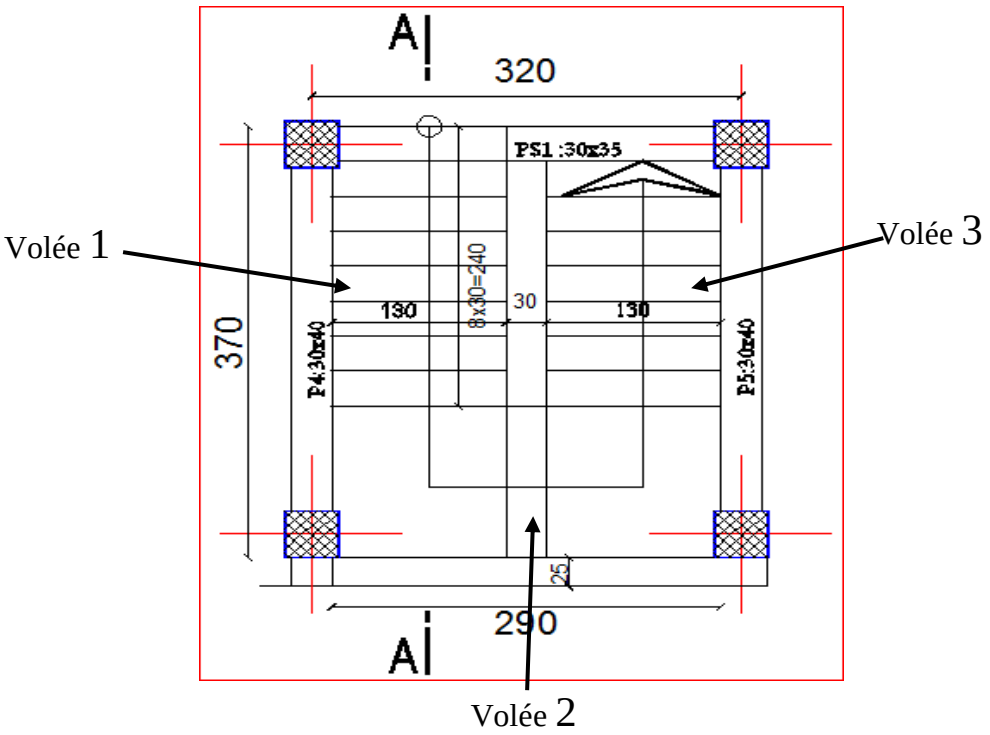
$g = 30cm$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **h=17cm** et un giron **g= 30cm**.

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 :** n= 9 contre marches ; **Donc** m=n-1 = 8marches.
- **Volée 2 :** n= 2 contre marches ; **Donc** m=n-1 = 1marches.
- **Volée 3 :** n= 8 contre marches ; **Donc** m=n-1 = 7marches.

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants



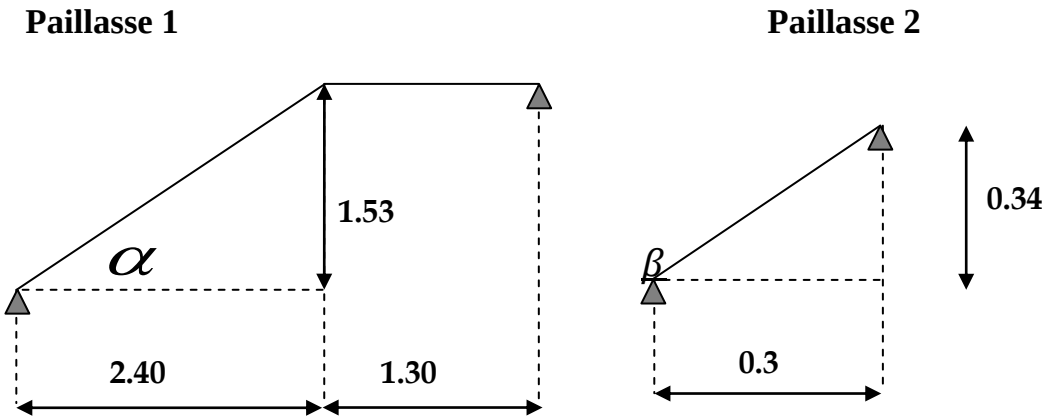


Figure 3.2.3 : coupe transversale sur les escaliers

Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Prenant compte des recommandations du **BAEL91..... [2]**
la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\mathbf{L/30 \leq e_p \leq L/20}$$

Avec
L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\mathbf{L} = \frac{\mathbf{L_1}}{\cos\alpha} + \mathbf{L_2}$$

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}57 \Rightarrow \alpha = 29.68^0$$

Donc

$$L = \frac{2.40}{\cos 29.68} + 1{,}30 = \mathbf{4.06m.}$$

$406/30 \leq e_p \leq 406/20 \rightarrow 13.53 \leq e_p \leq 20.3$

$\mathbf{L_1}$:La longueur de la paillasse projetée
$\mathbf{L_2}$:La longueur de palier intermédiaire

Conclusion

On opte pour une paillasse d'épaisseur $\mathbf{e_p = 15cm.}$

Remarque :

On calcul la volée n°1 du RDC, étant qu'elle est la plus défavorable et on adopte le même ferraillage pour les autres volée de tous les niveaux**.**

3.2.3 Détermination des Charges et surcharges

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

A) La volée

- Poids des marches ($\rho = 25KN/m^3$)…….……25x1x0, 17 /2 = 2.125 KN /ml.
- Poids de la paillasse ($\rho = 25KN/m^3$)… $\frac{1}{cos\ 29.68}$x 0.15x25 = 4.31 KN/ml.
- Lit de sable (ρ =18KN/m^3 ; e=0,02)……18x1x0, 02 = 0,36 KN/ml
- Mortier de pose (ρ =22KN/m^3 ; e=0,02) …….....22x1x0, 02= 0 ,44KN/ml
- Carreaux Grés Céramie (1cm; ρ =20KN/m^3) …..……20x0, 01 =0,20KN/ml
- Poids du garde-corps …… = 0,20 KN/ml
- Enduit de plâtre (2cm; ρ =10KN/m^3) ……. 10x0, 02 =0,20KN/ml

G=7,83KN/ml

B) Le palier

- Poids propre du palier…….. 0,15x1 x 25 = 3.75 KN/ml
- Poids total du revêtement……..……0.36+0.44+0.2+0.2=1.2KN/ml

G=4.95 KN/ml

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 KN/ml**.

3.2.4 Calcul des efforts internes

A) Combinaison de charges à l'ELU

- **Volée** : $q_u^v = 1.35x7.83 + 1.5x2.5$ =**14,32KN/ml.**
- **Palier :** $q_u^p = 1.35x4.95 + 1.5x2.5$ =**10,43 KN/m.**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

B) Etude des paillasses

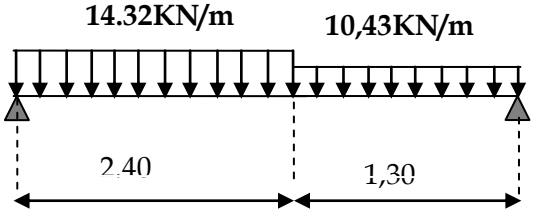


Figure 3.2.4 : Diagramme de chargement de la paillasse

B-1) Calcul des réactions d'appuis

$R_A + R_B = 47.93$ KN.

$\sum M/_A = 0 \rightarrow \frac{14.32x2.40^2}{2}$+10.43x1,30x((1.30/2)+2.40)-R_Bx3.70

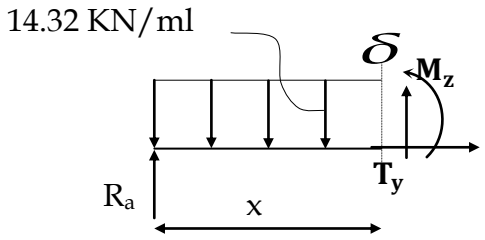
Donc:

R_B= 22.32 KN

R_A= 25..61 KN.

B-2) Calcul des efforts internes

1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 2.40m



$\sum M/_\delta = 0$

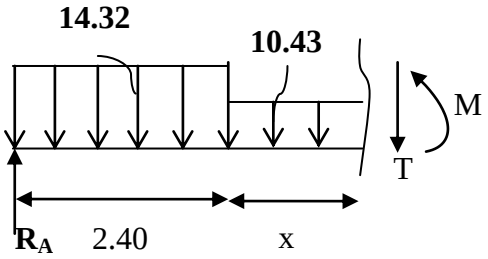
M_z= -7.16x^2 +25.61x

- Pour x=0→$M_z = 0$
- Pour x=2.40→$M_z = 20.20KN.m$

T_y=-$\frac{d(M_z)}{dx}$=14.32x-25.61

- Pour x=0→$T_y = -25.61KN.$
- Pour x=2.40→$T_y = 8.76KN$

2eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.30m



$\sum M/_\delta = 0$

M_z=-5.21x^2 -8.76x+20.20

- Pour x=0→$M_z = 20.20$
- Pour x=1.30→$M_z = 0\ KN.m$

T_y=$\frac{d(M_z)}{dx}$=-10.43x -8.76

- Pour x=0→$T_y = -8.76KN$
- Pour x=1.30→$T_y = 22.32KN$

Figure 3.2.5:**Les diagrammes des efforts internes**

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Aux appuis :**

M_{a1}= -0,3. M_z^{max} = -0,3x22.90 = -6.87 Kn.m

- **En travée :**

M_{t1}= 0,85. M_z^{max} = 0,85x22.90 = 19.46 Kn.m

B-3) Diagramme des Efforts internes sur les paillasses

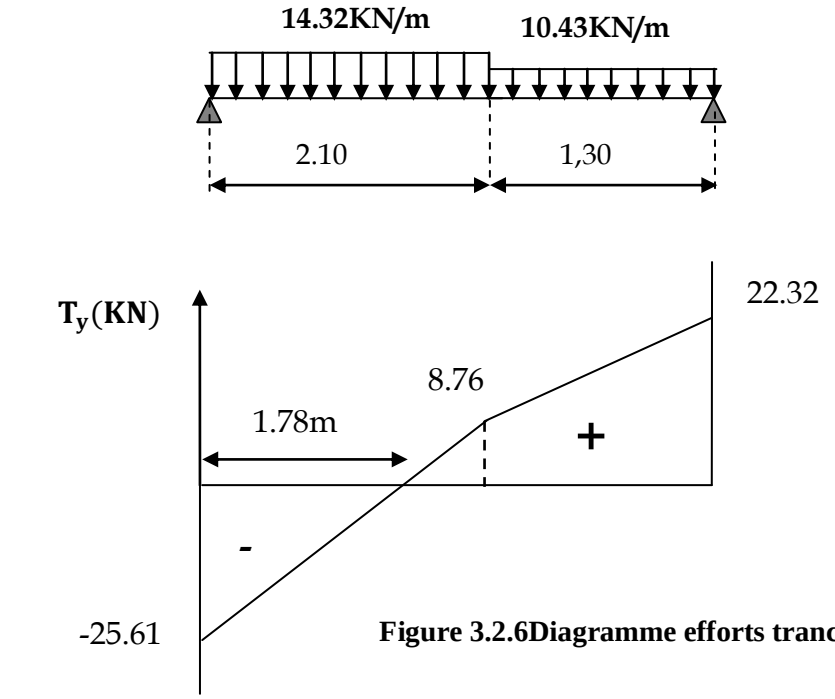


Figure 3.2.6Diagramme efforts tranchants

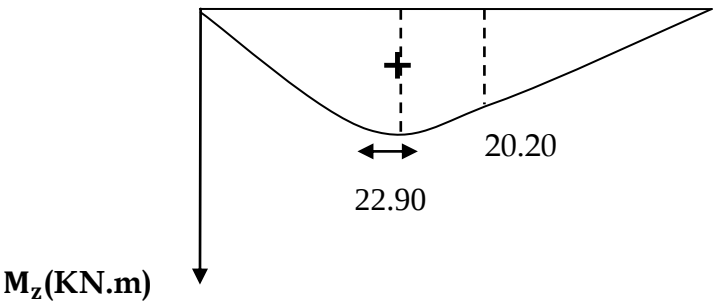


Figure 3.2.7Diagramme Moment fléchissant

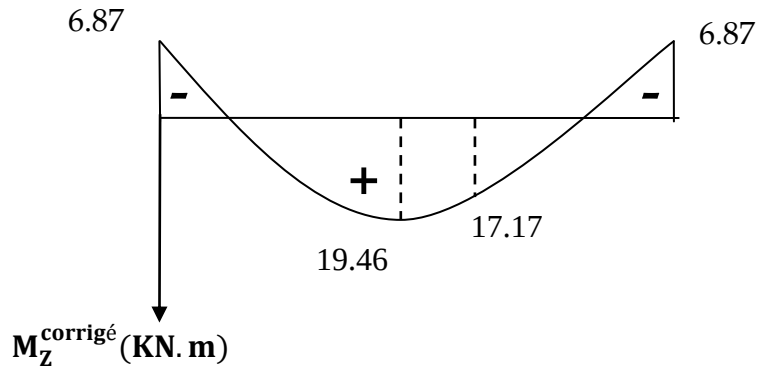


Figure 3.2.8 Diagramme corrigé moment fléchissant

3.2.5Ferraillage des paillasses

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=15cm).

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{19.46\times10^{6}}{14,2\times1000\times(130)^2} = 0,0810 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,081 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$\text{Ast} = \frac{M_t}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{19.46\times10^{6}}{348\times130\times0,958} = 4.49\text{cm}^2$$

On opte pour **7HA12=7.91 cm²/ml ; Soit 1HA12 tous les 15cm.**

2- Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{\text{Ast}_{1et3}}{4} = \frac{7.91}{4} = 1,98\text{cm}^2$$

On opte pour **6HA10=4.74 cm²/ml ; Soit 1HA10 tous les 20cm.**

3.2.6 Vérification a l'ELU

A) Espacement des armatures :

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

Armatures principales ⟶ **S_t< min {3h ; 33cm}**

St=15 cm< 33 cm ... ... ***CV***

Armatures de répartition ⟶ **S_t< min {4h ; 45cm}**

St=20 cm< 45 cm ... ... ***CV***

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)…… [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x100x15x2,1}{400} = 1.81\text{cm}^2$$

A_{ad} = 7T12 =7.91 cm² > 1.81 cm² ……**CV**

C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

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

Calcul de $\overline{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables **: $\overline{\tau}_u$ = 3.33Mpa.**

Calcul de τ_u^{max} :

V_{max}=25.61 KN.

τ_u **=** $\frac{V_u}{b_0.d} = \frac{25.61\times10^3}{1000\times130}$; Donc : τ_u **=0.197Mpa.**

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ ……**Les armatures transversales ne sont pas nécessaires**

D) Entrainement des barres :(Art.A.6.1, 3 / BAEL91)……..[2]

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

Calcul de $\overline{\tau}_{se}$: $$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9\times d\times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

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

$\overline{\tau}_{se}$ **= 3.15 Mpa.**

Calcul de τ_{se} :

Pour les paillasses

$\overline{\tau}_{se}$:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i$ = 3.14x7x12 = 263.76 mm

$\tau_{se} = \frac{25.61\times10^3}{0.9\times130\times263.76}$; Donc : τ_{se} **=0.83Mpa.**

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ …… …. **Pas de risque d'entrainement des barres**

E) Longueur du scellement droit :(Art A.6.1, 22 / BAEL91)…… [2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$\tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ Mpa.

$L_s = \frac{1,2x400}{4x2,835} = 42.33$cm ; On prend **$L_s$ =45 cm.**

Vu que **l_s** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées , les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.

Donc : **Lc = 18cm**

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91)…….. [2]

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 25.61 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 130} =$ **0.44Mpa.**

$\frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,8x25}{1.5} =$ **13.33 Mpa.**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$ **…… CV**

G) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)…… [2]

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

Paillasses

$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{25.61.10^3}{348.100} = 0,73cm^2$; $A_{s\ t\ adopté} = 7.91cm^2$

$A_{st\ adopté} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$ ⟶ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

3.2.6 Vérification à l'ELS

A) Combinaison de charges à l'ELS

Volée : $q_u^v = 7.83 + 2.5 = \mathbf{10.33}$ **KN/m**

Palier : $q_u^p = 4.95 + 2.5 = \mathbf{7.45}$ **KN/m**

B) Diagramme des Efforts internes des paillasses

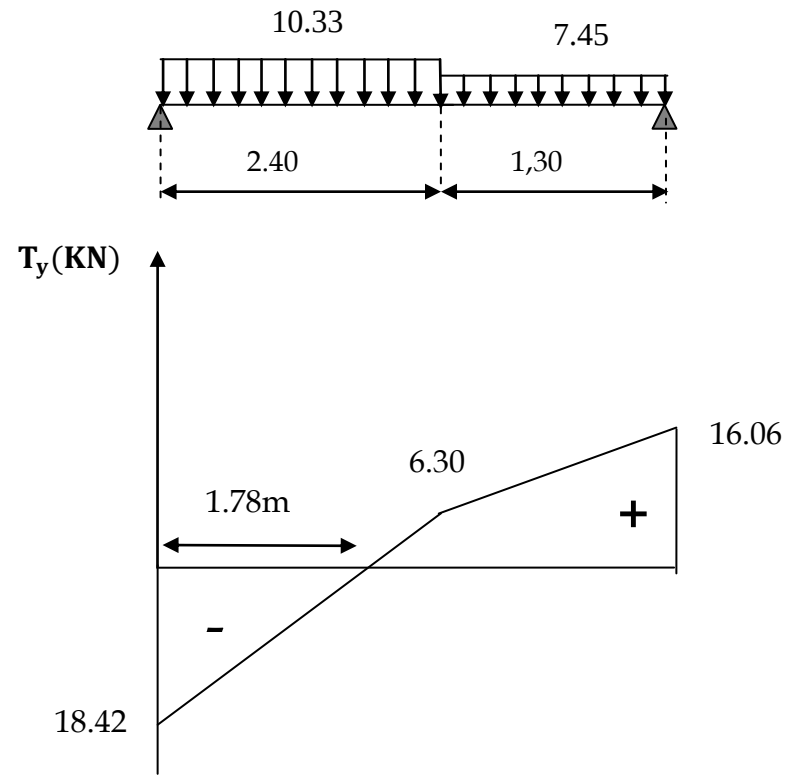


Figure 3.2.9 Diagramme efforts tranchants

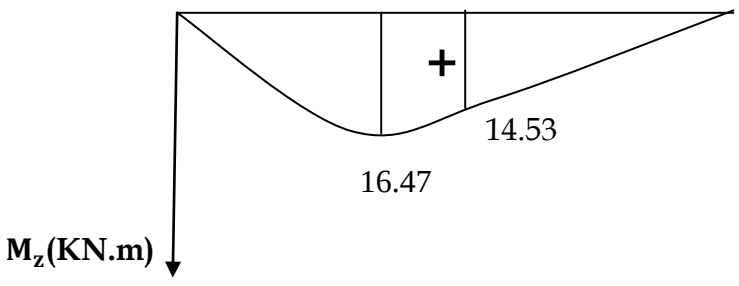


Figure 3.2.10 Diagramme Moment fléchissant

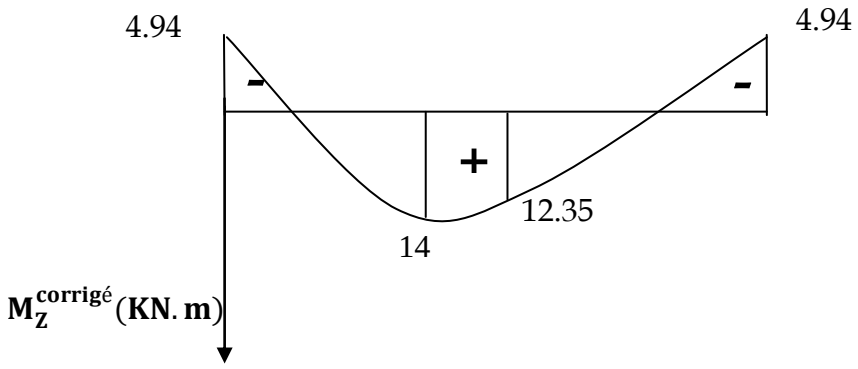


Figure3.2.11 Diagramme corrigé moment fléchissant

B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)…… [2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

Paillasses

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7.91}{100 \times 13} \times 100 = 0.606$$

$\rho_1 = 0.606 \Rightarrow k_1 = 28.48$ et $\beta_1 = 0.885$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14 \times 10^6}{0.885 \times 130 \times 791} \quad ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{153.83Mpa}$$

$\sigma_s = 153.83 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... **CV**

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{153.83}{28.48}$; $\sigma_{bc} = 5.40\mathbf{Mpa}$

$\sigma_{bc} = 5.40 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... **CV**

A) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)…… [2]

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{340} = 0.044.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

La condition 1 n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

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

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4mm$

Avec

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé =10819Mpa (voir chapitre1)

M_t: Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$

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

μ, λ_V :Coefficients.

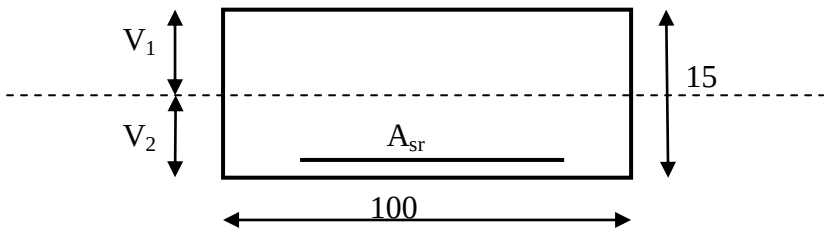


Figure 3.2.12 : Coupe longitudinal dans la paillasse

Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$
$B_0 = 100x15 + 15 \times 7.91$

B_0 = 1618.65cm^2

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{b\ h^2}{2} + 15A.d$$
$$S/_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.91 \times 13 = 12792.45\,cm^3$$
$S/_{xx}$ = **12792.45cm^3**

Position du centre de gravité

$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{12792.45}{1618.65} = 7.90cm$; Donc : **V_1=7.90cm**
$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.90 = 7.10\,cm$; Donc : **V_2=7.10 cm**

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3)\frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2 = (7.90^3 + 7.10^3)\frac{100}{3} + 15x7.91(7.10 - 2)^2$$
I_0 = **31451.08cm^4**

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7.91}{100 \times 13} = 0{,}006$$
$$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}006 \times ((2+3))} = 3.50$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$
λ_v = **1.40**
$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75 x 2.1}{4 x 0.006 x 153.83 + 2.1} = 0.634$$
μ = **0.634**

Calcul de l'inertie fictive *If* **:**

$$If_v = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v \mu} = \frac{1,1\times 31451.08}{1+1.4x0.634} = 18328.13\,cm^4$$

If_v =**18328.13 cm^4**

Calcul de flèche :

$$f = \frac{14\times(3700)^2x10}{10819\times 18328.13} = 5.47mm$$

f **=5.47mm.**

$f = 5.47mm \prec \bar{f} = 7.40mm$.**Flèche admissible……CV**

La flèche est importante car nous avons une longueur assez grande de la paillasse

3.2.7 Calcul de la poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.

3.2.7.1 Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$$
$$0.4h \le b \le 0.7h$$

Avec :•h : hauteur de la poutre,

•b : largeur de la poutre,

•L : portée maximum entre nus d'appuis.

L=290 cm

$$\frac{290}{15} \le h \le \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33cm \le h \le 29.00cm\ ;$$

On opte pour : **h = 30cm**

$$0,4\times 40 \le b \le 0,7\times 45 \Rightarrow 16cm \le b \le 28cm\ ;$$

On opte pour : **b = 25 cm**

Vérification des conditions sur RPA :

h =35 cm > 30 cm

b= 25 cm > 20 cm ⟹ Toutes les conditions sont Vérifiées.

h/b = 1.6< 4

Section adoptée

Poutre palière ⟹ (25x30) cm²

3.2.7.2 Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2{,}76KN/M^2$).

Poids propre de la poutre :

- Parties A et C : 0,25x0, 30x25=1.875KN/Ml.
- Partie B : 0,25x0, 30x25x$\frac{1}{cos29.54}$ =2,15KN/Ml.

Chargement dû aux réactions du palier :

- Parties A et C : 22.32KN.

Chargement dû au poids du mur extérieur :

- Partie A: 2,76x1.70=4.70KN/Ml.
- Partie C : 2,76x1.36=3.75KN/Ml.
- Parties B:

- nous avons un chargement trapézoïdal mais dans le calcul on le considère comme un Chargement uniformément repartie vue la distance de 30 cm dans la partie B

Point **A**: 4.70KN/Ml.
Point **B**: 3.75KN/Ml.

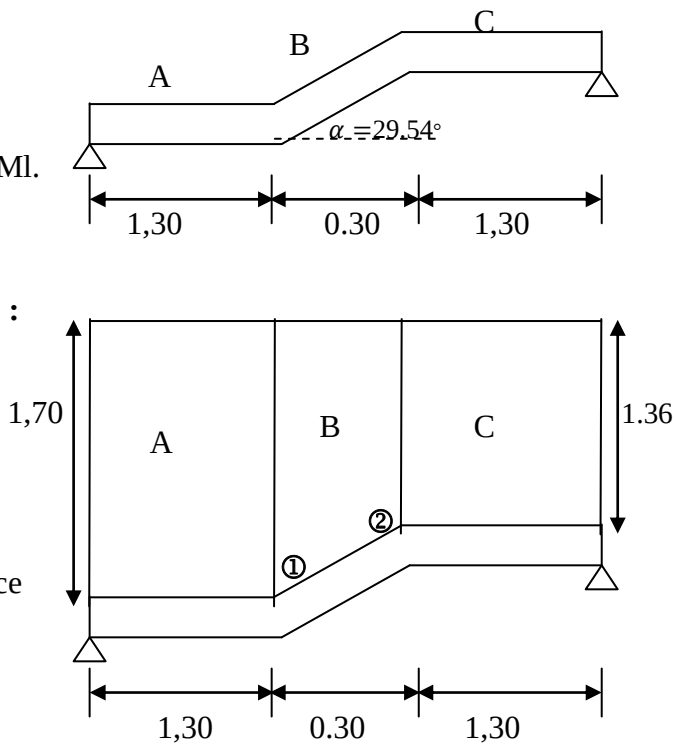


Figure 3.2.13 : Répartition des Chagres

3.2.7.3 Calcul des efforts internes

1) Combinaison de charges à l'ELU

- **Partie A**:$q_u = 1{,}35(1.87 + 4.70) + 1.5(2.5) + 15.39 = 28{,}01KN/Ml.$
- **Partie C**:$q_u = 1{,}35(1.87 + 3.75) + 1.5(2.5) + 15.39 = 26.73KN/Ml$
- **Partie B**:Point 1-2 : $q_u = 1{,}35(2{,}15 + 7.83 + 4.70) + 1.5(2.5) = 23.57KN/Ml.$

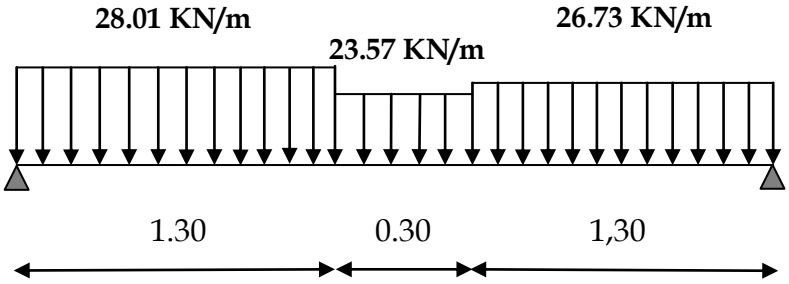


Figure 3.2.14 : Diagramme des charges est surcharge

2) Calcul des réactions d'appuis

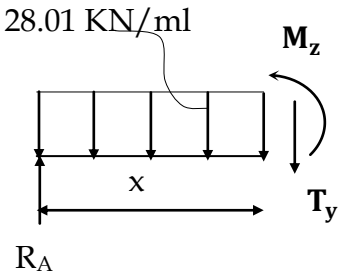
$R_A + R_B = (28,01x1, 30) + (23.57x0.30) + (26.73x1, 30)$
$R_A + R_B = 78.23$ KN.

$\sum M/_A = 0$

$\frac{28.01\times1.30^2}{2} + 23.57x0.30\ (\frac{0.3}{2}+1.30) + 26.73x1.30\ (\frac{1.30}{2}+1.60) = R_B\ x2.90$

R_A= 39.58 KN et R_B= 38.65 KN.

- **1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,30m**



$\sum M/_\delta = 0$

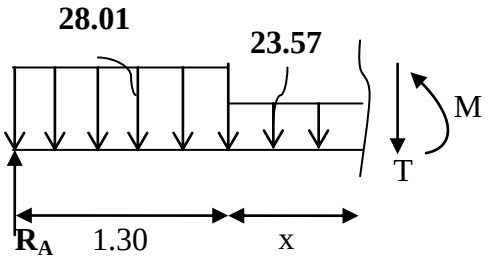
$M_z = -14x^2 + 39.58x$

- Pour x=0→$M_z = 0$
- Pour x=1,30→$M_z = 27.79\ KN.m$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -28.01x + 39.58$

- Pour x=0→$T_y = 39.58\ KN.$
- Pour x=1,30→$T_y = 3.17KN$

- **2eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 0.3**



$\sum M/_\delta = 0$

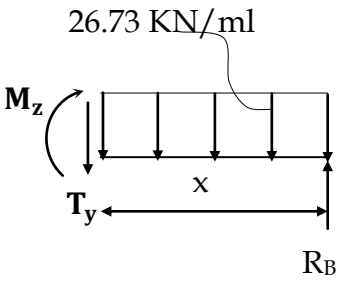
$M_z = -11.78x^2 + 3.17x + 27.78$

- Pour x=0→$M_z = 27.79$
- Pour x=0.3→$M_z = 27.67KN.m$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -23.57x + 3.17$

- Pour x=0→$T_y = 3.17KN$
- Pour x=0.3→$T_y = -3.90KN$

- **3eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,30m**



$\sum M/_{\delta} = 0$

M_z=-13.36x^2 +38.65x

- Pour x=0→$M_z = 0$
- Pour x=1,30→$M_z = 27.67\ KN.m$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$=-26.73x+38.65

- Pour x=0→$T_y = 38.65\ KN.$
- Pour x=1,30→$T_y = 3.90 KN$

- **Remarque**

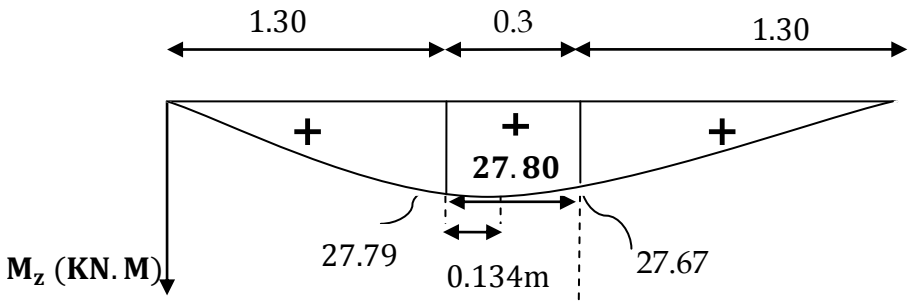
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis

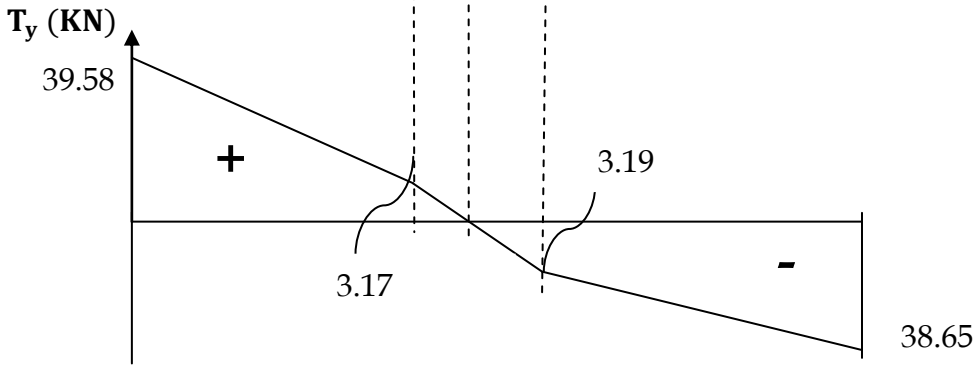
M_a = -0,3. M_z^{max} = -0,3x27.80= -8.34Kn.m

En travée

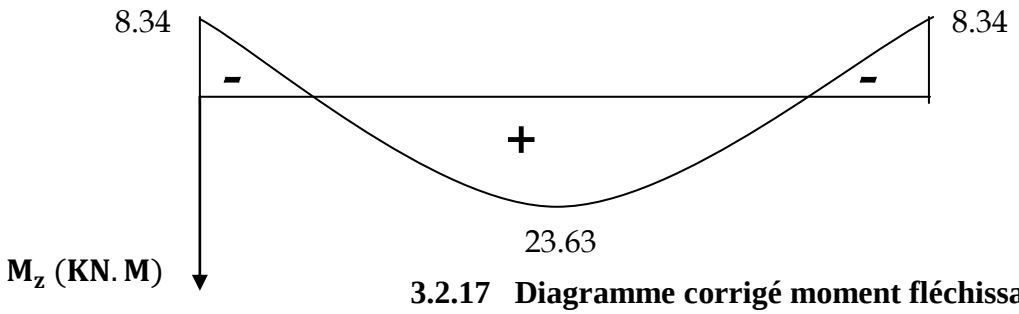
M_t = 0,85. M_z^{max} = 0,85x27.80= 23.63Kn.m



3.2.15 Diagramme moment fléchissant



3.2.16 Diagramme efforts tranchants



3.2.17 Diagramme corrigé moment fléchissant

3) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferraillage va se faire avec les moments max à l'ELU.

Ma_{max}= 8.34KN.m

Mt_{max} = 23.63KN.m

En travée

Le moment max en travée est : **Mt_{max} =23.63KN.m**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.63 \times 10^5}{25 \times 27^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.092 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \ SSA$$

$$\mu = 0.092 \quad \Rightarrow \ \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.63 \times 10^5}{0.952 \times 27 \times 348 \times 100} \Rightarrow \ A_{st} = 2{,}64 cm^2$$

Soit :**3 HA12 = 3.39 cm^2.**

Aux appuis

Le moment max aux appuis est : **Ma_{max} = 8.34KN.m**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.34 x 10^5}{25 \times 27^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0{,}0\,32 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.34 \times 10^5}{0{,}984 \times 27 \times 348 x 100} \Rightarrow A_{st} = 0.90 cm^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39cm^2.**

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003)….[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

A_s total =3HA12+3HA12= **6.78 cm^2**>0.005 x b x h=**3.75 cm^2…….CV**

3.2.8 Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité : (**Art A.4.2 /BAEL91)…… [2]**
La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

En travée

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x25x27\,x2,1}{400} = 0.81cm^2$$

$A_{ad} = 3.39cm^2 > 0.81cm^2$**…… CV**

Aux appuis

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x25x27\,x2,1}{400} = 0.81cm^2$$

$A_{ad} = 3.39cm^2 > 0.81cm^2$**…… CV**

2) Contrainte tangentielle: (**Art.A.5.1,1/ BAEL91)…… [2]**

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

Calcul de $\overline{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\overline{\tau}_u = \min\left\{(0,2\frac{fc_{28}}{\gamma_B} \;;\; 5MPa)\right\}$

Donc : $\overline{\tau}_u$ = **3.33Mpa**

Calcul de τ_u :

V_{max} =39.58 KN.

τ_u **=** $\frac{V_u}{b.d} = \frac{39.58\times10^3}{250\times270}$; Donc : τ_u **= 0,59Mpa**

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ **……CV**

3) Entrainement des barres :(Art.A.6.1, 3 / BAEL91)…. [2]

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

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

Calcul de $\overline{\tau}_{se}$:

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

$\overline{\tau}_{se}$ = **3.15 Mpa**.

Calcul de $\overline{\tau}_{se}$:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i$ = 3x3,14x12 = 113.1mm

$\tau_{se} = \frac{39.58 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113,1}$; Donc : τ_{se} **=1,44Mpa.**

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ **……CV**

4) Longueur du scellement droit :(Art A.6.1, 22 / BAEL91)……. [2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$\tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ Mpa.

$L_s^1 = \frac{1,2x400}{4x2,835}$ = 42.32cm ; On prend **L_s= 45 cm.**

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est **L_s =0.4 L_s =18cm**

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91,)……. [2]**

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

$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{39.58.10^3}{348.100} = 1{,}14cm^2$; $A_{st\ adopté} = 3.39cm^2$

$A_{st\ adopt} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$……Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :*(*ArtA.5.1, 313 / BAEL*91)*….. [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b}$$

σ_{bc} **=** $\frac{2V_u}{b \times 0{,}9.d}$ **=** $\frac{2 \times 39.58 \times 10^3}{250 \times 0{,}9 \times 270} =$ **1,30Mpa.**

$\frac{0{,}8\, fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1.5} =$**13.33Mpa.**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b}$ **……CV**

7) Calcul des armatures transversales

Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)…….. [2]

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{300}{35}, 12, \frac{250}{10}\right)\right\}$ $\Rightarrow$ soit : $\varphi_t = 8mm.$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en **$\phi 8$**; Donc:**$A_t = 2.01cm^2$**

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(**Art.A.5.1, 232 / BAEL91*)* [2]**

$$S_t \leq \frac{A_{ad}.0,9.fe}{(\tau_u - 0,3.ft_{28})b.\gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2.01x0,9x400}{(0,47 - 0,3x2.1)1.15x25} \prec 0$$

Le béton parvient lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement. Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

Espacement max des armatures transversales :Art A.5.1, 22 / BAEL91…….. [2]

$$\mathbf{S_{t\,max} \leq min(0,9\ x\ d\ ;\ 40cm)}$$

$S_t \leq \min(24.3\ ;\ 40cm)$=**24.3cm**

Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)…..…. [2]

- **Zone nodale :**

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{30}{4}; 12x1,2\right\}\right) = \min(7.5cm\ ;\ 14,4cm)$=**7.5cm**

Soit : $S_{t\,max} \leq \min(24.3cm\ ;\ 7.5cm)$=7.5cm.

On opte pour un espacement de 7**cm**

- **Zone courante :**

$St \leq \frac{h}{2} = 15cm.$

Soit : $S_{t\,max} \leq \min(24.30cm\ ;\ 15cm)$=15cm

On opte pour un espacement de **15cm**

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{min} = 0.003 S_t \times b$$

A_{min} =0.003x15x25= 1.12cm².

$A_{adopté} > A_{min\ du\ RPA}$……CV

- **Pourcentage minimum des armatures transversales::(Art 5.1,22/BAEL91)..[2]**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adopté} > \frac{0.4bst}{f_e}}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}4x25x15}{400} = 0{,}37cm^2$$

$A_{adopté} > A_{min\ du\ BAEL}$ ……CV

3.2.9 Vérification à l'ELS

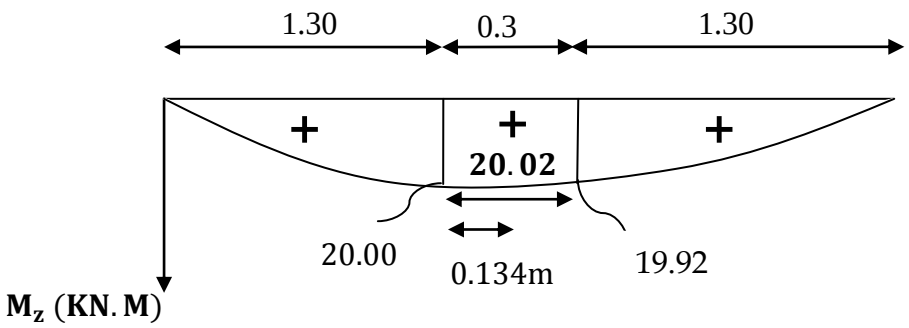
Combinaison de charges à l'ELS

Partie A:$q_s = (1.87 + 4.70 + 11.07) + (2.5)$ =20.14 KN/Ml.

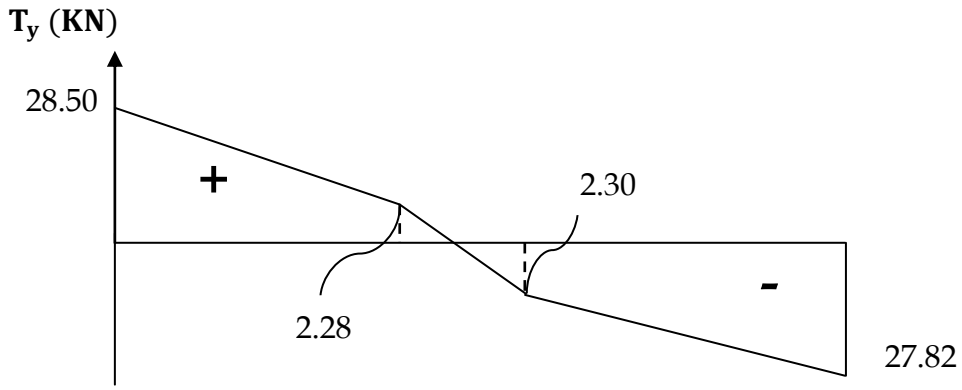
Partie C : :$q_s = (1.87 + 3.75 + 11.07) + (2.5)$ =19.19 KN/Ml

Partie B: 1-2 : $q_s = (2.15 + 7.83 + 4.70) + (2.5)$ =17.18 KN/Ml.

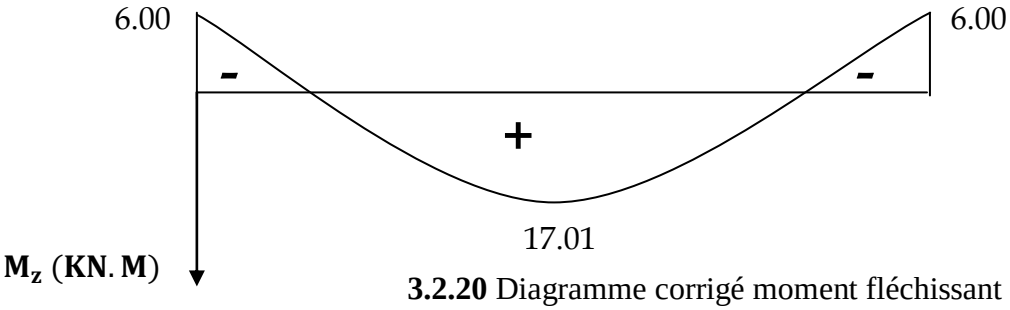
A) Diagramme des moments à l'ELS



3.2.18 Diagramme moment fléchissant



3.2.19 Diagramme efforts tranchants



3.2.20 Diagramme corrigé moment fléchissant

B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)……[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91)…..**[2]**

En travée

- **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 27} \times 100 = 0{,}506$$

$\rho_1 = 0{,}506 \Rightarrow k_1 = 31.73$ et $\beta_1 = 0{,}893$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.01 \times 10^6}{0{,}893 \times 270 \times 339} \quad ; \quad \text{Donc} \quad \sigma_{st} = \mathbf{208.12\ Mpa}$$

$\sigma_s = 208.12 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... **CV**

- **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{208.12}{31.73}$ Donc $\sigma_{bc} = 6.56$ **Mpa**

$\sigma_{bc} = 6.56 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... **CV**

Aux appuis

- **Contrainte dans l'acier** :

$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 27} \times 100 = 0{,}506$

$\rho_1 = 0{,}506 \Rightarrow k_1 = 31.73$ et $\beta_1 = 0{,}893$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.00 \times 10^6}{0{,}893 \times 270 \times 339}$; Donc : σ_{st} = **73.41Mpa**

$\sigma_s = 73.41 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... **CV**

- **Contrainte dans le béton** :

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{73.41}{31.73}$; Donc : σ_{bc} =**2.31Mpa**

$\sigma_{bc} = 2.31 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... **CV**

D) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\boxed{\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{415} = 0.096$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} > \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}}$**.....CV**

- $\frac{A_S}{b.d} = \frac{3.39}{25x27}$ =0.005
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400}$ =0.01

$\frac{\mathbf{A_S}}{\mathbf{b.d}} < \frac{\mathbf{4.2}}{\mathbf{f_e}}$**.....CV**

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{20.01}{10x6.0} = 0.33$

$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} > \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{10.M_0}}$**..... C N V**

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \le \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{290}{500} = 0.58cm$$

$$f = \frac{5}{384}\frac{q^{max}{}_s L^4}{E_v I} \le \bar{f}$$

q^{max} = max (20.14, 19.19) = 20.14 KN/ml

$$f = \frac{5}{384}\frac{20.14x290^4}{E_v I} \le \bar{f}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible.

Ev : module de déformation différée.

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}865\text{MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

V1 : position de l'axe neutre

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

Bo : aire de la section homogène.

Sxx : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

At : section d'armatures tendues

$B_o = b.h + 15A_t = 100 \times 30 + 15 \times 3.39 = 3050.85 cm^2$

$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \; x \; d$

$S_{xx'} = \frac{100x30^2}{2} + 15\,x\,3.39\,x\,27 = 46372.95 cm^3$

$V_1 = \frac{46372.95}{3050.85} = 15.20\,cm$

$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.20 = 14.80 cm$

$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2 = \frac{100}{3}(15.20^3 + 14.80^3) + 15x3.39(14.80-2)^2 = 233451.26 cm^4$

Ave $V_A = V_2 - C$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité

$f = \frac{5}{384}\frac{q_S^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} x \frac{20.14\,x(2.90)^4\,x10^3}{10818{,}865\,x\,233451.26x\,10^{-2}} = 0.054$

$f = 0{,}054 \prec \bar{f} = 0.58$ ……condition vérifiée.

Conclusion : le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

- **3HA12filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 12filantes pour le lit supérieur.**

Armatures transversales

- **01 cadre et 01 étrier en*HA*8.**

III.4 Les balcons

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon, c'est le balcon en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chainage.

Notre calcul se basera sur le ferraillage de la poutre de chainage.

1 : Etude de la poutre de chainage

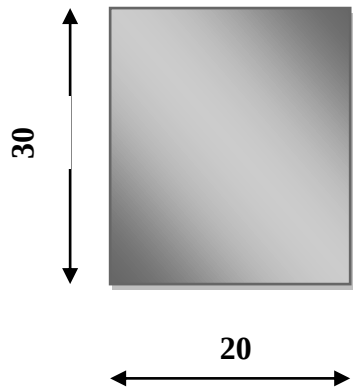
La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

a) Pré-dimensionnement de la poutre :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur de la poutre :** $L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10$

Avec L max : c'est la longueur libre entre nus d'appui dans le sens considéré.



$$\frac{380}{15} = 25.33 \leq h_t \leq \frac{380}{10} = 38\text{cm}$$

On prend : $h_t = 30cm$

- **Largeur de la poutre** : $0,4ht \leq b \leq 0,7ht$;

$0,4\times30=15 \leq b \leq 0,7\times30=21$

On prend : **b=20 cm**

b) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h_t = 30\text{cm} \geq 30 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $b = 20\text{cm} \geq 20 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1.5 \leq 4 \Rightarrow$ condition est vérifiée

➢ Section adoptée : **(20x30) cm²**

2 :calcul des charges et surcharges

Les charges permanentes

- Poids propre de la poutre : 0,30 x0,20x25 =1,5 KN/ml
- Poids du mur (double cloison) : (3,06 -0.3) 2.76 =7,61 KN/ml
- Poids du plancher : $5,15\times(\frac{0.65}{2})$=1.673 KN/ml

Gt= 10,78KN/ml.

La surcharge d'exploitation :

Q=3.5 X$\frac{0.65}{2}$= 1,137 KN/ml

3 : Combinaisons des charges :

- **ELU** : q_u =1,35G+ 1,5Q= 1.35x10,78+1.5x1,137 =16,25 KN/ml.
- **ELS:** q_s =G+ Q= 10,78+1,137 =11,91KN/ml.

4.1 : Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis

q_u=16,25KN/ml

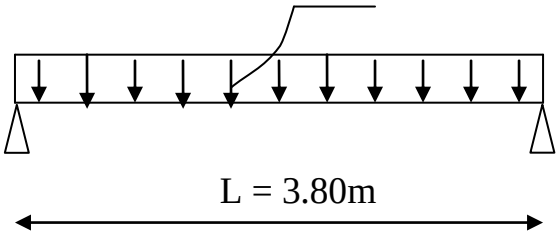


Fig III4.1 :Schema statique de la poutre de chainage à l'ELU

4.2 : Calcul des moments et des efforts tranchants :

a) Les moments fléchissant :

$M_{max}=\frac{q_u l^2}{8}=\frac{16,25\times 3.80^2}{8}$ = 29,33KN.m

❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M_{max} en travées

0,50 M_{max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée: $\mathbf{M_t} = 0.85M\text{max} = 0.85 \times 29,33 = 24,93$ KN.m

aux appuis :$\mathbf{M_a} = \mathbf{M_b} = 0.5M\text{max} = 0.5 \times 29,33 = 14,66$KN. m

b) Les efforts tranchant :

$T_a=\frac{q_u l}{2}=\frac{16,25\times 3.80}{2}$ =30,87KN ,$T_b=\frac{q_u l}{2}$ = - 30,87KN

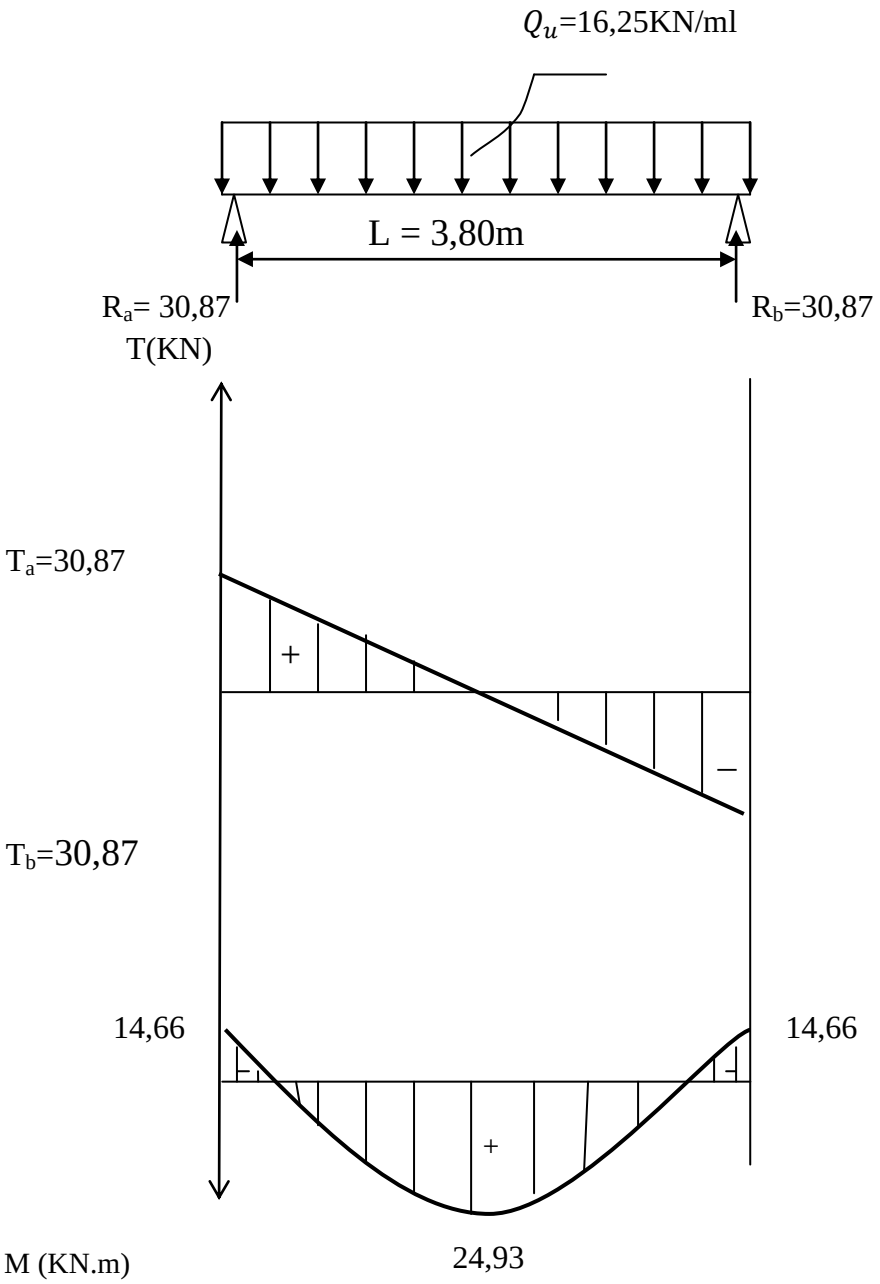


Fig III4.2 : Diagramme des Efforts interne à l'ELU

4. 3: Calcul des armatures

En travée

$$\mu=\frac{M_t}{bd^2 . f_{bc}} = \frac{24{,}93\times10^{-3}}{0.20\times0.28^2\times14.2} = 0.090<\mu_l=0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0{,}090 \rightarrow \beta = 0{,}953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24{,}93 \times 10^2}{0{,}953 \times 28 \times 34{,}8} = 2{,}13\text{cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra**2HA12 = 2.26 cm²**

aux appuis

$\mu = \frac{M_a}{bd^2 . f_{bc}} = \frac{14{,}66\times10^{-3}}{0.20x0.28^2x14.2} = 0.066 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$$\mu = 0{,}066 \rightarrow \beta = 0{,}966$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14{,}66 \times 10^2}{0{,}966 \times 28 \times 34{,}8} = 1{,}55 cm^2$$

Choix des armatures : on prendra **2HA12 = 2.26 cm²**

4. 4 :Vérification à ELU :(BAEL 91 modifiées 99)

a) Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A > A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times (f_{t28}/fe)$$

A_{min}= 0,23×20×28×(2,1/400) = 0,676 cm²

aux appuis : A_a = 1,84 cm² } Condition vérifiée

En travée : A_t = 3,22 cm²

b) Vérification au cisaillement :(Art A.5.1, 1)

Vérification de la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$ avec T_u = 30,87KN

$$\tau_u = \frac{30{,}87x10^3}{200x280} = 0{,}551\text{Mpa}$$

$\overline{\tau_u}$ = min $\left\{\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\, MPa\right\}$ = {3.3 ; 4 MPa} = 3.3MPa

τ_u = 0,551Mpa < $\overline{\tau_u}$ = 3,3Mpa ⟶ Condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u \leq 0{,}4\ b\ d\ 0{,}9\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)$$

T_u = 30,87$KN \leq 0{,}4\times20\times28\times0{,}9\left(\frac{2{,}5}{1{,}5}\right)$ = 336 KN ⟶ Condition vérifiée

Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0.9\,d}\right)$$

$A_a = 1{,}84\text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{400}\left(30{,}87\times10^3 + \frac{-14{,}66}{0.9\times28}\times10^5\right)\times10^{-2} = -0{,}78\text{cm}^2$ ⟶ condition vérifiée

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$\boldsymbol{\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}} = 1.5\times2.1 = 3.15\text{MPa}$ Aciers haute adhérence : $\Psi_s = 1.5$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.d.\sum U_i}}$$

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

$\sum U_i = 3x\pi x\phi = 3x3.14x10 \Longrightarrow \sum U_i = 94.20\text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{30{,}87\times10^3}{0{,}9\times280\times94.20} = 1.30Mpa$$

$\Longrightarrow \quad \tau_{se} = 1{,}30\ Mpa < \bar{\tau}se = 3{,}15\ \text{Mpa}$ ⟶ Condition vérifiée.

e) Vérification de la longueur de scellement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1.21)

$$ls = \frac{\phi fe}{4\tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0{,}6\Psi^2 f_{t28} = 0{,}6x(1{,}5^2)x2{,}1 = 2{,}835Mpa$$

Pour ϕ =1,00 cm ⟹Ls = 35.273x1.00=35.273 cm.
Pour ϕ=1,2 cm ⟹Ls = 35.273x1.2=42, 327 cm.

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

En travée : L r = 0,4× L s =0,4 × 35,273 = 15cm.

En appui : L r = 0 ,4× L s=0,4×42,327 =18cm.

f) Calcul des armatures transversales :

Diamètre : $\phi_t \leq min\left\{\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq min\left(\frac{30}{35} = 0{,}85; \frac{20}{10} = 2\ ; 1.2\right)$

En prend comme diamètre**:** ϕ_t **= 8 mm.**

On adoptera comme armatures transversales : $\mathbf{A_t = 2\phi8 = 1{,}01\ cm^2}$

g) Espacement des armatures transversales :

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

$\Longrightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 28 ; 40cm) = \min(25.2 ; 40) = 20\ cm$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$\frac{A_t f_e}{b\ S_t} > 0.4\ MPa \Longrightarrow \frac{1{,}01 \times 400}{20 \times 20} = 1.01Mpa$ ⟶ condition vérifiée

Vérification selon le R.P.A (2003) :

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right\}$

$S_t = \min(7.5; 14, 4; 30) = 12.30 \Leftrightarrow$ soit $\mathbf{S_t = 7cm}$

- **En zone courante :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\ cm \Leftrightarrow$ soit $\mathbf{S_t = 15\ cm}$

4.5 : Vérification à l'ELS :

5.1 : Calcul des moments et des efforts tranchants :

Les moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11{,}91 \times 3{,}80^2}{8} = 21{,}49KN.m$$

$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 21{,}49 = 18{,}26\ KN.m$

$$\mathbf{M_a = M_b} = 0.5M_0 = 0.5 \times 25{,}21 = 12{,}61KN.m$$

Les efforts tranchant :

$T_a = \frac{q_u l}{2} = \frac{11{,}91 \times 3.80}{2} = 22{,}62KN$, $T_b = \frac{q_u l}{2} = -22{,}62KN$

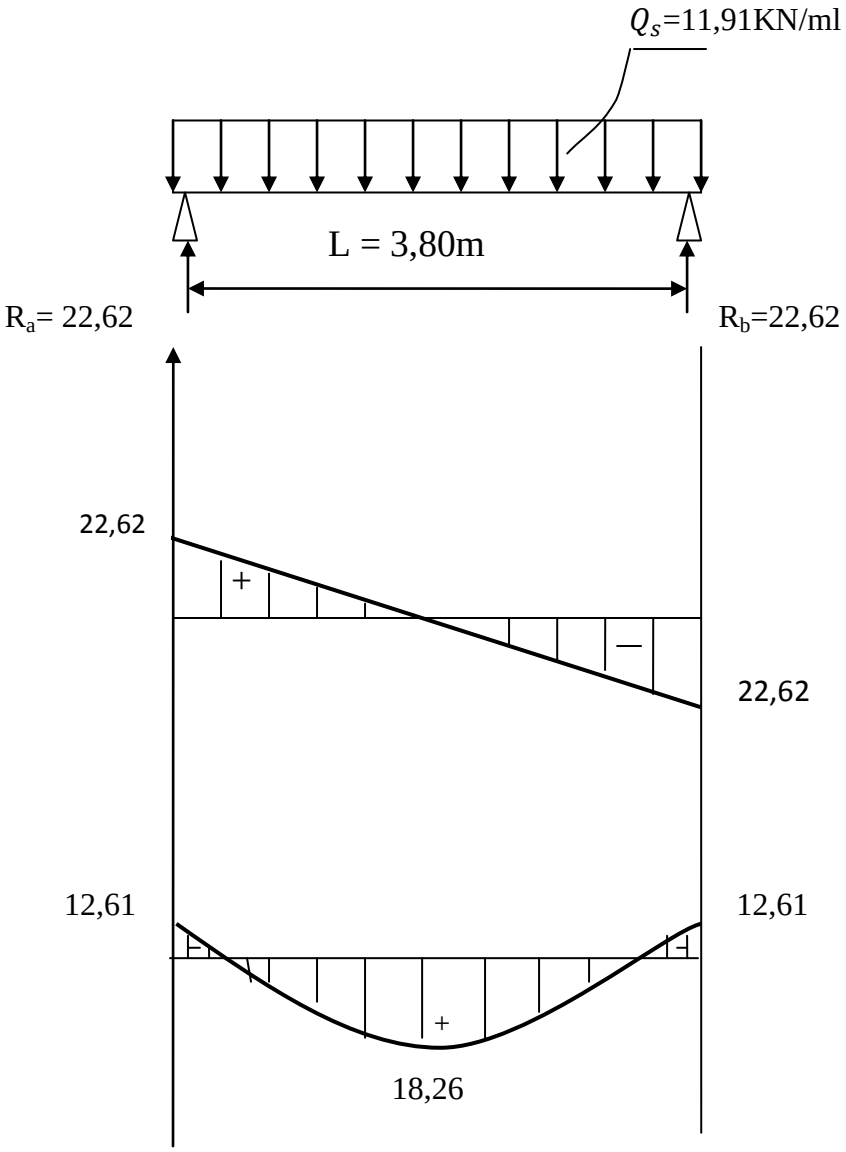


Fig III4.3: Diagramme des Efforts interne à l'ELS

a) Vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,3)

On doit avoir : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = K\,\sigma_s$; $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28}$

Aux appuis :

Ma_s =-12,61KN.m et Aa=1,57 cm²

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1{,}57}{20 \times 28} = 0{,}281$$

$$\beta_1 = 0{,}916,\ K_1 = 44{,}52$$

$$\sigma_s = \frac{Mas}{\beta_1 \times d \times Aa} = \frac{12{,}61 \times 10^6}{0{,}916 \times 280 \times 157} = 313{,}15MPa$$

$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{313{,}15}{44{,}52}$ = 7,03Mpa< 15 Mpa ⟶ (Condition vérifiée).

En travée :

Mt_s = 18,26KN.m ; A_t= 2,26 cm^2

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0{,}403$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0{,}902; K_1 = 36{,}02$$

$$\sigma_s = \frac{\text{Mts}}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{18{,}26 \times 10^6}{0{,}902 \times 280 \times 226} = 319{,}9MPa$$

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 f_{c28} =0,6x 25 = 15 MPa.

$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{319{,}9}{36{,}02}$ = 8,88Mpa< 15 Mpa ⟶ (Condition vérifiée).

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) **Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

c) **Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$\frac{h}{l} = 0{,}079 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18{,}26}{10 \times 21{,}49} = 0{,}084$ ……...condition non vérifiée.

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

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

Avec : $q_S = 11{,}94\,KN/mL$

E_υ : Module de déformation différé

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

$$I = \frac{b}{3}\left(y_1^3 + y_2^3\right) + 15A_t\left(y_2 - C_2\right)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \qquad \text{et} \qquad y_2 = h - y_1$$

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

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

$$S_{xx'} = \frac{20 \times (30)^2}{2} + (15 \times 2{,}26 \times 28) = 9949{,}2\,cm^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (20 \times 30) + (15 \times 2{,}26) = 633{,}9\,cm^2$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{9948{,}2}{633{,}9} = 15.70cm \quad et \quad y_2 = h - y_1 = 30 - 15.70 = 14.30\,cm$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

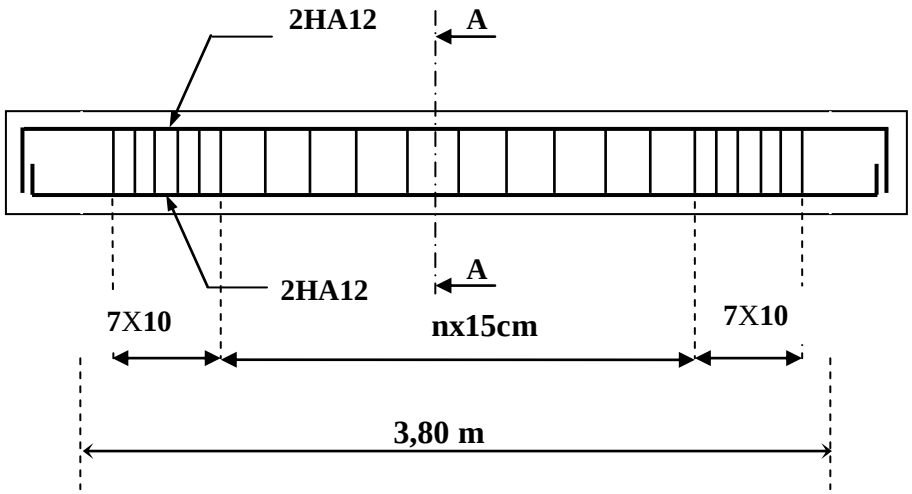
$$I = \frac{b}{3}\left(y_1^3 + y_2^3\right) + 15A_t\left(y_2 - C_2\right)^2$$

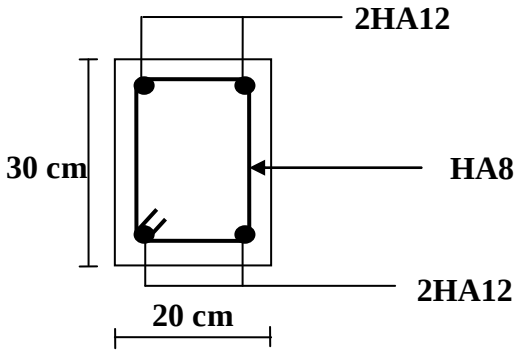
$$I = \frac{25 \times (15.70^3 + 14.30^3)}{3} + 15 \times 2{,}26 \times (14.30 - 2)^2 = 61746{,}23cm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11{,}94 \times 10^6 \times (3800)^2}{10818{,}86 \times 10 \times 61746{,}23 \times 10^4} = 0.033m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76\ cm \succ 0.035m$$

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





Coupe A-A

Fig III-4.4 : Ferraillage de la poutre de chainage.

III-5) Calcul de la salle machine :

1) Caractéristique de l'ascenseur :

Notre immeuble comporte une seule cage d'ascenseur :

- L x = 1.80 m , L y = 2.00m,S =3.60 m²
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est

  De : 9tonnes (p = 90KN).

2) Dimensionnement :

a) Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6cm$$

ht : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on Prend une épaisseur de 15cm.

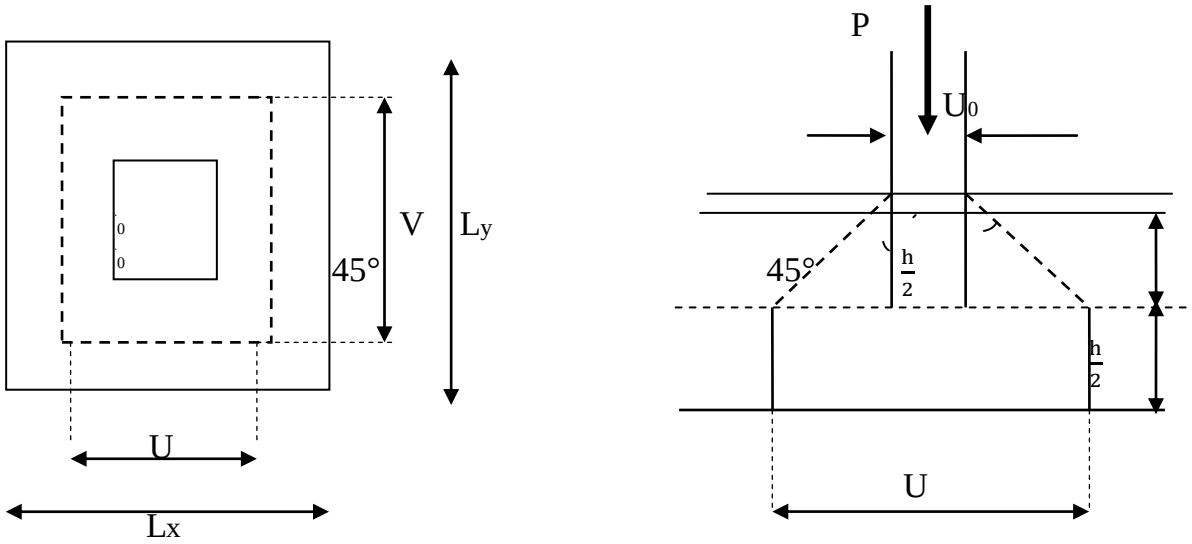


Fig.III.5.1 :schéma statique de la salle machine**.**

- P : La charge totale centrée.
- U, V : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge **«P»** compte tenu de - la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.
- U0,V0: Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
- Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à Lx et Ly.

On a :

$U = U0 + Ke + ht = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105cm.$

$V = V0 + Ke + ht = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105cm.$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 5cm.

$K = 2$(pour le béton).

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{180}{200} = 0{,}90$; $0{,}4 \le \rho \le 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$Mx = qu(M1 + \nu\, M2)$

$My = qu(\nu\, M1 + M2)$

ν : Coefficient de poisson : à l'ELU : $\nu = 0$.

$\frac{U}{Lx} = \frac{105}{180} = 0.60$ $\qquad$ $\frac{V}{Ly} = \frac{105}{200} = 0{,}52$

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolationOn aura :

$M_1 = \begin{cases} 0.088 \\ M_2 = 0.066 \end{cases}$

$qu = 1{,}35p = 1{,}35 \times 90 = 121.5KN.$

$Mx1 = qu \times M1 = 121.5 \times 0{,}088 = 10.69KN.m.$

$My1 = qu \times M2 = 121.5 \times 0.066 = 8.02KN.m.$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$M_{x2}/ M_{y2} = 1.29 > 0.25$ condition verifiée.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$Mx2 = \mu x \times qu \times L^2 x.$

$My2 = \mu y \times Mx2.$

$\rho = 0{,}90 ; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu x = 0{,}0458 \\ \mu y = 0{,}778 \end{cases}$

$qu = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times (25 \times 0{,}15 \times 1) + 1{,}5 \times 1 = 6{,}563KN / ml.$

$Mx2 = 0{,}0458 \times 6{,}563 \times 1.80^2 = 0.97KN.m.$

$My2 = 0{,}778 \times 0.97 = 0{,}75KN.m.$

d) Superposition des moments:

Mx = Mx1 + Mx2 = 10.69+ 0.97 = 11.66KN.m.

My = My1 +My2 = 8.02+ 0.75= 8.77KN.m

- **correction des moments :**

en travée :

$M^t_x = 0.85M_x = 9.91KNm$

$M^t_y = 0.85M_y = 7.45KNm$

en appui :

$M^a_x = -0.5M_x = -5.83KNm$

$M^a_y = -0.5M_y = -4.38KNm$

e)Ferraillage de la dalle:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

1. Sens x-x :

En travée :

$$\mu b = \frac{M^t_x}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{9.91 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu b = 0.041 \Rightarrow \beta = 0,979.$$

$$A^t_S = \frac{M^t_x}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{9.91 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2.24 cm^2.$$

On adopte $4HA10 = 3,14 cm^2$. avec un espacement $St = 25 cm$.

Aux appuis :

$$\mu b = \frac{M^a_x}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{5.83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988.$$

$$A^a_S = \frac{M^a_x}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{5.83 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1.30 cm^2.$$

On adopte $4HA8 = 2,01 cm^2$. avec un espacement $St = 25 cm$.

2. Sens y-y :

En travée :

$$\mu b = \frac{M^t_y}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{7.45 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu b = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A^t_S = \frac{M^t_y}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{7.45 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1.67 cm^2.$$

On adopte $4HA10 = 3,14 cm^2$. avec un espacement $St = 25 cm$.

Aux appuis :

$$\mu b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{4.38 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_S^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{4.38 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0.98 cm^2.$$

On adopte $4HA8 = 2,01 cm^2$. avec un espacement $St = 25 cm$.

3) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL 91 modifié 99) :

$$wx \geq w0 \times \frac{(3 - \rho x)}{2} \quad \text{avec : } \rho x = \frac{Lx}{Ly};\ wx = \frac{As}{b \times ht}.$$

$$Ast \geq w0 \times b \times \frac{h_t}{2}\left(3 - \frac{Lx}{Ly}\right) \quad w0 = 0,8\,‰ \text{ (Acier HA FeE400).}$$

wx : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

$w0$: Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$$A_{\min} = w0 \times b \times \frac{h_t}{2}\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2}\left(3 - \frac{180}{200}\right) = 1.26 cm^2.$$

$A_{st} = 3,14 cm^2 > A_{\min} = 1,26 cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

b) Ecartement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91 modifié 99):

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

St = 25cm≤ (2h = 30cm ; 25cm) ⟶ Condition vérifiée.

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm;

St = 25cm ≤ (3h = 45cm ; 33cm) ⟶ Condition vérifiée.

c) Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié 99) :

$$qu \leq 0,045 \times Uc \times ht \times \frac{fc28}{\gamma bc}$$

Uc : Périmètre du contour.

$$Uc = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 m.$$

$$qu = 121,5 KN \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 KN.$$ condition vérifiée

d) Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

Au milieu de U : $T_{max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2\times 1,05+1,05} = 28,57KN.$

Au millieu de V : $T_{max} = V_u = \frac{p}{3V} = \frac{90}{3\times 1,05} = 28,57KN.$

$\tau_u = \frac{28,57\times 10^3}{1000\times 130} = 0,22MPa.$

$\bar{\tau}_u = \frac{0,07\times 25}{1,5} = 1,17MPa.$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ⟶ condition vérifiée.

4) Vérification à l'ELS :

a) Calcul des moments au centre du panneau :

À L'ELS : ν = 0.2

M1=0.088

M2=0.066

$qs = p = 90KN.$

$Mx1 = qs\times(M1 + \nu M2) = 90\times(0,088 + 0,2\times 0,066) = 9.11KN.m.$

$My1 = qs\times(M_2 + uM_1) = 90\times(0,066 + 0,2\times 0,088) = 7.52KN.m$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes:

$Mx2 = \mu x \times qs \times L^2 x.$

$My2 = \mu y \times Mx2.$

$\rho = \begin{cases} 0,90 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu x = 0,0529 \\ \mu y = 0,846 \end{cases}$

$qs = G + Q = (25\times 0,15\times 1) + 1 = 4,75KN/ml.$

$Mx2 = 0,0529\times 4,75\times 1,80^2 = 0.81KN.m.$

$My2 = 0,846\times 0,81 = 0,68KN.m.$

. **c) Superposition des moments :**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.11 + 0.81 = 9.92KN.m.$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.52 + 0.68 = 820KN.m$

d) Ferraillage de la dalle:

1. Sens x-x

En travée :

$$M_x^t = 0{,}85 \times 9.92 = 8.43 KN.m.$$

$$\mu b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{8.43 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}035 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu b = 0{,}035 \Rightarrow \beta = 0{,}983$$

$$A_S^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{8.43 \times 10^3}{0{,}983 \times 13 \times 348} = 1.89 m^2.$$

On adopte $4HA10 = 3{,}14 cm^2$. avec un espacement $St = 25cm.$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0{,}3 \times 9.92 = 2.97 KN.m.$$

$$\mu b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{2{,}97 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}012 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu b = 0{,}012 \Rightarrow \beta = 0{,}994.$$

$$A_S^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{2.97 \times 10^3}{0{,}994 \times 13 \times 348} = 0{,}66 cm^2.$$

$0{,}66 < 2{,}01 cm^2.$

2. Sens y-y :

En travée :

$$M_y^t = 0{,}85 \times 8.20 = 6{,}97 KN.m.$$

$$\mu b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{6{,}97 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}029 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu b = 0{,}029 \Rightarrow \beta = 0{,}986$$

$$A_S^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{6{,}97 \times 10^3}{0{,}986 \times 13 \times 348} = 1{,}56 cm^2.$$

$1{,}56 < 3{,}14 cm^2.$

Aux appuis :

$$M_y^a = 0,3 \times 8.20 = 2.46 KN.m.$$

$$\mu b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{2.46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{2,46 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,54 cm^2.$$

$$0,54 < 2,01 cm^2.$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

d) Contrainte de compression dans le béton :

1.Sens x-x :

En travée :

$Mt = 8.43 KN.m$ et $At = 3,14 cm^2$.

On doit vérifier que:

$$\sigma bc \leq \overline{\sigma} bc = 0,6\, fc28 = 15 MPa.$$

$$\rho 1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta 1 = 0,921 \Rightarrow K1 = 48,29.$$

$$\sigma s = \frac{Mt}{\beta 1.d.At} = \frac{8.43 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 224.23 MPa < 348 MPa.$$

$$\sigma bc = K \times \sigma s = \frac{1}{K1} \times \sigma s = \frac{224.23}{48,29} = 4.64 MPa$$

$\sigma bc < \overline{\sigma} bc \longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis :

$Ma = 2,97 KN.m$ et $Aa = 2,01 cm^2$.

$$\rho 1 = \frac{100 \times Aa}{b\, d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \beta 1 = 0,935 \Rightarrow K1 = 61,92.$$

$$\sigma s = \frac{Ma}{\beta 1.d.Aa} = \frac{2,97 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 121.56 MPa < 348 MPa.$$

$$\sigma bc = K \times \sigma s = \frac{1}{K1} \times \sigma s = \frac{121.56}{61,92} = 1.96 MPa.$$

$\sigma bc < \overline{\sigma} bc \longrightarrow$ condition vérifiée.

2.Sens y-y :

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

c) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable ⇒ Aucune vérification n'est nécessaire.

Les schémas de ferraillage de la dalle de salle machine.

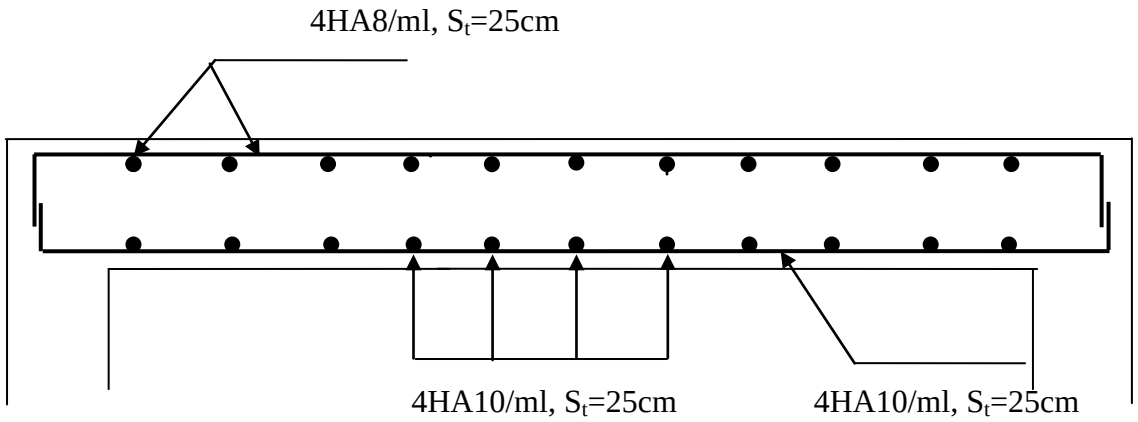


Figure III-6-3 : Plan de ferraillage de la salle machine suivant x-x.

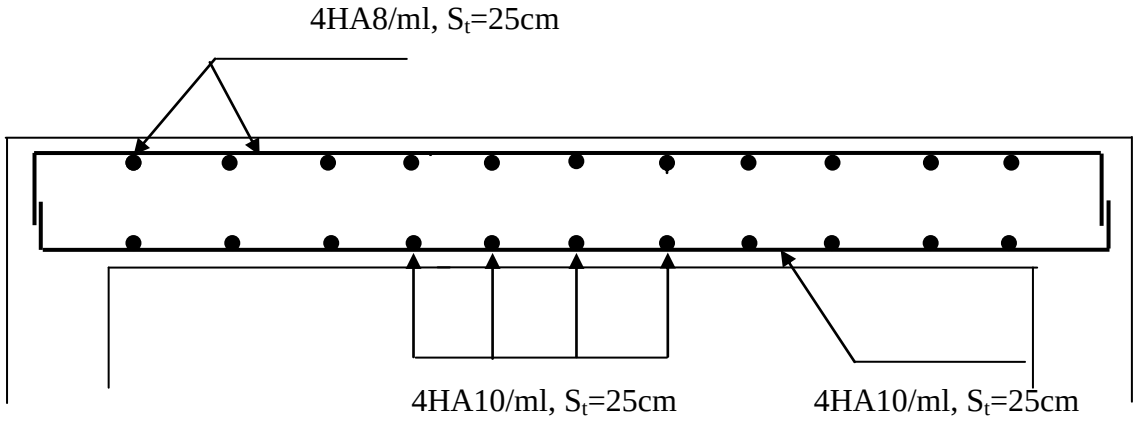


Figure III-6-4 : Plan de ferraillage de la salle machine suivant y

III-4-1- Plancher en dalle pleine :

Notre plancher comprend un panneau de dalle rectangulaire encastré de **3** cotés et de **20cm** d'épaisseur.

1 - Calcul d'efforts:

Le calcul d'efforts se fera par l'application de la méthode exposée au BAEL (Annexe E3).

Principe de la méthode:

Soit $\mathbf{L_x}$ et $\mathbf{L_y}$ les distances mesurées entre nus d'appuis et **q** la charge uniformément repartie par unité de longueur.

-Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.
-Nous définissons $\alpha = L_x / L_y$ avec: $L_x < L_y$

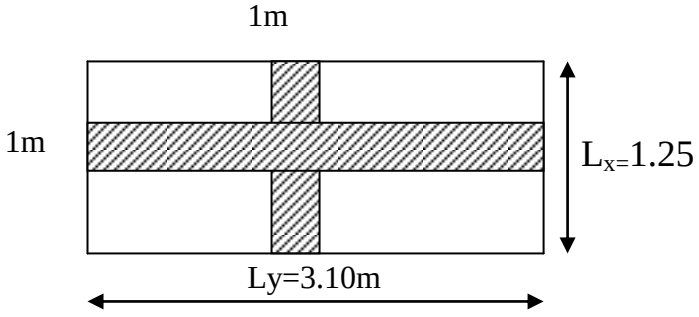
– Si $\boldsymbol{\alpha<0,4} \Rightarrow$ panneau travaillant dans un seul sens (L_x) . Au centre de la dalle, pour une bande de 1 m de largeur:
$M_{0x} = q\ (L_x)^2 / 8$, $M_{0y} = 0$.

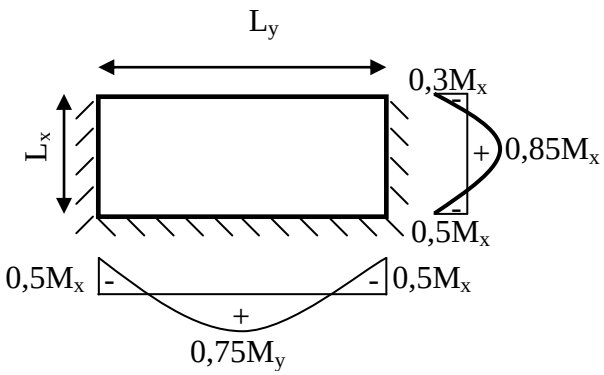
– Si $\mathbf{0,4\leq\alpha\leq1} \Rightarrow$ panneau travaillant dans les deux sens. Au centre de la dalle:
- sens $L_x \Rightarrow$ $M_{0x} = \mu_x\ q\ (L_x)^2$
- sens $L_y \Rightarrow$ $M_{0y} = \mu_y\ M_{0x}$.

μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de **α**
et du coefficient de poisson **ν**.
$\mathbf{M_{0y}/\ M_{0x} \geq 0,25.}$

Remarque
Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis:
-Moment en travées $\Rightarrow$ 0,75 (M_{0x} , M_{0y}).
-Moment sur appuis $\Rightarrow$ 0,5 (M_{0x}).

Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:
-Moment en travée $\Rightarrow$ 0,75 ou 0,85 (M_{0x} , M_{0y}).
-Moment sur appuis de rive $\Rightarrow$ 0,3 (M_{0x}).
-Moment sur appuis intermédiaires $\Rightarrow$ 0,5 (M_{0x}).





1) **Calcul à l'ELU :**

a)Calcul des efforts :

Le calcul des efforts se fera en appliquant la méthode exposé dans le BAEL 91.
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.
On définit :

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$; Avec $l_x < l_y$ (lx= 1,25m l_y=3.10)

$\rho = \frac{1,25}{3.10} = 0.403 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$M_x = \mu_x q l_x^2$

$M_y = \mu_y q l_y^2$

Avec :
μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν
(ν = 0 à l'ELU ; ν= 0,2 à l'ELS).

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.
Il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux, en réduisant les moments en travées, après on calcule les moments aux appuis.
Pour les panneaux considérés continus au delà de leurs appuis :

- Moment en travée : 0,75 M_x et 0,75 M_y
- Moment d'encastrement sur le grand coté 0,5 M_x.
- Sur le petit coté le moment d'encastrement est pris égal à celui du grand coté.

b) Combinaison des charges :

Plancher terrasse :

G = 5.74 KN/m^2 q_u = 9.25 KN/m^2
Q = 1 KN/m^2 q_s = 6.74 KN/m^2

Plancher étage courant :

G = 5.15 KN/m^2 q_u = 9.20 KN/m^2
Q = 1,5 KN/m^2 q_s = 6.65 KN/m^2

P = 0,403→ μ_x = 0,1094 ; μ_y = 0.250

$M_x^u = 0.1094.\ 9.25.(1.25)^2 = 1.58\,KNm$

$M_y^u = 0.250.(1.58) = 0,39\,KNm$

Correction des moments :

En travée : $\begin{cases} M_{xt} = 0{,}75 M_x^u = 1.185\, KNm \\ M_{yt} = 0{,}75 M_y^u = 0.3\, KNm \end{cases}$

Aux appuis : $\begin{cases} M_{xa} = 0{,}5 M_x^u = 0{,}79\, KNm \\ M_{ya} = 0{,}5 M_Y^u = 0{,}20\, KNm \end{cases}$

c)Ferraillage :

En travée :

Sens de la petite portée :

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{1.185.10^6}{(1000)(180)^2(14{,}2)} = 0{,}0025 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0{,}0025 \Rightarrow \beta = 0{,}999$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{1.185.10^3}{0{,}999.18.348} = 0{,}19\, cm^2$$

Soit A = 6HA 10 = 4.71 cm^2 ; avec un espacement de 20 cm.

Sens de la grande portée :

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b d_y f_{bu}} = \frac{0{,}30.10^6}{(1000).(180)^2.14{,}2} = 0{,}0006 < \mu_l \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0{,}0006 \Rightarrow \beta = 1$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{0{,}30.10^3}{1.18.348} = 0{,}048\, cm^2$$

Soit 6HA 12 = 6.78 cm^2 ; avec un espacement de 20cm.

- **Aux appuis :**
  - **Sens x-x :**

$$\mu = \frac{M_{xa}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0{,}79.10^6}{(1000).(180)^2.14{,}2} = 0{,}002 < \mu_l \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0{,}002 \Rightarrow \beta = 0{,}999$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{0{,}79.10^3}{0{,}999.18.348} = 0{,}13 cm^2$$

Soit 6HA12 =6.78 cm^2 ; avec un espacement de 20 cm.

- **Sens y-y :**

$$\mu = \frac{M_{ya}}{bd_y^2 f_{bu}} = \frac{0{,}20.10^6}{(1000).(180)^2.14{,}2} = 0{,}0004 < \mu_l \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0{,}0004 \Rightarrow \beta = 1$$

$$A_x = \frac{M_{ya}}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{0{,}20.10^3}{1.18.348} = 0{,}032 cm^2$$

Soit 6HA 10 =4.71 cm^2 ; avec un espacement de 20 cm.

2) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

Armatures parallèles à l_x :

$$W_x = W_0 \frac{(3-\rho)}{2}$$

$$W_x = \frac{A_{min}}{S}$$

Avec : A_{min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton

W_0 : Taux d'aciers minimal = 0,8 (acier HA Fe 40)

$$W_x = 0{,}0008 \frac{(3-0{,}403)}{2} = 0{,}0010$$

$$A_{min} = 0{,}0010.(20).(100) = 2 cm^2$$

Armatures parallèles à l_y :

$W_y = W_0 = 0{,}0008$

$A_{min} = 0{,}0008.(20).(100) = 1.6\ cm^2$

Donc dans les deux sens A= 4.71 cm^2 > A_{min} = 2 cm^2

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{9.25.(3.10)}{2} = 14.34 KN$$

$$\tau_u = \frac{14.34.10^3}{1000.180} = 0{,}080 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0{,}07.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}17 MPa$$

La condition est vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence des barres :**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1{,}5.2{,}1 = 3{,}15\,MPa$

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

$\sum U_i = 6.\ 4.71.\ 10 = 282.6\ mm$

$$\tau_{se} = \frac{14.34.10^3}{0{,}9.180.282.6} = 0{,}31\,MPa$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ *condition verifiée*

- **Vérification des espacements des barres :**

$e \leq \{3h, 33cm\} = 33cm$

$e = 20cm < 33cm \rightarrow condition\ \ verifiée$

- **Etat limite de déformation :** (Art. B.7.5 ; BAEL 91)

$$1)\ \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{xt}}{20.M_x}$$

$$\frac{20}{310} \geq \frac{1.185}{20.1.58}$$

$0{,}06 > 0{,}037 \Rightarrow condition\ vérifiée$

$$2)\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$0{,}0026 < 0{,}005 \Rightarrow condition\ \ \ vérifiée$

Donc il est inutile de vérifier la flèche.

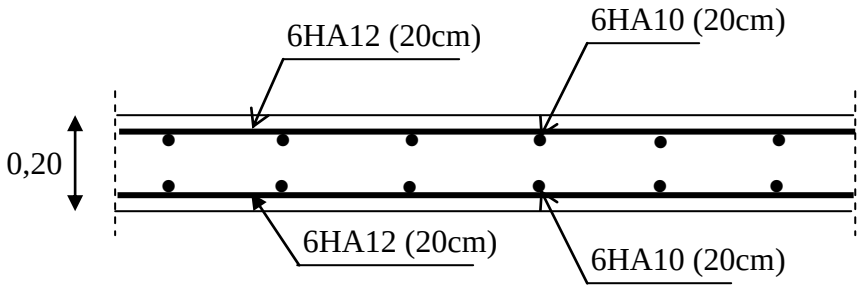


Fig. III- 4-1- Schéma de ferraillage de la dalle pleine

CHAPITRE IV

Modélisation et vérification du RPA

IV.1) Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :
Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :
Zone II : • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 33.77 m).
(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3**).

c) Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.1)Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3).**Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .
Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3) Modélisation :

IV.3.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.
En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.3.2) Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code*, *UBC*, *ACI*...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

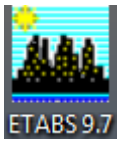
IV.3.3) Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille
Joints : nœuds
Frame : portique (cadre)
Shell : voile
Elément : élément
Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
Loads : charge
Unifor medloads : point d'application de la charge
Define : définir
Materials : matériaux
Concrete : béton
Steel :acier
Frame section : coffrage
Column : poteau
Beam : poutre

IV.3.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS **(fig. IV.1)**



FigIV.1: Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

FigIV.2 : fenêtre de dialogue.

IV.3.5) Etapes de modélisation :

IV.3.5.1) Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à

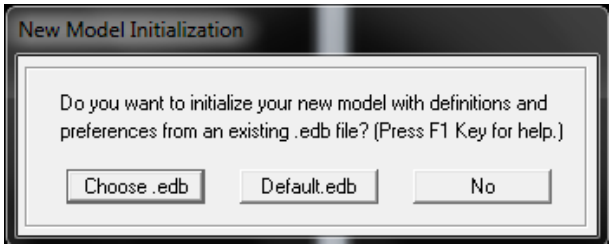
a) Choix des unité

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

FigIV.3 : Choix des unités

b) Géométrie de base :

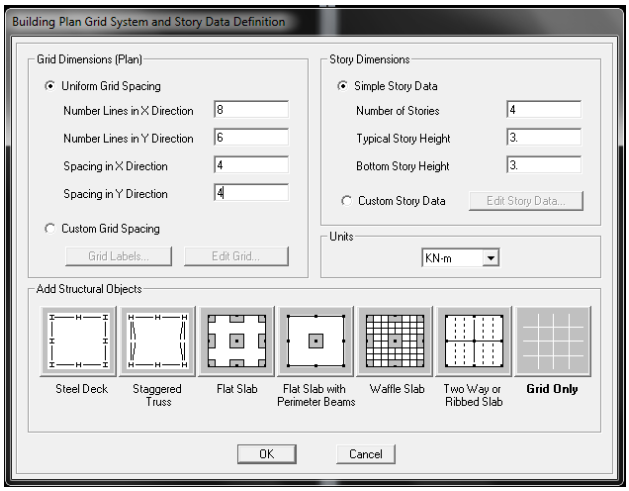
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model,**
Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **deffault. edb**



FigIV.4 : choix de géométrie de base

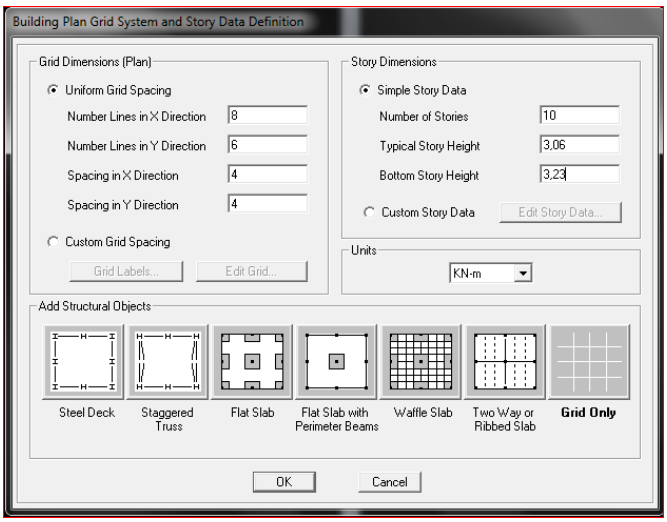
Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



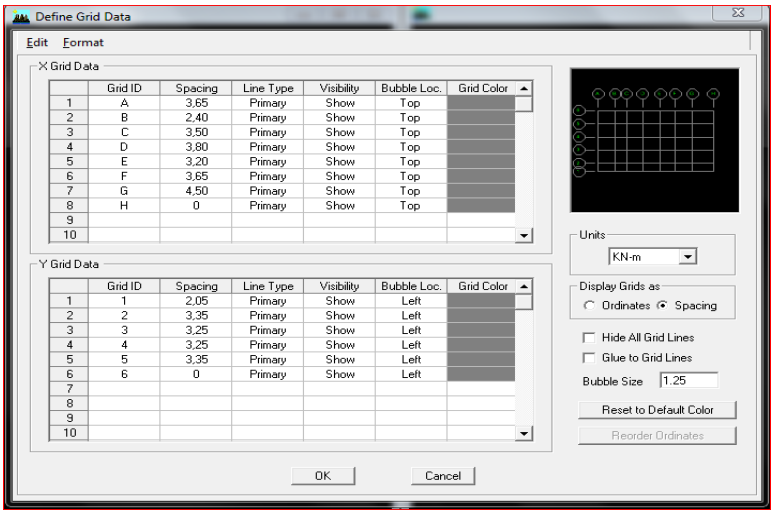
FigIV.5 : introduction des lignes de grille

1) On introduit le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .
On clique sur **Custom Grid Spacing**
La fenêtre suivante s'affiche :



FigIV.5 : Introduction le nombre de portiques

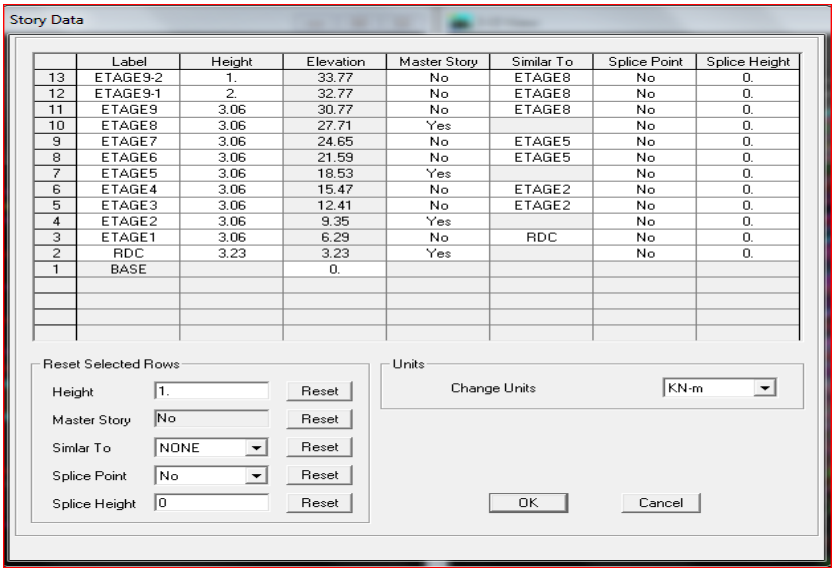
puis sur **Edit Grid** .



FigIV.6 : Introduction des distances selon x-x et y-y

-Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
-Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.
Puis **ok**

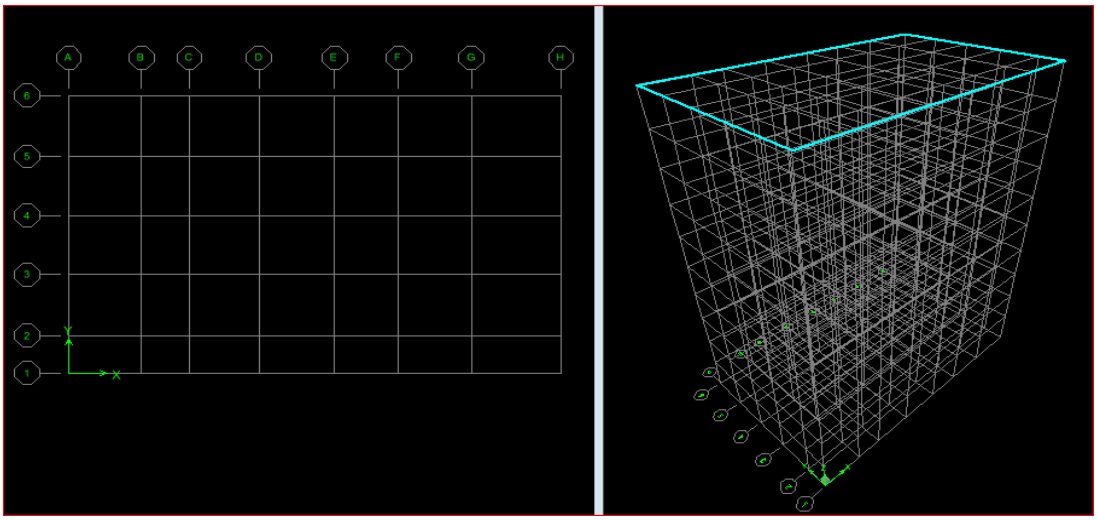
2) On introduit le nombre des niveaux. On clique sur **simples tory data** et on remplit la case **Number of Story** puis en coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data.**
La fenêtre suivante s'affiche :



FigIV.7 : Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.
Puis **ok.**
A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**



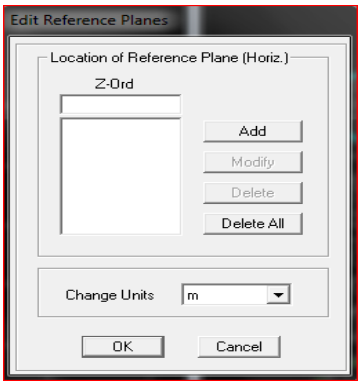
FigIV.8:les lignes de grille de la structure

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- pour modifié les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**
- pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference Planes.**

La fenêtre suivante s'affiche :



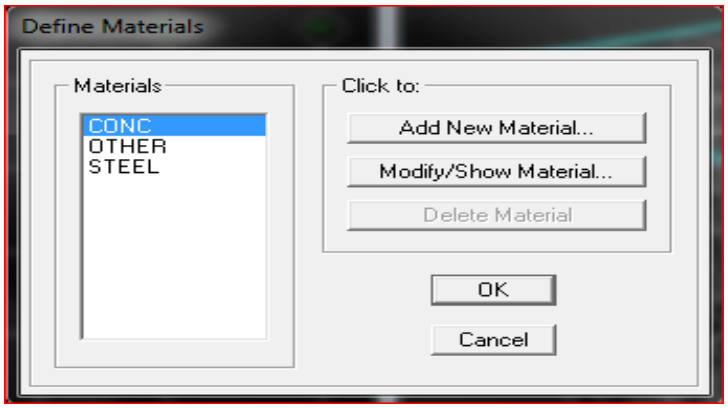
FigIV.9:introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplié la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok.**

V.3.5.2)Deuxième étape :

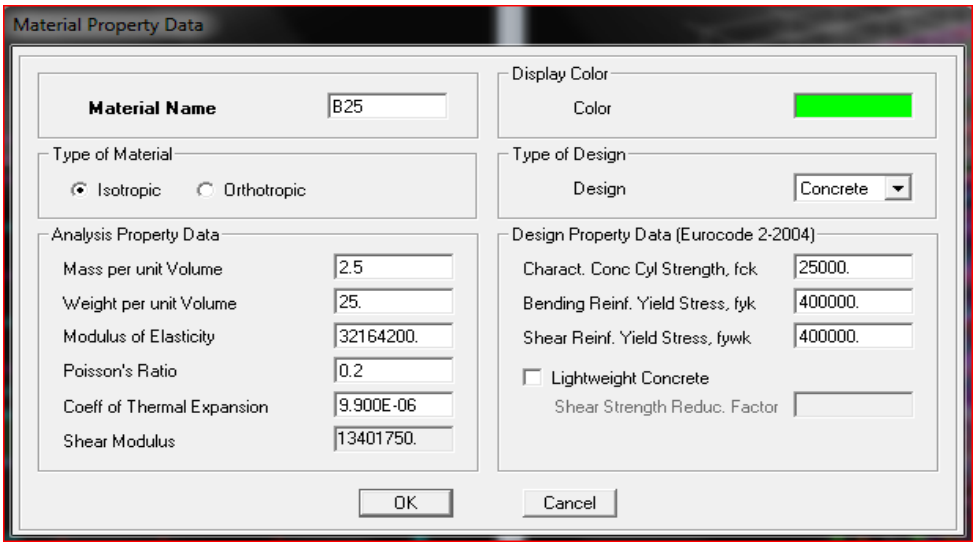
La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien On sélectionne le matériau **CONC.**



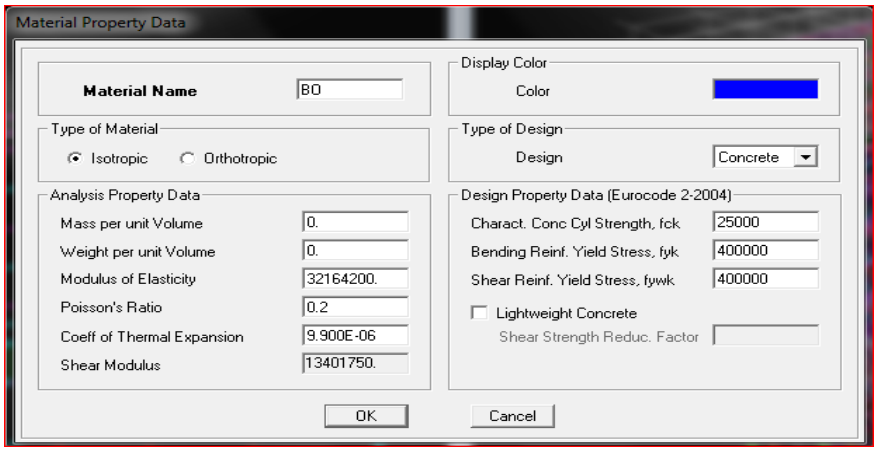
FigIV.10:définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



FigIV.11:définition des propriétés du matériau CONC (béton).

Et on définit un autre matériau pour l'utilisé prochainement.
On clique sur **Add New Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



FigIV.12:définition des propriétés du matériau other.

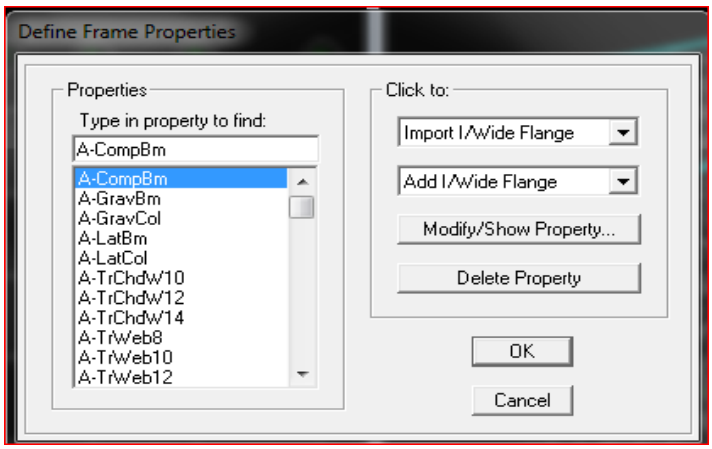
Puis on clique sur **ok.**

Remarque :
On a défini deux types de matériaux pour un but:
Que l'etabs n'introduit pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments. Par ce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul du poids propre de la dalle pleine.

V.3.5.3)Troisième étape :

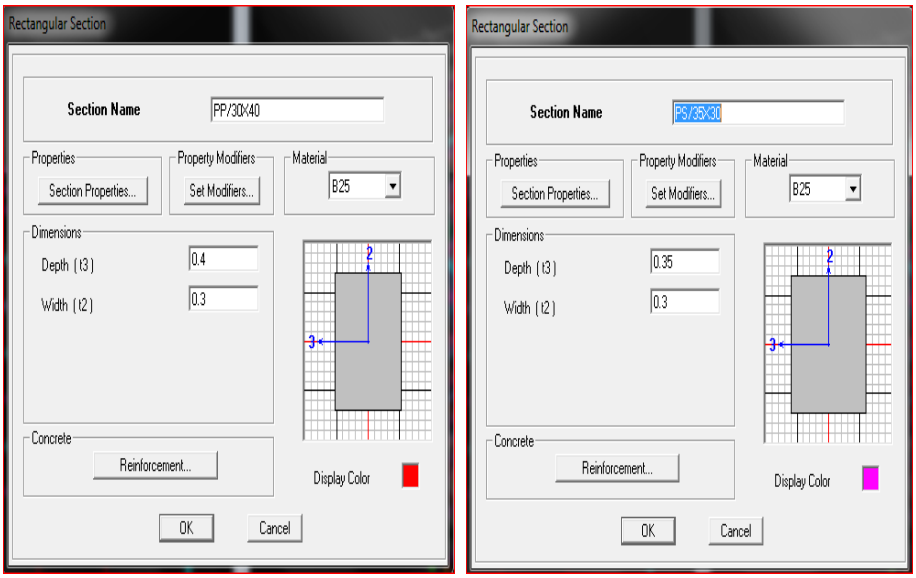
La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)
Nous commençons d'abord par les sections des poutres principales(**PP)**, les poutres secondaires **(ps)** et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien **.** On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rctangular** pour ajouter une section rectangulaire.



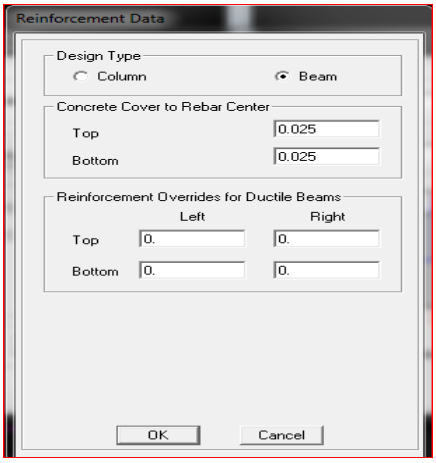
FigIV.13:définition des sections

Et on choisit **Material** BETON



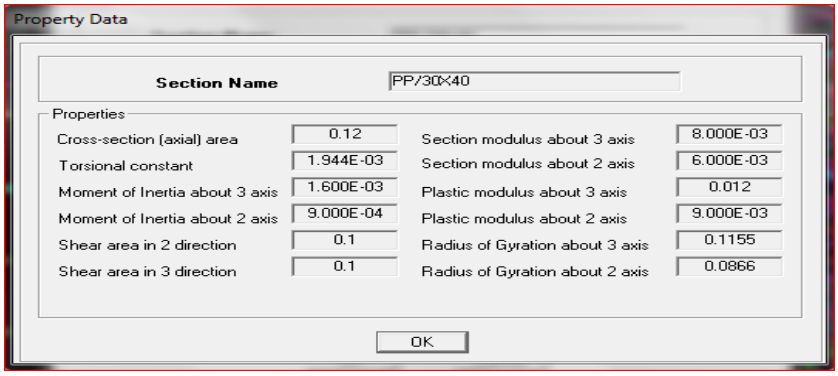
FigIV.14:définition des sections rectangulaire

Le bouton **Rein forcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.



FigIV.15:choix de la nature de la section et l'enrobage

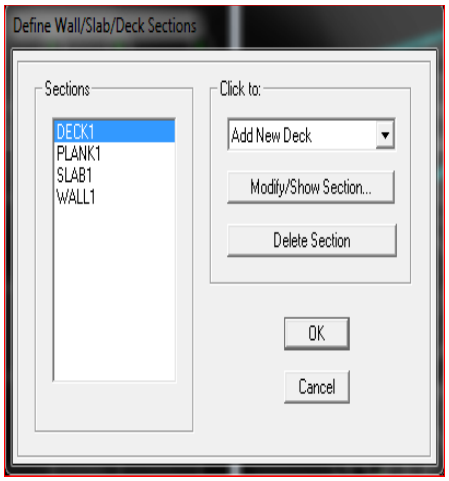
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.



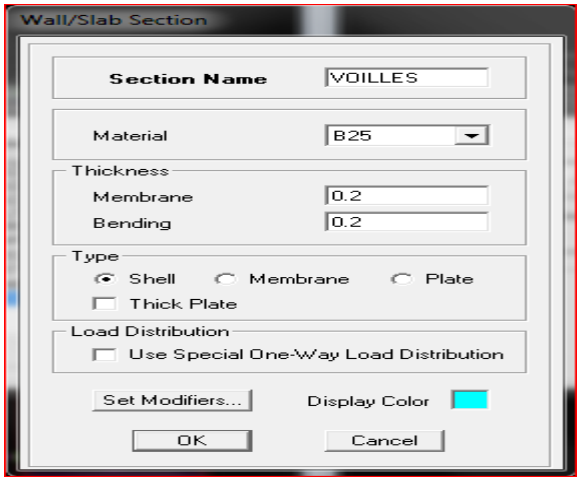
FigIV.16:propriété de la section à considérer

- Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres et poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien pour créer les voiles**,**
On clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



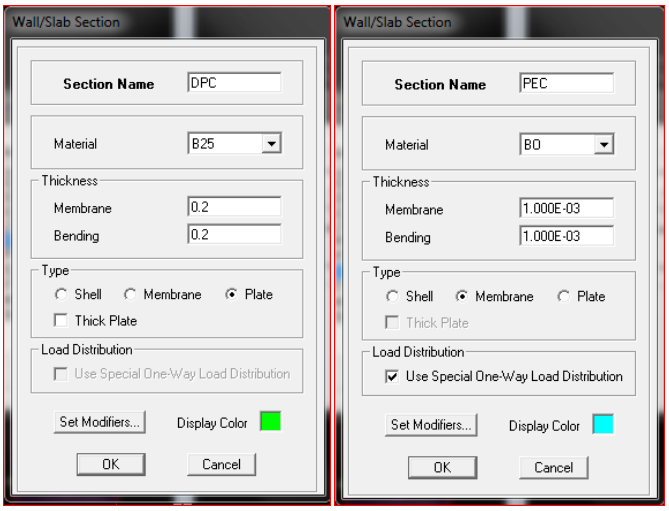
FigIV.17:création de nouveau voile



FigIV.18: propriétés du voile

Définir **Material :** BETON
On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 18 cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien pour crée les dalles**,**
On clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

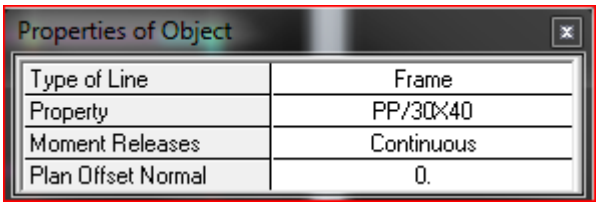


FigIV.19:propriétés de la dalle **FigIV.20:**création de nouvelle dalle.

Definer Material**:** OTHER
On coche **Plate.**
Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

a) Poutres principales et secondaires:

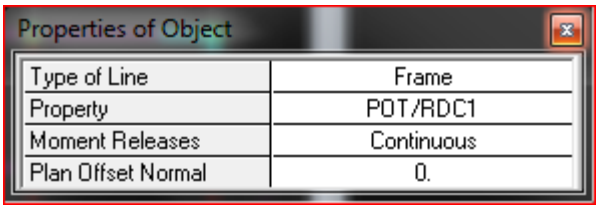
On clique sur puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.



FigIV.21:création des poutres

b) Les poteaux :

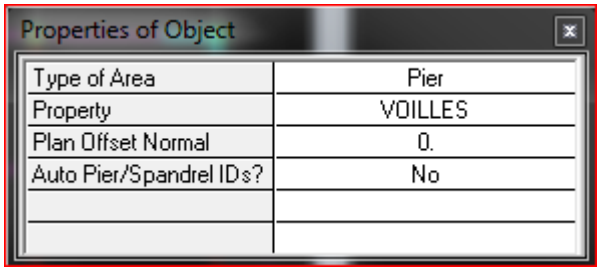
On clique sur puis choisit Pot 40x40 ou 30x30et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.



FigIV.22:création des poteaux

c) Les voiles :

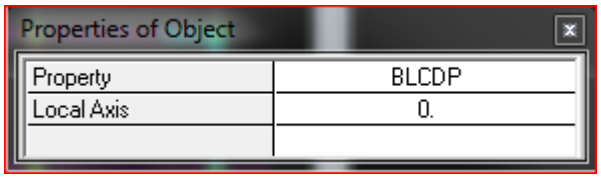
On clique sur puis choisit exemple VT1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



FigIV.23:création des voiles

d) La dalle pleine :

On clique sur puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.



FigIV.24:création des dalles pleines

V.3.5.4)Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q,

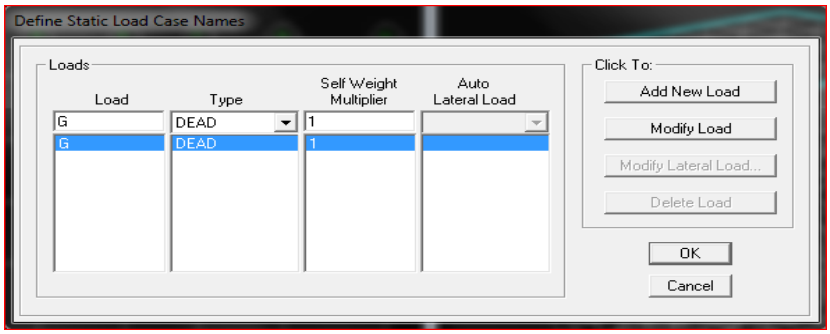
pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **static Load Cases**, ou bien .

Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): G

Type : **DEAD** (permanente)

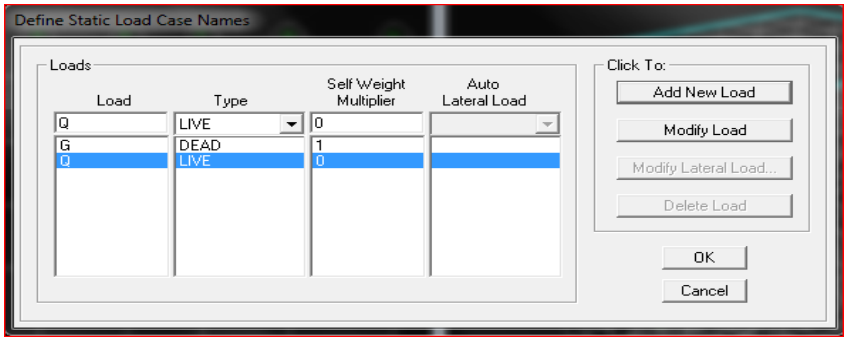
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**



FigIV.25:nom des charges permanentes

Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**
Type : LIVE (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



FigIV.26:nom des charges d'exploitations

2) Charge dynamique (E):

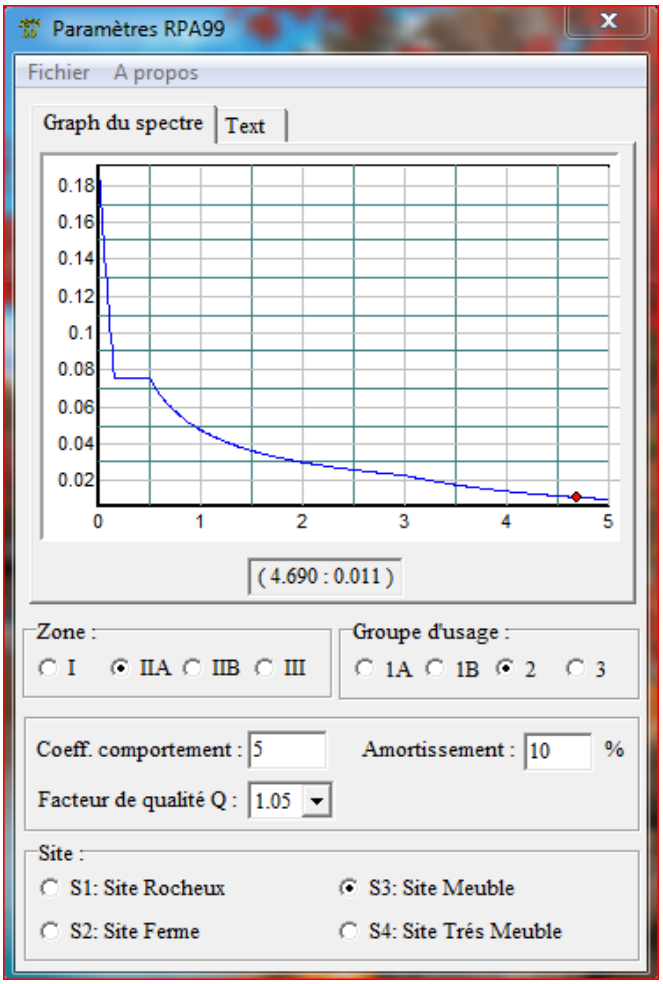
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.** Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(S_a/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

Données à introduire dans le logiciel :

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.
- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**
  Selon la zone de sismicité (de notre cas IIa) et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)
- **Coeff comportement** : **5.**

- **Coeff d'amortissement ξ : 10%**
- **Site** : **S3.**
- **Facteur de qualité (Q):Q=1.05**

$$Q=1+\sum P_q$$

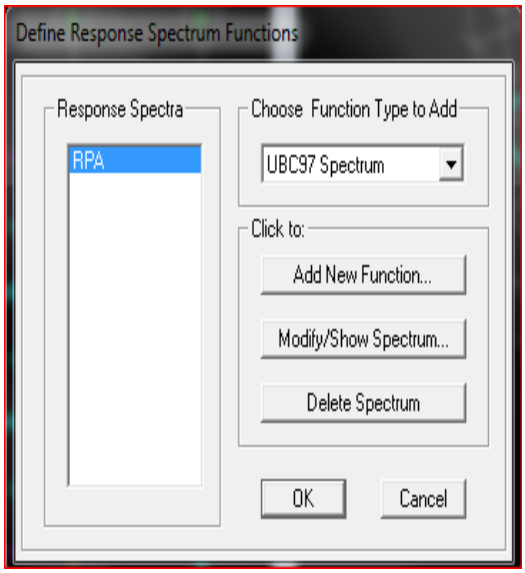


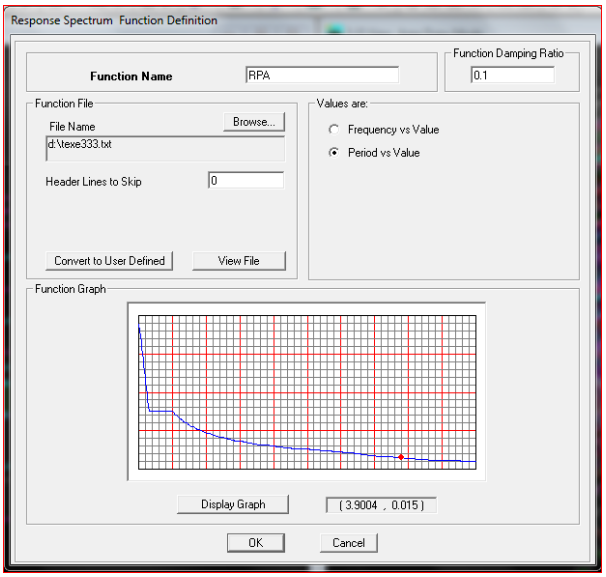
FigIV.27:le spectre

Après on clique sur **Sauvgar de Fichier Format ETABS.**

➢ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETAB S**on clique sur :

Define Response Spectrum Function ou bien ⟶ **Spectrum from file**



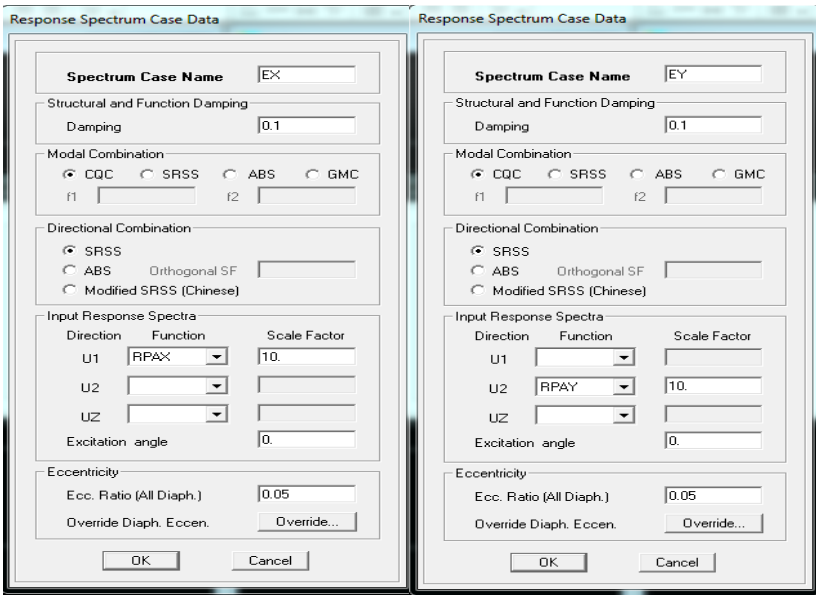


FigIV.28:définition de spectre **FigIV.29:**la réponse de spectre

Function Name (nom du spectre): RPA**.**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define Reponses spectrum **cases** ou bien **Add New Spectrum**



FigIV.30:ajout de spectre selon x **FigIV.31:**ajout de spectre selon y

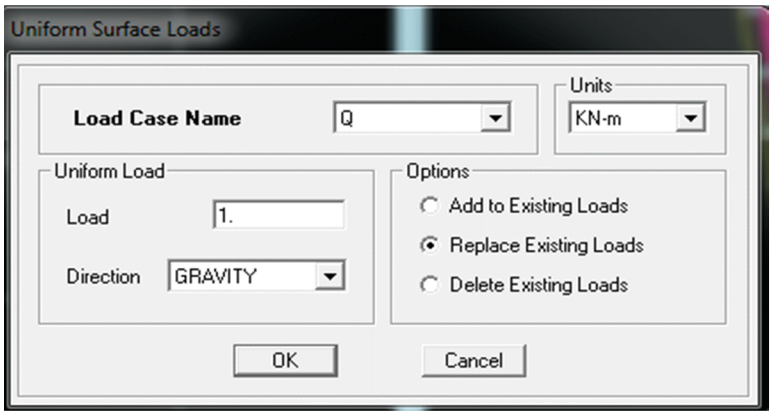
On introduit:

ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,10 dans la case **Damping**

Et l'excentricité qui égale à 0,05xL dans la case **Ecc.Ratio (All Diaph).**
Dans la partie **Input response spectra,** nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

V.3.5.5)5éme étape : chargement des planchers :
Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assing Shell/Area loads Uniform ou bien



FigIV.32:la méthode de chargement

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load.**

IV.3.5.6)6émé étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Et la combinaison **G + 0,2Q**

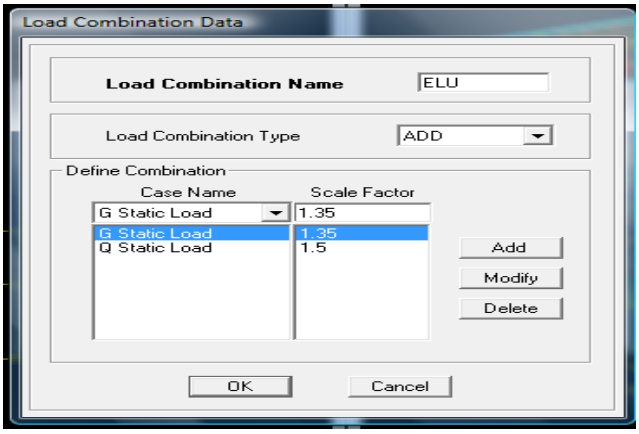
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E_X$; $G+Q\pm E_Y$

08GE : $0.8G\pm E_X$; $0.8G\pm E_Y$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⟶ load Combinations ou bien **⟶ Add New Combo**



FigIV.33:création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

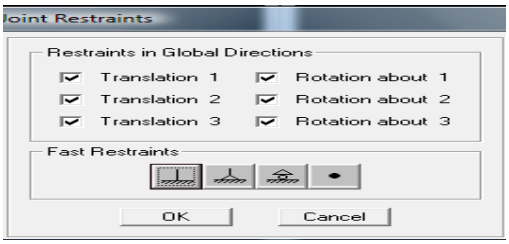
IV.3.5.7)7émé étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS** :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign ⟶ Joint/point ou bien **Restraints**



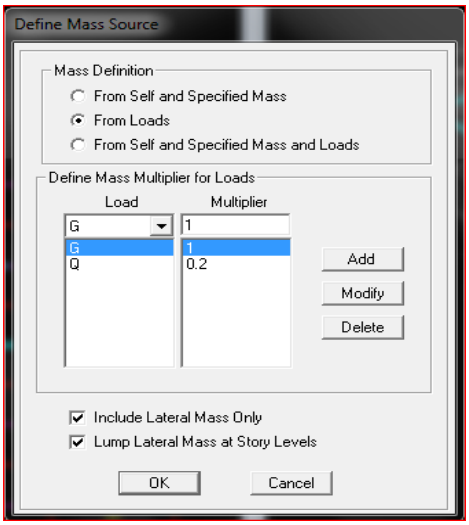
FigIV.34:encastrement des appuis

- **Mass- Source :**

Define ⟶ Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de β suivant la nature de la structure



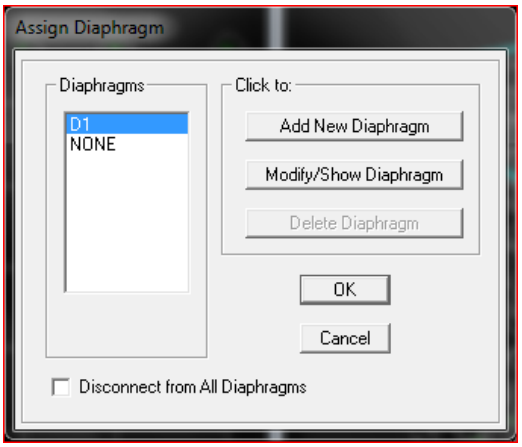
FigIV.35: le pourcentage de participation des charges

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même Plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour Effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign ⟶ Joint/point ⟶ Diaphragm , ou bien **⟶ Add New Diaphragm.**



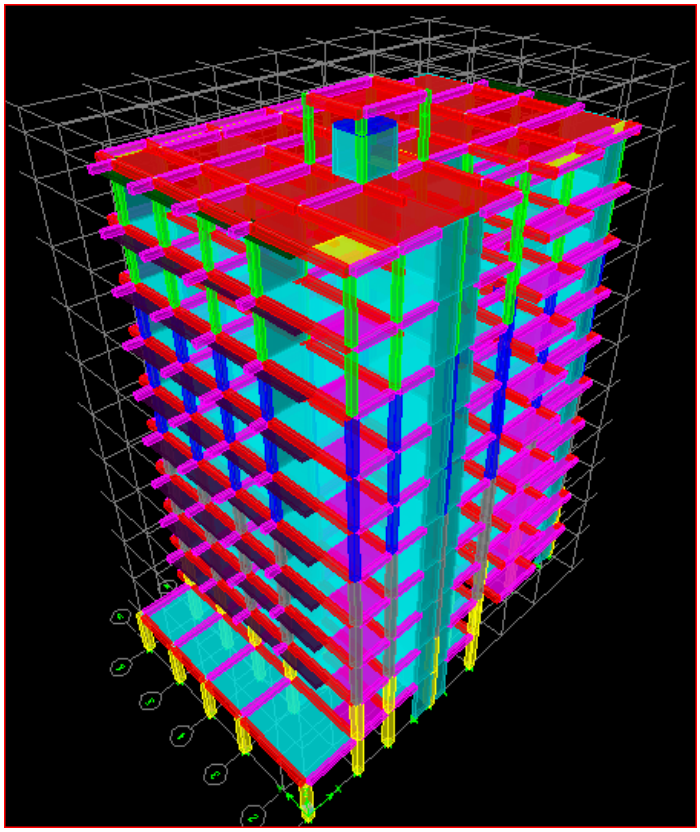
FigIV.36: spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.3.5.8) 8éme étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.



FigIV.37:schéma final de notre structure en 3D

IV -4 / VERIFICATION AUX RECOMMANDATION S DU RPA

5.7) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0s\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0s\end{cases}$$

(RPA 2003 A 4.3.3)

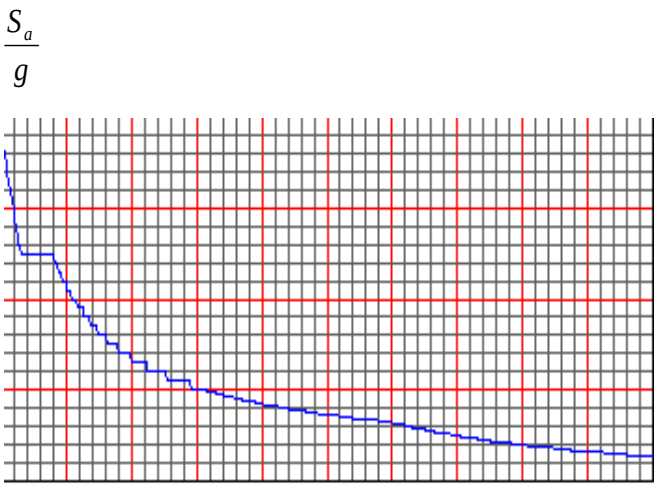


Fig.IV.38 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.
A : coefficient d'accélération de zone.
A= 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003tableau 4.1)].

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.
R= 5 **[**mixte portique/ voiles avec interaction (RPA 2003 tableau 4.3)].

$\mathbf{T_1}$**,** $\mathbf{T_2}$: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
$\mathbf{T_1}$= 0,15sec ; $\mathbf{T_2}$= 0,5 sec. [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)]

Q : facteur de qualité de la structure. $\mathbf{Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q}$ Formule (4-4)

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4).**

Le site :
La zone : zone IIa TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).
Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

- **Classification de l'ouvrage :** selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, de bureau dont la hauteur H = 33.77 m < 48 m, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-ouzou (Zone **IIa**).

- **Classification du site :** Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3.**
Dépôts de sables et de graviers denses voir (ANNEX I)

- **Coefficient de comportement R :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction)→R=5

- **Facteur de qualité :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est en fonction de :
- La régularité en plan et en élévation
- 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+** $\sum_{q=1}^{6} Pq$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau**4.4/RPA99**

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.

La variation de la masse est importante

Pas de variation de la masse →**Condition vérifiée : P1x= P_{1y} =0**

- **La régularité en élévation n'est pas vérifiée : P2x= P_{2y}=0.05**

- **La régularité en plan est vérifiée : P3x= P_{3y}=0**

- **Conditions minimales sur les files de contreventement**
  Condition vérifiée : P4x= P4y=0

- **Redondance en plan**
  Condition vérifiée : P5x=P5y=0

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Ce critères est dit observe pour les zones IIa,IIb et III **:**

Donc→Condition vérifiée : P6x= P_{6y} =0

Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

TableauIV.1Valeurs des pénalités dans les deux sens.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	p_q		p_q	
	Obs.	Nonobs.	Obs.	Nonobs.
1-Conditionsminimalessurlesfilesdecontreventement.	0	/	0	/
2-Redondanceenplan	0	/	0	/
3-Régularitéenplan	0	/	0	/
4-Régularitéenélévation	0.05	/	0	/
5-contrôledequalitédesmatériaux	0	/	0	/
6-Contrôledequalitédel'exécution	0	/	0	/

Tous les critères sont vérifiés donc : **Qx= 1**.05, Qy=1

5.8) Nombre de modes à considérer :

a) 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 modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec (4-14)

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- Dans notre cas N=10 niveaux $\Rightarrow$ K $\geq$ (3x$\sqrt{10}$=9,48)
  Donc K=15 nombre de modes.

5.9) Caractéristiques dynamiques de la tour :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.7584	69.0268	0.1536	0	69.0268	0.1536	0
2	0.720393	0.1782	66.9056	0	69.205	67.0593	0
3	0.677745	0.0477	1.1252	0	69.2527	68.1845	0
4	0.206598	15.4647	0.0113	0	84.7173	68.1958	0
5	0.194336	0.0008	13.3566	0	84.7182	81.5524	0
6	0.174083	0.1051	3.5683	0	84.8233	85.1207	0
7	0.093221	5.9055	0.166	0	90.7288	85.2867	0
8	0.090007	0.5044	4.2923	0	91.2332	89.5789	0
9	0.079256	0.0149	0.2646	0	91.2481	89.8435	0
10	0.075443	0.1059	2.377	0	91.354	92.2206	0
11	0.054479	3.073	0.0883	0	94.4269	92.3089	0
12	0.051181	0.0669	2.5976	0	94.4938	94.9065	0
13	0.044995	0.2033	0.4996	0	94.6972	95.4061	0
14	0.042992	0.6057	0.3877	0	95.3028	95.7938	0
15	0.038466	0.1811	0.3919	0	95.4839	96.1857	0

Tableau IV.2 périodes et participations massiques

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 10**

Période fondamentale de la structure
La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être calculée à partir des formules empiriques qui sont données par le **RPA99V2003**:

$$T_{empirique} = \min \quad 0.09\,\frac{h_n}{\sqrt{D}}\,,\ C_T \times h_n^{3/4}$$

Avec:
h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h_N = 33,77m).

C_T:coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau4.6duRPA99 (C_T=0.05).

D:dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles limées à partir des formules empiriques appropriées de plus de30%.

$T_f = 0.05\,(33,77)^{3/4} = 0.70s$

Sens x-x : $T_f = 0.09\,\frac{33.77}{\sqrt{25.15}} = 0.61s$

Sens y-y : $T_f = 0.09\,\frac{33.77}{\sqrt{15.70}} = 0.77s$

$T_f = T_{min} = 0.61s$

5.10) Combinaison des réponses modales

- **r ≤ 10/ 10 +** $\left[\sqrt{\xi_i\ \xi_j}\right]$

Avec :
r = T_i / T_j ($Ti \leq T_j$)
i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement **ξ_i ,ξ_j**

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, La réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k} E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré
E_i: valeur modale de E selon le mode « i »
K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, La réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\left(|E_1| + |E_2|\right)^2 + \sum_{i=3}^{K} E_i^2}$$

5.11) Caractéristiques géométriques de la Structure :

Vérification de l'excentricité :

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique

Etage	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]	
	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	391.4108	391.4108	12.381	8.387	13.637	8.305
ETAGE1	347.933	347.933	13.474	8.495	14.113	8.578
ETAGE2	342.7459	342.7459	13.474	8.5	14.161	8.622
ETAGE3	342.7459	342.7459	13.474	8.5	14.077	8.588
ETAGE4	337.4804	337.4804	13.475	8.504	13.955	8.535
ETAGE5	332.9954	332.9954	13.476	8.508	13.826	8.484
ETAGE6	332.9954	332.9954	13.476	8.508	13.699	8.439
ETAGE7	328.4319	328.4319	13.476	8.512	13.578	8.401
ETAGE8	324.649	324.649	13.477	8.516	13.473	8.372
ETAGE9	300.2038	300.2038	13.524	8.506	13.4	8.36

Tableau IV.3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

a)-Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à **5 %** de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit :

e = 0,05.Lx

RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **0.05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le **sens x-x (ex) :** On vérifie que : ex= CM -CR ≤5%Ly

Suivant le **sens Y-Y (ey) :** On vérifie que : ey=CM -CR ≤5%Lx

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules

Suivantes

ex =XCM – XCR

ey =YCM – YCR

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Etage	ex	5%Lx	Observation	ey	5%Ly	Observation
RDC	-1.256	1,31	Condition vérifiée	0.082	0.84	Condition vérifiée
ETAGE1	-0.639	1.18	Condition vérifiée	-0.083	0.84	Condition vérifiée
ETAGE2	-0.687	1.18	Condition vérifiée	-0.122	0.84	Condition vérifiée
ETAGE3	-0.603	1.18	Condition vérifiée	-0.088	0.84	Condition vérifiée
ETAGE4	-0.48	1.18	Condition vérifiée	-0.031	0.84	Condition vérifiée
ETAGE5	-0.35	1.18	Condition vérifiée	0.024	0.84	Condition vérifiée
ETAGE6	-0.223	1.18	Condition vérifiée	0.069	0.84	Condition vérifiée
ETAGE7	-0.102	1.18	Condition vérifiée	0.111	0.84	Condition vérifiée
ETAGE8	0.004	1.18	Condition vérifiée	0.144	0.84	Condition vérifiée
ETAGE9	0.124	1.18	Condition vérifiée	0.146	0.84	Condition vérifiée

Tableau IV.4 : Vérification de l'excentricité théorique.

5 .12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_t' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente** (**RPA 2003 Art 4.2**).

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\mathbf{V}=\frac{A*D*Q}{R}\ \mathbf{W}$$ (RPA 2003 Art 4.2.3)

- **A** : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

  A= 0.15

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T_1=0.15, T_2=0.5 voir le ***titre 5.7***.

η **:** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$
T : donnée par la formule empirique.
T=0.96 sec⇒ $T_2 \le T \le 3.0$ sec.

Donc :

Dx=2.5 $\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}$**= 1.66**

Dy=2.5 $\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}$**= 1.51**

- **R** : **le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)**

R=5

- **Q : facteur de qualité** voir le ***titre 5.7***.
  Qx=1.05
  Qy=1

- **W : poids total de la structure**

W =34080*KN*

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	**A**	0.15
	Dx	1.66
	Dy	1.51
	Qx	1.05
	Qy	1
	R	5
forces sismiques V (KN)	**0.8Vx= 1425.63**	
	0.8Vy= 1235.05	

Tableau IV.5 la forces sismiques à la base

➢ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par ***ETABS*** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la ***méthode statique équivalente*** $\mathbf{V_{max}}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.**(V_t> 0.80 V)**

✓ Si V_t< 0.80 V_{max}, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/V_t.

forces sismiques KN vérification					
MSE (V_{max})		**ETABS (v_t) Vt/V**			
		Ex	Ey	x	y
x	**y**	**x**	**y**	**>0.80**	**>0.80**
1425.63	1235.05	1461.25	1491.91	CV	CV

Tableau IV.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

5 .13) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage ***[RPA 2003 article 5.10].***

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS

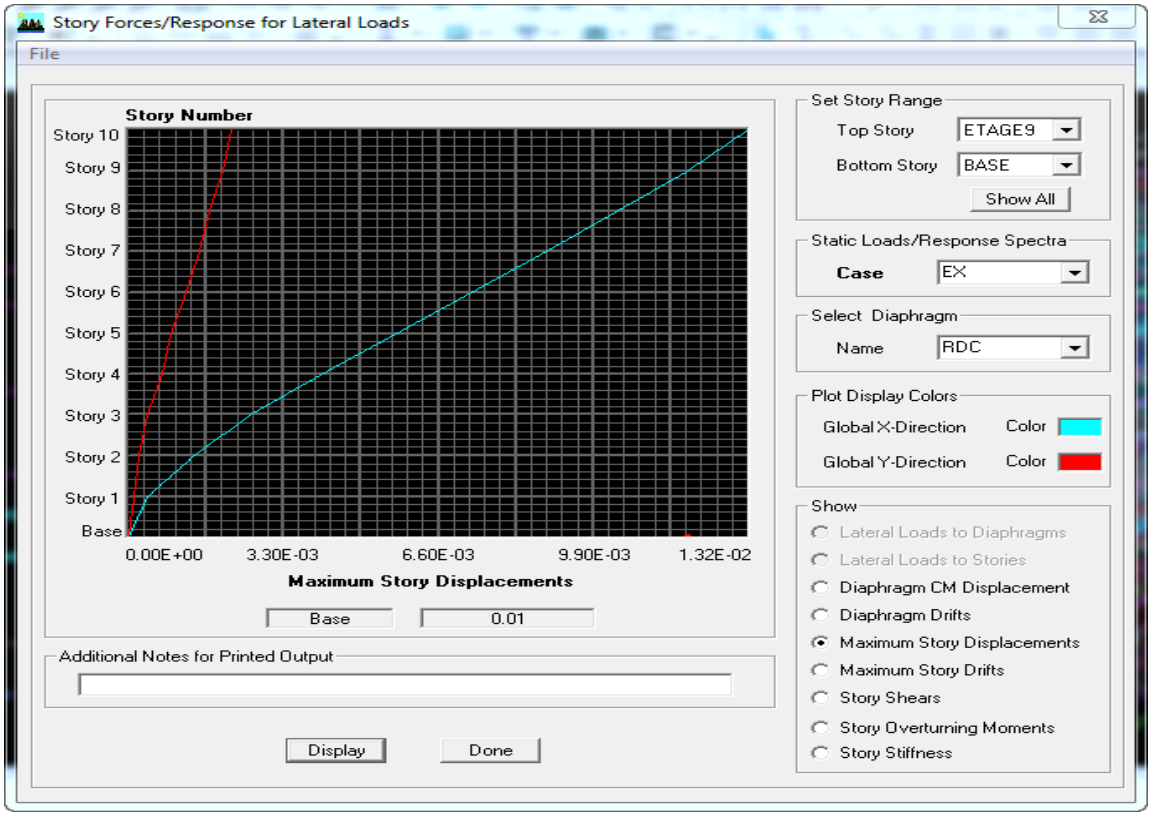


Fig.IV.39 Vérification des déplacements selon E_x.

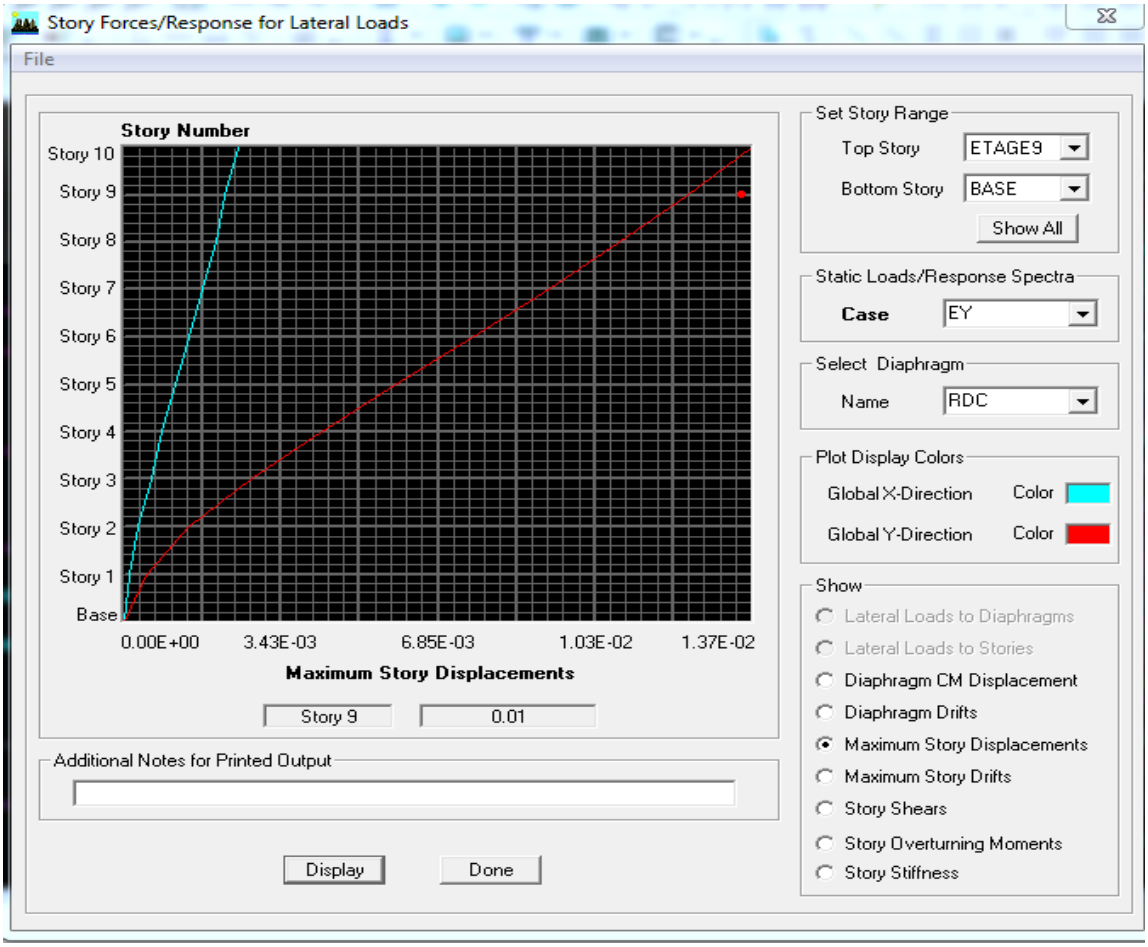


Fig.IV.40 Vérification des déplacements selon E_y.

Justification de la sécurité

a. Justification vis-à-vis des déformations

Calcul des déplacements *(Art4.43/RPA99)*

Ledéplacementhorizontalàchaqueniveau«k»delastructureestcalculécommesuit

$\delta_k = R\,\delta_{ek}$

δ_{ek}: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R:coefficientdecomportement(R=5).

Ledéplacementrelatifauniveau«k»parrapportauniveau«k-1»estégalà:

$\Delta K = \delta k - \delta k\text{-}1$.

D'après leRPA99 (Art5.10),les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$\Delta K \leq \Delta K = 1\%h$

STORY	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta_K(x)$	$\Delta_K(y)$	$1\%h_e$	vérification
ETAGE9	0.0118	0.0002	0.0002	0.0111	0	0.0012	0.0306	vérifiée
ETAGE8	0.0106	0.0002	0.0002	0.0099	0	0.0013	0.0306	vérifiée
ETAGE7	0.0094	0.0002	0.0002	0.0086	0.0001	0.0013	0.0306	vérifiée
ETAGE6	0.008	0.0001	0.0001	0.0073	0	0.0013	0.0306	vérifiée
ETAGE5	0.0066	0.0001	0.0001	0.006	0	0.0014	0.0306	vérifiée
ETAGE4	0.0051	0.0001	0.0001	0.0046	0	0.0013	0.0306	vérifiée
ETAGE3	0.0037	0.0001	0.0001	0.0033	0	0.0012	0.0306	vérifiée
ETAGE2	0.0024	0.0001	0	0.0021	0	0.0010	0.0306	vérifiée
ETAGE1	0.0012	0	0	0.0011	0	0.0007	0.0306	vérifiée
RDC	0.0004	0	0	0.0004	0	0.0004	0.0323	vérifiée

Tableau IV.7 Vérification les déplacements relatifs

b. Justification vis-à-vis de l'effet P- Delta **(Art5.9/RPA99)**

Les effets du2°ordre (ou effet **P**-Delta) peuvent êtres négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\boldsymbol{\theta = \frac{P_K \ \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau«k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau«k-1».

		Sens xx			Sens yy		
Story	**P_k(KN)**	**$\Delta_K(x)$**	**$V_k(x)$ xh_k**	**θ_x**	**$\Delta_K(y)$**	**$V_k(y)$ xh_k**	**θ_y**
ETAGE9	3914.108	0	1143.58	0.01118454	0.0012	1388.56	0.01088606
ETAGE8	3479.33	0	1578.89	0.00957382	0.0013	1853.62	0.00878216
ETAGE7	3427.459	0.0001	1955.92	0.0095118	0.0013	2258.83	0.00720673
ETAGE6	3427.459	0	2284.81	0.00890762	0.0013	2616.88	0.00640483
ETAGE5	3374.804	0	2577.25	0.00882596	0.0014	2928.20	0.0057239
ETAGE4	3329.954	0	2835.91	0.00802092	0.0013	3189.22	0.00525541
ETAGE3	3329.954	0	3061.37	0.00766763	0.0012	3408.075	0.00471257
ETAGE2	3284.319	0	3243.63	0.00723676	0.0010	3592.99	0.00378232
ETAGE1	3246.49	0	3352.04	0.00498288	0.0007	3717.65	0.00224642
RDC	3002.038	0	4193.02	0.00281215	0.0004	4678.10	0.00151233

h_k: Hauteur de l'étage «k»

TableauIV.8Vérificationdel'effet*P*-Δ.

Remarque:
Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:
Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,
L'effort normal de compression de calcul est limite par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
Nd =1894.48 KN. (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).
Bc : l'aire de la section de béton (section brute).
fc28 = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

$\frac{1894.48\times10^{-3}}{0.55\times0.60\times25} = 0.22 < 0.3 \rightarrow$Condition vérifié.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

•L'effort tranchant à la base est vérifié.

•Le pourcentage de participation massique est vérifié.

•Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.

•L'excentricité est vérifiée.

•L'effet P-Delta est vérifié.

•Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

FICHIER RESULTAT

ETABS v9.6.0 File:ETABS Units:KN-m septembre 3, 2015 12:52 PAGE 1

PROJECT INFORMATION

 Company Name = fgc

ETABS v9.6.0 File:ETABS Units:KN-m septembre 3, 2015 12:52 PAGE 2

S T O R Y D A T A

STORY	SIMILAR TO	HEIGHT	ELEVATION
ETAGE9-2	ETAGE9-1	1.000	33.770
ETAGE9-1	None	2.000	32.770
ETAGE9	ETAGE8	3.060	30.770
ETAGE8	None	3.060	27.710
ETAGE7	ETAGE5	3.060	24.650
ETAGE6	ETAGE5	3.060	21.590
ETAGE5	None	3.060	18.530
ETAGE4	ETAGE2	3.060	15.470
ETAGE3	ETAGE2	3.060	12.410
ETAGE2	None	3.060	9.350
ETAGE1	RDC	3.060	6.290
RDC	None	3.230	3.230
BASE	None		0.000

ETABS v9.6.0 File:ETABS Units:KN-m septembre 3, 2015 12:52 PAGE 3

S T A T I C L O A D C A S E S

STATIC CASE	CASE TYPE	AUTO LAT LOAD	SELF WT MULTIPLIER	NOTIONAL FACTOR	NOTIONAL DIRECTION
G	DEAD	N/A	1.0000		
Q	LIVE	N/A	0.0000		

ETABS v9.6.0 File:ETABS Units:KN-m septembre 3, 2015 12:52 PAGE 4

R E S P O N S E S P E C T R U M C A S E S

RESP SPEC CASE: EX

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE	TYPICAL ECCEN
CQC	SRSS	0.1000	0.0000	0.0500

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	RPA	10.0000
U2	----	N/A
UZ	----	N/A

RESP SPEC CASE: EY

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE	TYPICAL ECCEN
CQC	SRSS	0.1000	0.0000	0.0500

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	----	N/A
U2	RPA	10.0000
UZ	----	N/A

M A S S S O U R C E D A T A

MASS FROM	LATERAL MASS ONLY	LUMP MASS AT STORIES
Loads	Yes	Yes

M A S S S O U R C E L O A D S

LOAD	MULTIPLIER
G	1.0000
Q	0.2000

D I A P H R A G M M A S S D A T A

STORY	DIAPHRAGM	MASS-X	MASS-Y	MMI	X-M	Y-M
ETAGE9-2	ETAGE92	1.162E+01	1.162E+01	7.262E+01	11.450	7.025
ETAGE9-1	ETAGE91	1.512E+01	1.512E+01	1.677E+01	10.576	6.298
ETAGE9	ETAGE9	3.002E+02	3.002E+02	2.048E+04	13.524	8.506
ETAGE8	ETAGE8	3.246E+02	3.246E+02	2.261E+04	13.477	8.516
ETAGE7	ETAGE7	3.284E+02	3.284E+02	2.289E+04	13.476	8.512
ETAGE6	ETAGE6	3.330E+02	3.330E+02	2.323E+04	13.476	8.508
ETAGE5	ETAGE5	3.330E+02	3.330E+02	2.323E+04	13.476	8.508
ETAGE4	ETAGE4	3.375E+02	3.375E+02	2.356E+04	13.475	8.504
ETAGE3	ETAGE3	3.427E+02	3.427E+02	2.395E+04	13.474	8.500
ETAGE2	ETAGE2	3.427E+02	3.427E+02	2.395E+04	13.474	8.500
ETAGE1	ETAGE1	3.479E+02	3.479E+02	2.434E+04	13.474	8.495
RDC	RDC	3.914E+02	3.914E+02	3.083E+04	12.381	8.387

A S S E M B L E D P O I N T M A S S E S

STORY	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE9-2	1.162E+01	1.162E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	7.262E+01
ETAGE9-1	1.512E+01	1.512E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	1.677E+01

ETAGE9	3.012E+02	3.012E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.048E+04					
ETAGE8	3.264E+02	3.264E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.261E+04					
ETAGE7	3.302E+02	3.302E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.289E+04					
ETAGE6	3.348E+02	3.348E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.323E+04					
ETAGE5	3.348E+02	3.348E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.323E+04					
ETAGE4	3.393E+02	3.393E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.356E+04					
ETAGE3	3.445E+02	3.445E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.395E+04					
ETAGE2	3.445E+02	3.445E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.395E+04					
ETAGE1	3.497E+02	3.497E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.434E+04					
RDC	3.932E+02	3.932E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
3.083E+04					
BASE	6.658E+01	6.658E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
0.000E+00					
Totals	3.492E+03	3.492E+03	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2.392E+05					

C E N T E R S O F C U M U L A T I V E M A S S & C E N T E R S O F R I G I D I T Y

STORY LEVEL	DIAPHRAGM NAME	/----------CENTER OF MASS----------//--CENTER OF RIGIDITY--/ MASS	ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
ETAGE9-2	ETAGE92	1.162E+01	11.450	7.025	10.480	6.676
ETAGE9-1	ETAGE91	1.512E+01	10.576	6.298	10.558	6.843
ETAGE9	ETAGE9	3.002E+02	13.524	8.506	13.400	8.360
ETAGE8	ETAGE8	3.246E+02	13.477	8.516	13.473	8.372
ETAGE7	ETAGE7	3.284E+02	13.476	8.512	13.578	8.401
ETAGE6	ETAGE6	3.330E+02	13.476	8.508	13.699	8.439
ETAGE5	ETAGE5	3.330E+02	13.476	8.508	13.826	8.484
ETAGE4	ETAGE4	3.375E+02	13.475	8.504	13.955	8.535
ETAGE3	ETAGE3	3.427E+02	13.474	8.500	14.077	8.588
ETAGE2	ETAGE2	3.427E+02	13.474	8.500	14.161	8.622
ETAGE1	ETAGE1	3.479E+02	13.474	8.495	14.113	8.578
RDC	RDC	3.914E+02	12.381	8.387	13.637	8.305

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE NUMBER	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	CIRCULAR FREQ (RADIANS/TIME)

Mode 1	0.75840	1.31857
8.28479		
Mode 2	0.72039	1.38813
8.72189		
Mode 3	0.67775	1.47548
9.27072		
Mode 4	0.20660	4.84032
30.41262		
Mode 5	0.19434	5.14573
32.33156		
Mode 6	0.17408	5.74438
36.09300		
Mode 7	0.09322	10.72725
67.40128		
Mode 8	0.09001	11.11027
69.80791		
Mode 9	0.07926	12.61736
79.27723		
Mode 10	0.07544	13.25497
83.28343		
Mode 11	0.05448	18.35581
115.33293		
Mode 12	0.05118	19.53834
122.76301		
Mode 13	0.04499	22.22486
139.64294		
Mode 14	0.04299	23.26030
146.14880		
Mode 15	0.03847	25.99666
163.34183		

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S

MODE NUMBER	X-TRANS %MASS <SUM>	Y-TRANS %MASS <SUM>	Z-TRANS %MASS <SUM>	RX-ROTN %MASS <SUM>	RY-ROTN %MASS <SUM>	RZ-ROTN %MASS <SUM>
Mode 1	69.03 < 69>	0.15 < 0>	0.00 < 0>	0.22 < 0>	98.67 < 99>	0.07 < 0>
Mode 2	0.18 < 69>	66.91 < 67>	0.00 < 0>	96.79 < 97>	0.26 < 99>	0.99 < 1>
Mode 3	0.05 < 69>	1.13 < 68>	0.00 < 0>	1.71 < 99>	0.07 < 99>	66.02 < 67>
Mode 4	15.46 < 85>	0.01 < 68>	0.00 < 0>	0.00 < 99>	0.57 <100>	0.07 < 67>
Mode 5	0.00 < 85>	13.36 < 82>	0.00 < 0>	0.64 < 99>	0.00 <100>	2.95 < 70>
Mode 6	0.11 < 85>	3.57 < 85>	0.00 < 0>	0.26 <100>	0.01 <100>	14.03 < 84>
Mode 7	5.91 < 91>	0.17 < 85>	0.00 < 0>	0.01 <100>	0.28 <100>	0.16 < 84>
Mode 8	0.50 < 91>	4.29 < 90>	0.00 < 0>	0.20 <100>	0.02 <100>	0.85 < 85>
Mode 9	0.01 < 91>	0.26 < 90>	0.00 < 0>	0.01 <100>	0.00 <100>	2.83 < 88>
Mode 10	0.11 < 91>	2.38 < 92>	0.00 < 0>	0.09 <100>	0.00 <100>	3.39 < 91>
Mode 11	3.07 < 94>	0.09 < 92>	0.00 < 0>	0.00 <100>	0.05 <100>	0.01 < 91>
Mode 12	0.07 < 94>	2.60 < 95>	0.00 < 0>	0.04 <100>	0.00 <100>	1.12 < 92>
Mode 13	0.20 < 95>	0.50 < 95>	0.00 < 0>	0.01 <100>	0.00 <100>	2.64 < 95>
Mode 14	0.61 < 95>	0.39 < 96>	0.00 < 0>	0.01 <100>	0.01 <100>	0.19 < 95>
Mode 15	0.18 < 95>	0.39 < 96>	0.00 < 0>	0.00 <100>		

0.00 <100> 0.25 < 96>

ETABS v9.6.0 File:ETABS Units:KN-m septembre 3, 2015 12:52 PAGE 11

M O D A L L O A D P A R T I C I P A T I O N R A T I O S
(STATIC AND DYNAMIC RATIOS ARE IN PERCENT)

TYPE	NAME	STATIC	DYNAMIC
Load	G	0.2944	0.0000
Load	Q	1.0023	0.0000
Accel	UX	99.9919	95.4839
Accel	UY	99.9918	96.1857
Accel	UZ	0.0000	0.0000
Accel	RX	100.0000	99.9721
Accel	RY	99.9999	99.9592
Accel	RZ	101.2157	95.5645

ETABS v9.6.0 File:ETABS Units:KN-m septembre 3, 2015 12:52 PAGE 12

TOTAL REACTIVE FORCES (RECOVERED LOADS) AT ORIGIN

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
G	1.752E-10	4.244E-11	3.365E+04	2.850E+05	-4.477E+05	3.463E-10
Q	6.781E-11	1.892E-11	5.904E+03	5.094E+04	-7.831E+04	4.123E-10
EX	1.461E+03	3.410E+01	1.531E-11	4.968E+02	3.059E+04	1.422E+04
EY	3.410E+01	1.492E+03	1.809E-11	3.134E+04	4.972E+02	2.260E+04

ETABS v9.6.0 File:ETABS Units:KN-m septembre 3, 2015 12:52 PAGE 13

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE9-2	EX	1.590E-12	2.821E+01	7.333E+00	1.747E+02	7.333E+00	2.821E+01
ETAGE9-1	EX	1.776E-11	4.643E+01	1.035E+01	2.925E+02	2.803E+01	1.203E+02
ETAGE9	EX	7.313E-12	3.417E+02	1.334E+01	3.084E+03	5.379E+01	1.140E+03
ETAGE8	EX	2.504E-11	5.673E+02	1.640E+01	5.244E+03	8.403E+01	2.840E+03
ETAGE7	EX	4.205E-11	7.566E+02	1.763E+01	7.084E+03	1.162E+02	5.065E+03
ETAGE6	EX	1.696E-11	9.273E+02	1.858E+01	8.743E+03	1.484E+02	7.771E+03
ETAGE5	EX	3.673E-11	1.068E+03	2.229E+01	1.013E+04	1.879E+02	1.089E+04
ETAGE4	EX	2.134E-11	1.188E+03	2.392E+01	1.133E+04	2.396E+02	1.435E+04
ETAGE3	EX	1.410E-11	1.284E+03	2.345E+01	1.231E+04	2.964E+02	1.809E+04
ETAGE2	EX	1.659E-11	1.357E+03	2.462E+01	1.310E+04	3.547E+02	2.203E+04
ETAGE1	EX	1.508E-11	1.422E+03	2.913E+01	1.380E+04	4.178E+02	2.613E+04
RDC	EX	1.531E-11	1.461E+03	3.410E+01	1.422E+04	4.968E+02	3.059E+04
ETAGE9-2	EY	3.358E-12	7.709E+00	2.409E+01	3.077E+02	2.409E+01	7.709E+00
ETAGE9-1	EY	8.554E-12	8.764E+00	4.380E+01	5.169E+02		

1.112E+02	2.516E+01					
ETAGE9	EY	1.300E-11	1.239E+01	3.466E+02	4.965E+03	
1.145E+03	4.357E+01					
ETAGE8	EY	5.215E-12	1.691E+01	5.832E+02	8.492E+03	
2.905E+03	7.670E+01					
ETAGE7	EY	1.924E-11	1.764E+01	7.776E+02	1.139E+04	
5.208E+03	1.143E+02					
ETAGE6	EY	1.454E-11	1.817E+01	9.515E+02	1.399E+04	
7.999E+03	1.486E+02					
ETAGE5	EY	1.988E-11	2.184E+01	1.094E+03	1.617E+04	
1.121E+04	1.877E+02					
ETAGE4	EY	1.524E-11	2.374E+01	1.215E+03	1.803E+04	
1.476E+04	2.381E+02					
ETAGE3	EY	1.358E-11	2.382E+01	1.312E+03	1.955E+04	
1.858E+04	2.953E+02					
ETAGE2	EY	1.575E-11	2.430E+01	1.384E+03	2.076E+04	
2.261E+04	3.546E+02					
ETAGE1	EY	1.857E-11	2.880E+01	1.448E+03	2.188E+04	
2.680E+04	4.181E+02					
RDC	EY	1.809E-11	3.410E+01	1.492E+03	2.260E+04	
3.134E+04	4.972E+02					

STORY DRIFTS

STORY	DIRECTION	LOAD	MAX DRIFT
ETAGE9-2	X	EX	1/2456
ETAGE9-1	X	EX	1/2514
ETAGE9	X	EX	1/2264
ETAGE8	X	EX	1/2114
ETAGE7	X	EX	1/1994
ETAGE6	X	EX	1/1905
ETAGE5	X	EX	1/1872
ETAGE4	X	EX	1/1919
ETAGE3	X	EX	1/2061
ETAGE2	X	EX	1/2399
ETAGE1	X	EX	1/3241
RDC	X	EX	1/7539
ETAGE9-2	Y	EY	1/2722
ETAGE9-1	Y	EY	1/2478
ETAGE9	Y	EY	1/1940
ETAGE8	Y	EY	1/1871
ETAGE7	Y	EY	1/1833
ETAGE6	Y	EY	1/1813
ETAGE5	Y	EY	1/1811
ETAGE4	Y	EY	1/1863
ETAGE3	Y	EY	1/1993
ETAGE2	Y	EY	1/2309
ETAGE1	Y	EY	1/3200
RDC	Y	EY	1/6645

DISPLACEMENTS AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS

STORY	DIAPHRAGM	LOAD	UX	UY	RZ
ETAGE9-2	ETAGE92	EX	0.0131	0.0006	0.00022
ETAGE9-1	ETAGE91	EX	0.0128	0.0007	0.00020
ETAGE9	ETAGE9	EX	0.0118	0.0002	0.00018
ETAGE8	ETAGE8	EX	0.0106	0.0002	0.00016
ETAGE7	ETAGE7	EX	0.0094	0.0002	0.00014
ETAGE6	ETAGE6	EX	0.0080	0.0001	0.00012
ETAGE5	ETAGE5	EX	0.0066	0.0001	0.00010
ETAGE4	ETAGE4	EX	0.0051	0.0001	0.00008
ETAGE3	ETAGE3	EX	0.0037	0.0001	0.00006
ETAGE2	ETAGE2	EX	0.0024	0.0001	0.00004

ETAGE1	ETAGE1	EX	0.0012	0.0000	0.00002
RDC	RDC	EX	0.0004	0.0000	0.00001
ETAGE9-2	ETAGE92	EY	0.0005	0.0127	0.00035
ETAGE9-1	ETAGE91	EY	0.0006	0.0125	0.00032
ETAGE9	ETAGE9	EY	0.0002	0.0111	0.00029
ETAGE8	ETAGE8	EY	0.0002	0.0099	0.00026
ETAGE7	ETAGE7	EY	0.0002	0.0086	0.00023
ETAGE6	ETAGE6	EY	0.0001	0.0073	0.00020
ETAGE5	ETAGE5	EY	0.0001	0.0060	0.00017
ETAGE4	ETAGE4	EY	0.0001	0.0046	0.00013
ETAGE3	ETAGE3	EY	0.0001	0.0033	0.00010
ETAGE2	ETAGE2	EY	0.0000	0.0021	0.00007
ETAGE1	ETAGE1	EY	0.0000	0.0011	0.00003
RDC	RDC	EY	0.0000	0.0004	0.00001

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
ETAGE9-2	EX	X	0.0133	0.0132	1.013
ETAGE9-1	EX	X	0.0129	0.0128	1.013
ETAGE9	EX	X	0.0130	0.0124	1.046
ETAGE8	EX	X	0.0116	0.0111	1.045
ETAGE7	EX	X	0.0103	0.0098	1.045
ETAGE6	EX	X	0.0088	0.0084	1.046
ETAGE5	EX	X	0.0073	0.0069	1.047
ETAGE4	EX	X	0.0057	0.0054	1.048
ETAGE3	EX	X	0.0041	0.0039	1.050
ETAGE2	EX	X	0.0026	0.0025	1.052
ETAGE1	EX	X	0.0014	0.0013	1.053
RDC	EX	X	0.0004	0.0004	1.053
ETAGE9-2	EY	Y	0.0132	0.0127	1.040
ETAGE9-1	EY	Y	0.0128	0.0123	1.039
ETAGE9	EY	Y	0.0134	0.0123	1.094
ETAGE8	EY	Y	0.0120	0.0110	1.097
ETAGE7	EY	Y	0.0106	0.0096	1.100
ETAGE6	EY	Y	0.0090	0.0082	1.104
ETAGE5	EY	Y	0.0074	0.0067	1.107
ETAGE4	EY	Y	0.0058	0.0052	1.111
ETAGE3	EY	Y	0.0042	0.0038	1.115
ETAGE2	EY	Y	0.0027	0.0024	1.120
ETAGE1	EY	Y	0.0014	0.0013	1.123
RDC	EY	Y	0.0005	0.0004	1.155

CHAPITRE V

Etude du contreventement

V.1.Introduction:

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gaines» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaitre la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.

-Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer «une inertie fictive».

V.2Inertie des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

a) Les refends longitudinaux:

$$I_y = \frac{e\,l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{l\,e^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

b) Les refends transversaux:

$$I_x = \frac{e\,l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{l\,e^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

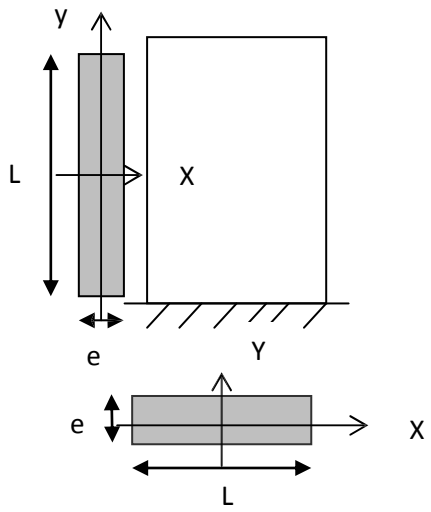


Fig.V.1: Vue en plan et en coupe des refends

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent:

Tableau V-1) Inertie des voiles transversaux :

Niveau		L	e	I_x	nombre d'étages	$Iex = \sum Ix(m^4)$
Du RDC au 9eme étages	VT1	2,00	0,2	1,33	10	2,33
	VT2	3,35	0,2	0,62		
	VT3	2,50	0,2	0,26		
	VT4	1,65	0,2	0,07		
	VT5	1,50	0,2	0,05		

Tableau V-2) Inertie des voiles longitudinaux :

Niveau		L	e	I_Y	nombre d'étages	$Iey = \sum Iy(m^4)$
De'RDC'au 9eme étages	VL1	2,40	0,2	0,23	10	3,24
	VL2	2,60	0,2	0,30		
	VL3	2,00	0,2	1,33		
	VL4	2,00	0,2	1,33		
	VL5	1,30	0,2	0,03		
	VL6	1,20	0,2	0,02		

V.3. Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive ,il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher ,sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1 tonnes ,par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à $1m^2$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une «inertie fictive» puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche ,à chaque niveau ,pour les refends et pour les portiques.

V.3.1.Calcul de l'inertie fictive:

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends:

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie **I=1m^4,** soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage),sera obtenu par la méthode du «Moment des airs».

La flèche que prendrait un refend au niveau**«i»**suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par:

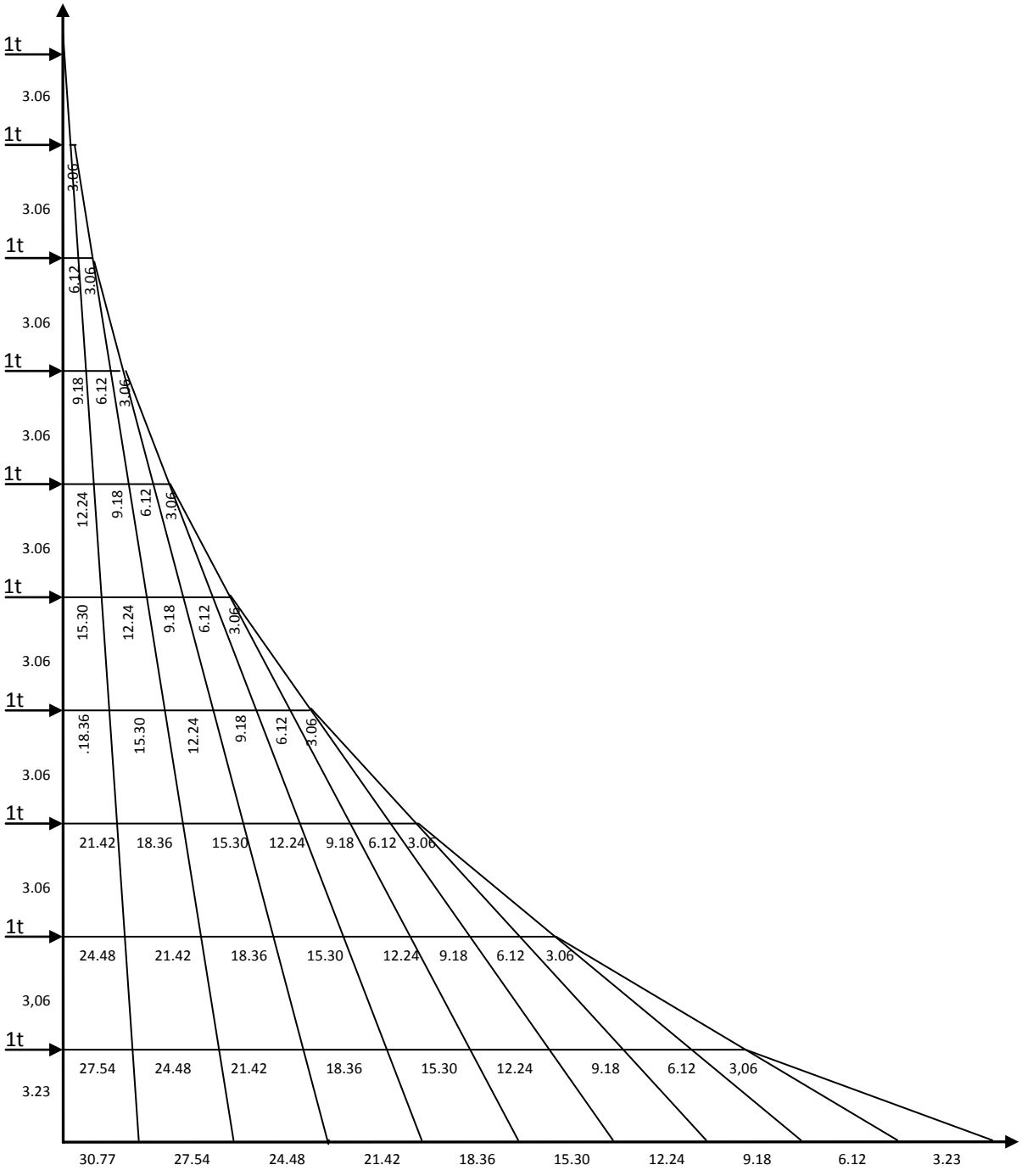


Fig.V.2. Diagramme des moments des aires

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i **:** Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

Le tableau suivant donne les aires (Si) et la position du centre de gravité (di) :

Tableau V-3) Calcul de la flèche :

Nous aurons :

Niveaux	**h(m)**	**b_i(m)**	**b_i+1(m)**	**Si(m^2)**	**d_i(m)**	**$S_i \times d_i$**	**$\sum S_i \times d_i = EI f_i$**
09	3,06	3,06	0	4,682	2,04	**9,571**	**41644,766**
08	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	**33,427**	**36004,904**
07	3,06	18,36	9,18	42,136	1,70	**71,631**	**30447,889**
06	3,06	30,60	18,36	74,909	1,657	**124,124**	**24981,606**
05	3,06	45,90	30,60	117,045	1,632	**191,017**	**19692,052**
04	3,06	64,26	45,90	168,545	1,615	**272,200**	**14693,762**
03	3,06	85,68	64,26	229,408	1,603	**368,104**	**10130,037**
02	3,06	110,16	85,68	299,635	1,594	**477,618**	**6172,760**
01	3,06	137,70	110,16	379,226	1,586	**601,452**	**3022,489**
RDC	3,23	168,3	137,70	494,19	1,669	**824,803**	**824,803**

$$f_{RDC} = \frac{494,19 \times 1,669}{EI} = \frac{824,803}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{494,19 \times (1,669 + 3,23) + 379,226 \times 1,586}{EI} = \frac{3022,489}{EI}$$

$$f_{02} = \frac{494,19 \times (1,669 + 3,23 + 3,06) + 379,226 \times (1,586 + 3,06) + 299,635 \times 1,594}{EI} = \frac{6172,760}{EI}$$

.

.

. f_{09}

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

a) Calcul des déplacements des portiques:

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12.\Sigma K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1} + 2\sum K_{P1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1er niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum K_{tn}}$$

Avec :

$M_n = T_n \times h_n$ en (KN.m)

T_n : est donnée par la (*figure Fig.IV.4*)**.** T_n en (t).

K_{tn} (m^3): Raideur des poutres $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L_n}$

K_{tn} (m^3): Raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$

h_n : Hauteur d'étage.

L_n : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

b) Inertie fictive des portiques:

Tableau V-4) Inertie fictive sens longitudinal :

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1} t.m	$E\theta_n$ t/m²	$E\Psi_n$ t/m²	Δ_nt/m	$\sum \Delta_i$t/m	f_i m	I_{ei} m⁴
09	0,0003	0,00022	3,06	0	425	2009.09	6147.815	201746.60	**41644,766**	0.21
08	0,0003	0,00022	6,12	3,06	1275	4018.18	12295.63	195598.79	**36004,904**	0.18
07	0,0003	0,00041	9,18	6,12	2125	4415.85	13512.50	183303.16	**30447,889**	0.16
06	0,0003	0,00041	12,24	9,18	2975	5887.80	18016.67	169790.66	**24981,606**	0.15
05	0,0003	0,00041	15,30	12,24	3825	7359.75	22520.83	151773.99	**19692,052**	0.13
04	0,0003	0,0007	18,36	15,30	4675	7285.71	22294.27	129253.16	**14693,762**	0.11
03	0,0003	0,0007	21,42	18,36	5525	8500.00	26010	106958.89	**10130,037**	0.094
02	0,0003	0,0007	24,48	21,42	6375	9714.28	29725.69	80948.89	**6172,760**	0.076
01	0,0003	0,0011	27,54	24,48	7225	9748.17	29829.40	51223.2	**3022,489**	0.059
RDC	0,0003	0,0010	30,77	27,54	8098,61	6613.47	21393.80	21393.80	**824,803**	0.038

Tableau V-5) Inertie fictive sens transversal:

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1} t.m	$E\theta_n$ t/m²	$E\Psi_n$ t/m²	Δ_nt/m	$\sum \Delta_i$t/m	f_i m	I_{ei} m⁴
09	0.00053	0,00022	3,06	0	240.57	1640.22	5019.07	137899.79	**41644,766**	0.30
08	0.00053	0,00022	6,12	3,06	721.69	3279.94	10036.61	132803.72	**36004,904**	0.27
07	0.00053	0,00041	9,18	6,12	1201.83	3308.74	10124.74	122767.11	**30447,889**	0.24
06	0.00053	0,00041	12,24	9,18	1683.96	4412.33	13501.72	112642.37	**24981,606**	0.22
05	0.00053	0,00041	15,30	12,24	2165.09	5515.41	16877.15	99140.65	**19692,052**	0.19
04	0.00053	0,0007	18,36	15,30	2646.22	5072.50	15521.85	82263.5	**14693,762**	0.17

03	0.00053	0,0007	21,42	18,36	3127.36	5917.92	18108.83	66742	**10130,037**	0.15
02	0.00053	0,0007	24,48	21,42	3608.49	6763.34	20695.82	48633.17	**6172,760**	0.12
01	0.00053	0,0011	27,54	24,48	4089.62	6423.23	19655.08	27937.35	**3022,489**	0.10
RDC	0.00053	0,0010	30,77	27,54	4584.12	2564.17	8282.27	8282.27	**824,803**	0.09

c) Inerties moyennes des portiques:

Tableau V-6) Inertie moyennes sens longitudinal :

NIVEAU	**09**	**08**	**07**	**06**	**05**	**04**	**03**	**02**	**01**	**RDC**
$I_{ey}(m^4)$	0.21	0.18	0.16	0.15	0.13	0.11	0.094	0.076	0.059	0.038
$I(m^4)$	**1.21**									

Tableau V-7) Inertie moyennes sens transversal:

NIVEAU	**09**	**08**	**07**	**06**	**05**	**04**	**03**	**02**	**01**	**RDC**
$I_{ey}(m^4)$	0.30	0.27	0.24	0.22	0.19	0.17	0.15	0.12	0.10	0.09
$I(m^4)$	**1.85**									

d) Comparaison des inerties des voiles et des portiques:

Tableau V-8) pourcentage des inerties sens longitudinal:

	I_{moy} par niveau (m^4)	**%de participation**
Portiques	1.21	**27.20%**
Voiles	3.24	**72.80%**
Somme	**4.45**	**100%**

Tableau V-9) pourcentage des inerties sens transversal:

	I_{moy} par niveau (m^4)	**%de participation**
Portiques	1.85	**44.26%**
Voiles	2.33	**55.74%**
Somme	**4.18**	**100%**

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que :

1- Les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal. Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25%(**tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans le sens transversal.

2- Les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens longitudinal. Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25%(**tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans le sens longitudinal

D'après le RPA, le système de contreventement pour le sens longitudinal et transversal est du type 4a **: mixte portiques voiles avec interactions.**

D'où le coefficient de comportement R=5 (tableau4.3.RPA99révisé2003).

CHAPITRE VI

Ferraillage des poutres

VI.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a) 1.35G + 1.5Q : à L'ELU.
b) G + Q : à L'ELS.
c) G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.
d) 0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VI.2. Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales *:*

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

- Poutre principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 cm^2$.
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\ cm^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48\ cm^2$ (en zone courante).
$A_{max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 cm^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 cm^2$(en zone courante).
$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 cm^2$(en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$A_t = 0.003\ S_t\ .b$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t = \min(\frac{h}{4}, 12\ \phi)$ en zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec : Φ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :
Soit
A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$; $\mu_b = \frac{M_{ACC}}{bd^2 f_{bc}}$

- **cas courant**

M_u : Moment supporté par la section.

$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$, $\theta = 1$

$\gamma_b = 1.50 \Rightarrow f_{bc} = 14.2$ MPa

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348$ MPa

Si

$\mu_b \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

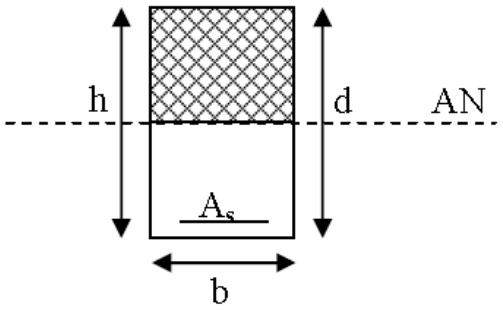
- **cas accidentel**

M_{ACC} : Moment supporté par la section.

$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$, $\theta = 0.85$

$\gamma_b = 1.15 \Rightarrow f_{bc} = 21.74$ MPa

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_{st} = 400$ MPa



$\mu_b \leq \mu_l = 0.379$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_{ACC}}{\beta d \sigma_s}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.379 \Rightarrow$la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

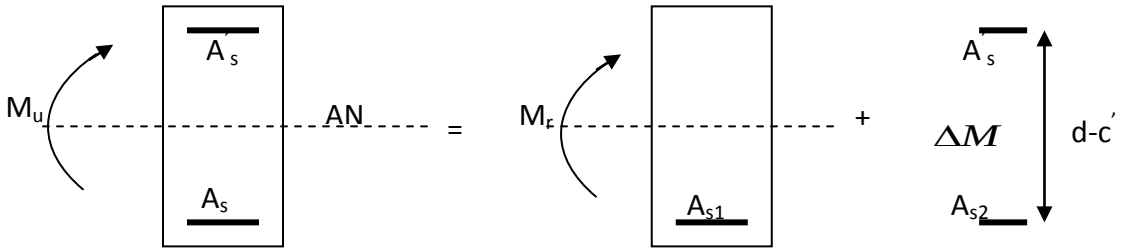
$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : **Mr** : moment ultime pour une section simplement armée.

Mu : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$

Armatures comprimées: $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

4. **Vérification à l'ELS :** Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

- **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0{,}6 f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa.$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul: $\rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b_0 . d}$

$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \, . k_1 \xrightarrow{\text{Abaque}}$

5. **Vérification du BAEL 91 :** Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité :** $A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- **Vérification de l'adhérence :**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$, $\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$

$\overline{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$

Avec

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\overline{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

$V_u^{\max}$: Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Cœfficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$\tau_u \le \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5MPa\right) = 3.33MPa.$ (Fissuration peu nuisible).

$\tau_u = \frac{V_u}{bd}.$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton :**

$V_u \le 0{,}267 \times 0{,}9d \times b \times f_{c28}$

- **Influence sur les armatures :**

$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \ge \left[V_u + \frac{M_u}{0{,}9d}\right]$

- **Tableau récapitulatif des combinaisons donnant les moments les plus défavorables :**

Niveaux	poutres principales	Combinaison	M_{max} (kN.m)	poutres secondaire	Combinaison	M_{max} (kN.m)
RDC	**Aux appuis**	G+Q+EX	63.92	**Aux appuis**	ELU	8.63
	En travée	0.8G+EY	29.993	**En travée**	ELU	4.059
1éme étage	**Aux appuis**	G+Q+EY	81.315	**Aux appuis**	ELU	8.784
	En travée	ELU	21.182	**En travée**	ELU	3.732
2éme étage	**Aux appuis**	G+Q+EY	94.464	**Aux appuis**	ELU	11.281
	En travée	G+Q+EX	21.95	**En travée**	ELU	5.735
3éme étage	**Aux appuis**	G+Q+EY	101.439	**Aux appuis**	ELU	12.653
	En travée	ELU	21.798	**En travée**	ELU	8.115
4éme étage	**Aux appuis**	G+Q+EY	101.133	**Aux appuis**	ELU	14.378
	En travée	ELU	22.547	**En travée**	ELU	9.533
5éme étage	**Aux appuis**	G+Q+EY	103.446	**Aux appuis**	ELU	16.677
	En travée	ELU	23.62	**En travée**	ELU	11.836
6éme étage	**Aux appuis**	G+Q+EY	106.118	**Aux appuis**	ELU	17.663
	En travée	ELU	23.394	**En travée**	ELU	13.301

7éme étage	**Aux appuis**	G+Q+EY	102.41	**Aux appuis**	ELU	18.96
	En travée	G+Q+EY	24.603	**En travée**	ELU	14.743
8eme étage	**Aux appuis**	G+Q+EY	99.451	**Aux appuis**	ELU	21.098
	En travée	G+Q+EX	25.65	**En travée**	ELU	16.338
9eme etage	**Aux appuis**	G+Q+EY	87.388	**Aux appuis**	ELU	20.098
	En travée	ELU	28.569	**En travée**	ELU	17.892

6. **Etat limite de déformation :** Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. avec L : portée de la travée entre nu d'appuis.

2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$. M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{F_e}$. M_0 : Moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

VI.3. Ferraillage des poutres principales :

En travée :

niv	M_t^{max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_S CM^2	A_{min} CM^2	A adopté		*Ferraillage*		
							A sup	A inf	A sup	A inf	
										fil	chp
RDC	29.993	0.0514	0.9736	SSA	2.393	6,0	3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
1	21.182	0.0363	0.9815	SSA	1.676		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
2	21.95	0.0376	0.9808	SSA	1.738		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
3	21.798	0.0374	0.9809	SSA	1.726		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
4	22.547	0.0387	0.9803	SSA	1.786		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
5	23.62	0.0405	0.9793	SSA	1.873		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
6	23.394	0.0401	0.9795	SSA	1.855		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
7	24.603	0.0422	0.9784	SSA	1.953		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
8	25.65	0.0440	0.9775	SSA	2.038		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14
9	28.569	0.0490	0.9749	SSA	2.276		3.39	3.39+3.08	3HA12	3HA12	2HA14

Tableau VI.1 .1: Ferraillage des poutres principales en travée.

Aux appuis :

niv	M_t^{max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_S CM^2	A_{min} CM^2	A adopté		*Ferraillage*		
							A sup	A inf	A sup		A inf
									fil	chp	
RDC	63.92	0.0716	0.9628	SSA	4.486	6,0	3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
1	81.315	0.0911	0.9522	SSA	5.770		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
2	94.464	0.1058	0.9440	SSA	6.762		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
3	101.439	0.1136	0.9395	SSA	7.295		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
4	101.133	0.1133	0.9397	SSA	7.272		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
5	103.446	0.1159	0.9383	SSA	7.450		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
6	106.118	0.1189	0.9365	SSA	7.656		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
7	102.41	0.1147	0.9389	SSA	7.370		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
8	99.451	0.1114	0.9408	SSA	7.142		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12
9	87.388	0.0979	0.9484	SSA	6.226		3.39+3.08	3.39	3HA12	2HA14	3HA12

TableauVI.1.2 : Ferraillage des poutres principales en appuis.

VI.4. Ferraillage des poutres secondaires:

en travée :

niv	M_t^{max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_S CM^2	A_{min} CM^2	A adopté		*Ferraillage*
							A sup	A inf	
RDC	4.059	0.0093	0.9953	SSA	0.3662	5.25	3.39	3.39	3HA12+3HA12
1	3.732	0.0086	0.9957	SSA	0.3366		3.39	3.39	3HA12+3HA12
2	5.735	0.0131	0.9934	SSA	0.5184		3.39	3.39	3HA12+3HA12
3	8.115	0.0186	0.9906	SSA	0.7356		3.39	3.39	3HA12+3HA12
4	9.533	0.0219	0.9890	SSA	0.8656		3.39	3.39	3HA12+3HA12
5	11.836	0.0271	0.9862	SSA	1.0777		3.39	3.39	3HA12+3HA12
6	13.301	0.0305	0.9845	SSA	1.2132		3.39	3.39	3HA12+3HA12
7	14.743	0.0338	0.9828	SSA	1.3471		3.39	3.39	3HA12+3HA12
8	16.338	0.0375	0.9809	SSA	1.4957		3.39	3.39	3HA12+3HA12
9	17.892	0.0410	0.9791	SSA	1.6411		3.39	3.39	3HA12+3HA12

Tableau VI.1 .3: Ferraillage des poutres secondaires en travées.

aux appuis :

niv	M_t^{max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_S CM^2	A_{min} CM^2	A adopté		*Ferraillage*
							A sup	A inf	
RDC	8.63	0.0198	0.9900	SSA	0.7828	5.25	3.39	3.39	3HA12+3HA12
1	8.784	0.0201	0.9898	SSA	0.7969		3.39	3.39	3HA12+3HA12
2	11.281	0.0259	0.9869	SSA	1.0265		3.39	3.39	3HA12+3HA12
3	12.653	0.0290	0.9853	SSA	1.1532		3.39	3.39	3HA12+3HA12
4	14.378	0.0330	0.9832	SSA	1.3131		3.39	3.39	3HA12+3HA12
5	16.677	0.0382	0.9805	SSA	1.5274		3.39	3.39	3HA12+3HA12
6	17.663	0.0405	0.9793	SSA	1.6196		3.39	3.39	3HA12+3HA12
7	18.96	0.0435	0.9778	SSA	1.7413		3.39	3.39	3HA12+3HA12
8	21.098	0.0484	0.9752	SSA	1.9428		3.39	3.39	3HA12+3HA12
9	20.011	0.0459	0.9765	SSA	1.8402		3.39	3.39	3HA12+3HA12

Tableau VI.1.4: Ferraillage des poutres secondaires en appuis.

VI.5. Vérification de BAEL 91 :

VI.5 .1.Vérification de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$A_s \geq A_{min}$

Pour les poutres principales (40×30) :

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34cm^2.$$

Pour les poutres secondaires (30×35)

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1{,}15cm^2.$$

$\Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

VI.5.2. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$\tau_{se} = \dfrac{V_u^{max}}{0{,}9d\sum U_i}$; $\sum U_i$: Somme des périmètres des barres, $\sum U_i = 3\pi\emptyset + 2\pi\emptyset$

-Sens principale :

$\sum U_i = 3\times 3.14\times (1.2) + 2\times 3.14\times (1.4) = 20.10cm$

$\tau_{se}^{\max} = \dfrac{89.40\times 10}{0{,}9\times 37\times 20.10} = 1.33MPa.$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5\times 2.1 = 3.15MPa > 1{,}33MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée,

-Sens secondaire :

$\sum U_i = 3\times 3.14\times (1.2) = 11.30cm$

$\tau_{se}^{\max} = \dfrac{28.13\times 10}{0{,}9\times 32\times 11.30} = 0{,}86MPa.$

$\bar{\tau}se = 1.5\times 2.1 = 3.15MPa > 0{,}86MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

VI.5.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$\tau_u = \dfrac{V_u^{\max}}{bd} \le \min\left(\dfrac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa.$ (Fissuration peu nuisible) $\bar{\tau}_u = 3.33\,MPa$.

-Sens principale :

$V_u = T_{max} = 89.40KN.$

Alors

$\tau_u = \dfrac{89.40\times 10}{30\times 37} = 0.80MPa < 3.33MPa \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

-Sens secondaire :

$V_u = T_{max} = 28.13KN.$

Alors :

$\tau_u = \dfrac{28.13\times 10}{30\times 32} = 0{,}30MPa < 3.33MPa \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

VI.5.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u \le 0.4\times 0.9\times d\times b\dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

-Sens principale :

$V_u \le 0.4\times 0.9\times 37\times 30\times \dfrac{25}{1.5} = 666\,KN.$

$V_u = 89.40 \le 666\,KN \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

-Sens secondaire :

$V_u \le 0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \times \frac{25}{1.5} = 576KN.$

$V_u = 28.13 \le 576KN \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Influence sur les armatures :

$A_a \ge \frac{1.15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right).$

Avec : Mu en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 89.40 - \frac{38.916}{0.9 \times 0.37} = -27.46 < 0$

- Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 28.13 - \frac{20.011}{0.9 \times 0.32} = -41.35 < 0$

$\Rightarrow$Donc aucune vérification n'est nécessaire.

VI.5.5. Etat limite de fissuration (la flèche) :

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1),

$\bar{f} = \frac{l}{500}$

-Poutres principales :

$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{540}{500} = 1.08$ cm

$f_{etabs} = 0.200$ cm $< 1.08\ cm$ ……. $ok.$

-Poutres secondaires :

$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.90$ cm

$f_{etabs} = 0.048$cm $< 0.90\ cm$ ……. $ok.$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

VI.6.Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier la compression dans le béton

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

$\sigma_{bc} = K.\sigma_s$ avec $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A}$ $\rho_1 = \frac{100 \times A_{adp}}{bd} \Rightarrow (\beta_1, \alpha_1)$ et $K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

a) Vérification du ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
RDC	21.77	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	68.90	3.06	15	Vérifiée
1	15.344	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	48.56	2.16		Vérifiée
2	15.901	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	50.32	2.24		Vérifiée
3	15.791	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	49.97	2.22		Vérifiée
4	16.304	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	51.60	2.29		Vérifiée
5	17.112	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	54.16	2.41		Vérifiée
6	16.948	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	53.64	2.38		Vérifiée
7	17.825	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	56.41	2.51		Vérifiée
8	18.557	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	58.73	2.61		Vérifiée
9	20.855	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	66.00	2.93		Vérifiée

b) Vérification du ferraillage des poutres principales en appuis à l'ELS :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
RDC	31.235	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	98.85	4.39	15	Vérifiée
1	29.621	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	93.74	4.17		Vérifiée
2	30.330	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	95.99	4.27		Vérifiée
3	30.138	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	95.38	4.24		Vérifiée
4	30.687	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	97.12	4.32		Vérifiée
5	31.447	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	99.52	4.42		Vérifiée
6	31.189	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	98.71	4.39		Vérifiée
7	32.007	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	101.29	4.50		Vérifiée
8	32.646	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	103.32	4.59		Vérifiée
9	34.743	9.85	0.887	0.867	0.400	0.044	109.95	4.89		Vérifiée

c) Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
RDC	2.884	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	15.02	0.53	15	Vérifiée
1	2.745	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	14.30	0.50		Vérifiée
2	4.114	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	21.43	0.76		Vérifiée
3	5.826	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	30.34	1.07		Vérifiée
4	6.797	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	35.40	1.25		Vérifiée
5	8.459	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	44.06	1.55		Vérifiée
6	9.516	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	49.56	1.75		Vérifiée
7	10.565	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	55.02	1.94		Vérifiée
8	11.727	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	61.08	2.15		Vérifiée
9	12.875	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	67.05	2.37		Vérifiée

d) Vérification du ferraillage des poutres secondaires en appuis à l'ELS :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β	α	**K**	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
RDC	6.135	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	31.95	1.13	15	Vérifiée
1	6.436	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	33.52	1.18		Vérifiée
2	8.250	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	42.97	1.52		Vérifiée
3	9.259	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	48.22	1.70		Vérifiée
4	10.506	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	54.72	1.93		Vérifiée
5	12.167	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	63.37	2.23		Vérifiée
6	12.891	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	67.14	2.37		Vérifiée
7	13.821	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	71.98	2.54		Vérifiée
8	15.335	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	79.87	2.82		Vérifiée
9	14.657	6.78	0.610	0.885	0.346	0.035	76.33	2.69		Vérifiée

VI.7. Vérification du RPA99 révisé 2003 :

VI.7.1. Espacement d'armatures :

-Sens principale :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$

$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12.1{,}4\right) = 10cm$ Soit à prendre S_t=10cm

Zone courante : $S_t^{'} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\,cm \rightarrow soit\ S_t = 15cm.$

-Sens secondaire :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$

$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12\times 1.2\right) = 8{,}75cm.$ Soit S_t=7cm.

Zone courante : $S_t^{'} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17{,}5cm$ $soit\ S_t = 15cm.$

VI.7.2. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\lim}; \frac{b}{10}\right)$$

-Sens principal :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{\lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1.14; 1{,}4; 3) = 1.14cm$$

On prend: $\Phi_L = 8mm$

-Sens secondaire :

$$\Phi_L \le \min\left(\frac{35}{35};\Phi_{\lim};\frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \le \min(1;1.2;3) = 1cm$$

$$\text{On prend : } \Phi_L = 8mm$$

Soit un cadre et un étrier de **A_t=4HA8=2.01cm².**

VI.7.3. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$

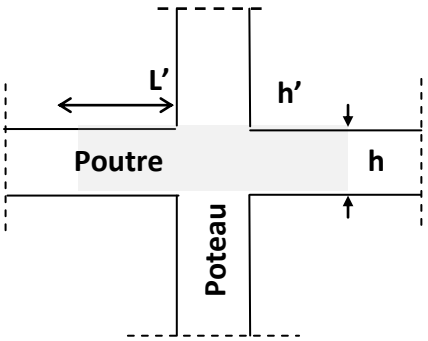
-Sens principal :

$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 cm^2$

-Sens secondaire :

$A_t^{min} = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 cm^2$

$A_t^{adop} \ge A_t^{min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.



Zone nodale

- **Délimitation de la zone nodale**

L` = 2× h

h` = max $\left\{\frac{h_e}{6}\ ;\ b_1\ ;\ h_1\ ;\ 60cm\right\}$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

h` = 60 cm
L` = 2 × 40 = 80 cm……poutres principales.
L` = 2 × 35 = 70 cm……poutres secondaires.

- **Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} avec \tau_{su} = 0{,}6\psi^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835 MPa$$

Pour les $\phi 12$: l_s =42.33 cm

Pour les $\phi 14$: l_s =49.38 cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0{,}4\,l_s$ pour les barres à haute adhérence.

Pour les Ø12 : lc=16.93 cm

Pour les Ø14 : lc=19.75 cm

VI.7.4. 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 à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

CHAPITRE VII

ferraillage des poteaux

VII.1- Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1,35G+1,5Q ⟶ à l'ELU.
- G+Q ⟶ à l'ELS.
- G+Q± 1.2E ⟶ RPA99 révisé 2003.
- 0,8G±E ⟶ RPA99 révisé 2003.

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.

VII.2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

1) Armatures longitudinales :

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2),**les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité par:

- 0,8% ⇒ Amin=0.008(b x h).

- RDC, 1er étage : (45x45) ⇒ Amin= 0.008 (45x45) = 16,20 cm².
- Etages (2; 3 ;4) :(40x40) ⇒ Amin= 0.008 (40x40) = 12,80cm².
- Etages (5; 6;7) : (35x35) ⇒ Amin= 0.008 (35x35) = 09.80 cm².
- Etages (8; 9) : (30x30) ⇒ Amin= 0.008 (30x30) = 07.20 cm².

-Leur pourcentage **maximal** sera de :

- **4% en zone courante (0.04×b×h).**

- RDC, 1er étage : (45x45) ⇒ Amin= 0.04 (45x45) = 81 cm².
- Etages (2; 3 ;4) :(40x40) ⇒ Amin= 0.04 (40x40) = 64 cm².
- Etages (5; 6;7) : (35x35) ⇒ Amin= 0.04 (35x35) = 49 cm².
- Etages (8; 9) : (30x30) ⇒ Amin= 0.04(30x30) = 36 cm².

-6% en zone de recouvrement (0.06×b×h).

- RDC, 1er étage : (45x45) ⇒ Amin= 0.06 (45x45) = 121.5 cm².
- Etages (2; 3 ;4) :(40x40) ⇒ Amin= 0.06 (40x40) = 96 cm².
- Etages (5; 6;7) : (35x35) ⇒ Amin= 0.06 (35x35) = 73.5 cm².
- Etages (8; 9) : (30x30) ⇒ Amin= 0.06 (30x30) = 54 cm².

-Le diamètre minimum est de 12mm.
-La longueur minimale des recouvrements est de: 40 φ en zone IIa.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

-Les poteaux sont soumis à un effort normal **« N »** et à un moment de flexion **«M »** dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'**ELU**. On passe ensuite aux vérifications à l'**ELS**. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

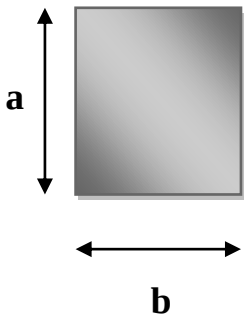
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_t . f_e}$$

V_u: effort tranchant de calcul.
h_t: hauteur totale de la section brute.
f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
ρ_a: coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;iles pris égal 2,5 si l'élancement géométrique (λ_g) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire .
A_t: armatures transversales.
S_t : espacement des armatures transversales. Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement S_t est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**
  $t \leq \min(10\Phi 1 ; 15cm)$ ….. en zone IIa
- **dans la zone courante :**
  $t' \leq 15\Phi 1$ …… en zone IIa

Où Φ1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

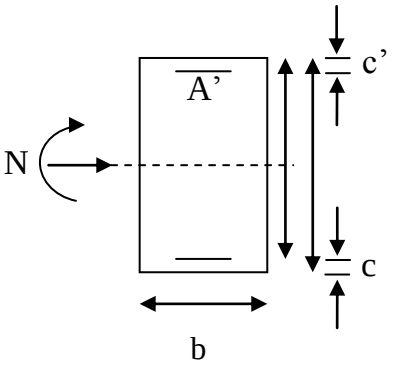


L_f: la longueur de flambement des poteaux.
(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec: $l_f = 0.7 \times h_0$

-La quantité **d'armatures transversales minimales** $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$ ……0,3%
Si $\lambda_g \leq 3$ ……0.8%
Si $3 < \lambda_g < 5$ ……..interpoler entre les valeurs limites précédente.
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.



VII.3-) Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée :d h

- **Calcul des armatures longitudinales :** M_u

- calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

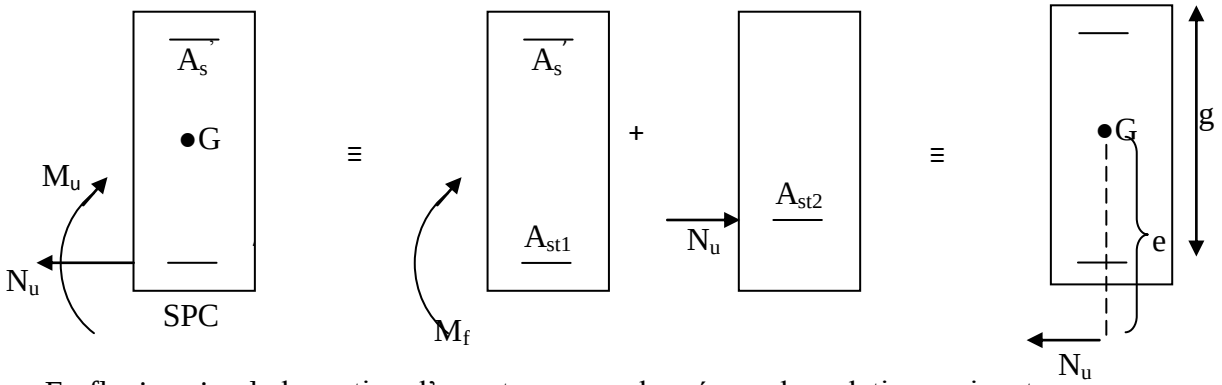
a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions est vérifiée :

- $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$
- $N_u(d-c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

Mf : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

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



En flexion simple la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

Si $\mu_l < \mu_b = 0.392$ La section est simplement armée (SSA).

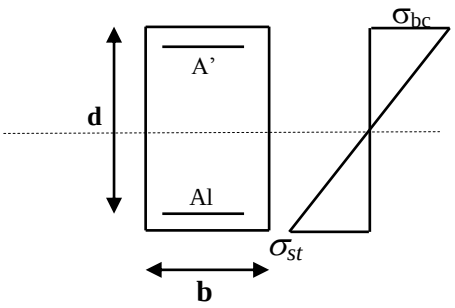
$A_s = \frac{M_f}{bd\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

D'où la section réelle est $A_s = \frac{M_f}{bd\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ si l'effort est positif.

Si A_s est négative $A_s \geq \max\left\{bh/1000\ ,\ 0.23bh f_{t28}/f_e\right\}$

Si $\mu_l > \mu_b = 0.392$ ⟶ La section est doublement armée (SDA).

On calcul:
$M_r = \mu_l b d^2 f_{bu}$ $\Delta M = M_f - M_{rA}^{'}$



Avec:
M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma st} = \frac{\text{Mf - Mr}}{(d - c')\sigma st} \qquad \text{avec ; } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\,MPa$$

La section réelle d'armature est $A_s = A' + A_s = A_l - N_u/\sigma_s$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

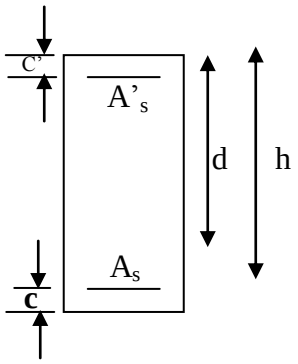
- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u (d - c') - M_f \;\rangle\; \left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0.337h - 0.81c)\, b h^2 f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \qquad ; \quad A_s = 0$$



Avec $\Psi = \dfrac{0.3571 + \dfrac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \dfrac{c'}{h}}$

2) Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0.5h)\cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma st} \;;\; A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma st} - A_s'$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B.f_{bc}}{\sigma_{st}}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VII.4) Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

-état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

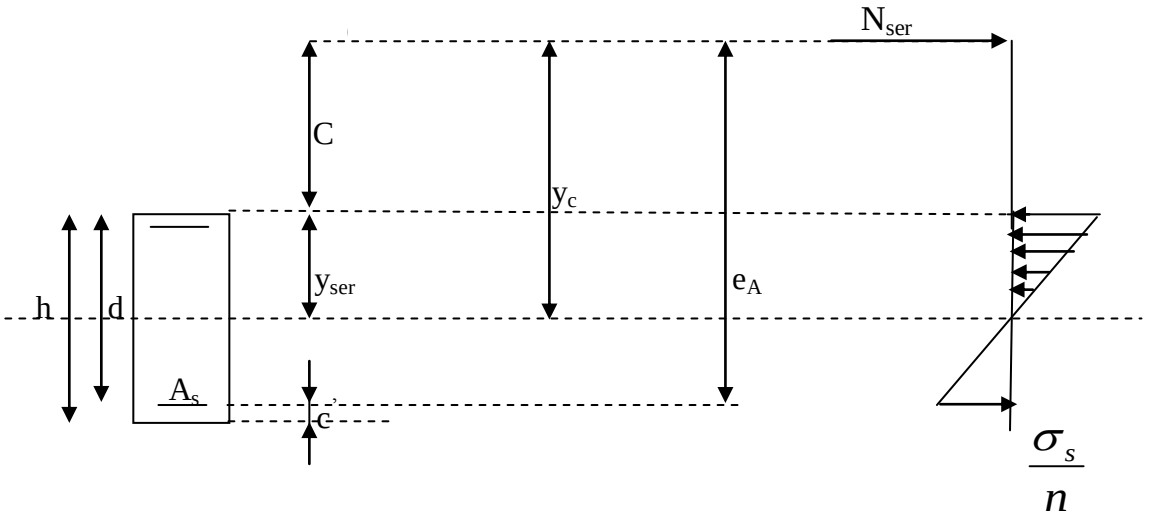
-état limite de compression du béton : [BAEL 99A.4.5.2]

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15\text{MPa}.$

$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

❖ **Section partiellement comprimée :**



FigVII.1.Position de centre de pression.

Y_c: La distance de l'axe neutre au centre de pression (C_p) comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : La distance de centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée.

$C=d-e_A$

Si $N_{ser}<0$: quel que soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$C<0$ si $e_A>d$ (C à l'extérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

Si $N_{ser}>0$

$C>0$ si $e_A>d$(Cp à l'intérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

On pose $y_{ser}=y_c + c$; $0 \le y_{ser} \le d$

tq : $e_A=\frac{M_u}{N_u}+\left(d-\frac{h}{2}\right)$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de :

$y^3_c+py_c+q=0$

Avec :

$$p=-3c^2-\frac{90A_s^{'}}{b}+\frac{90A_s}{b}\left(d-c_p\right) \quad ; q=-2c^3-\frac{90A_s^{'}}{b}+\frac{90A_s}{b}\left(d-c_p\right)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :

$$\Delta=q^2+\frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta<0 \Rightarrow$ On calcul $\cos\varphi=\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{3}{|p|}}$; $a=\sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Apres on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c=a\cos\left(\frac{\varphi}{30}\right)$ 2) $y_c=a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+120\right)$ 3) $y_c=a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+240\right)$;

Si $\Delta>0$ ⟶ alors il faut calculer : $Z=t^{1/3}$ ⟶ $y_c=Z\times\frac{p}{3.Z}$

- **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H_1 : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

H_2 : le béton tendu est négligé.

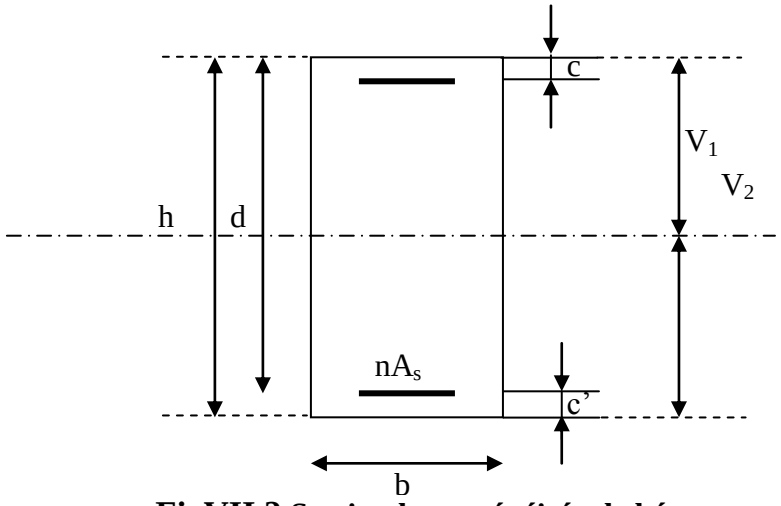
H_3 : les matériaux restant dans leur domaine élastique.

$\varepsilon_{bc}=E_b\varepsilon_s$; $\varepsilon_{st}=E_s\varepsilon_s$

- **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I=\frac{b}{3}y_{ser}^3+15\left[A_s\left(d-y_{ser}\right)^2+A_s^{'}\left(y_{ser}-c^{'}\right)^2\right]$$

$$\sigma_{bc}=\frac{V_1\times N_s}{I}\times V_2\le\overline{\sigma}_{bc}$$



FigVII.2.Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avant alors : $k = \frac{N_{ser} y_{ser}}{I} = tg\alpha$; $\sigma_b = nk(d - y_{ser})$ avec $n = 15$

il faut vérifier $\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

-La section totale homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

-Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15.\left[A_s\left(V_2 - c'\right)^2 - A'_s\left(N_1 - c'\right)^2\right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I}V_1\right) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\,MPa \;;\; \sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I}V_2\right) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa.$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible)

VII.5) Ferraillage des poteaux

Les armatures longitudinales :

Les résultats du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants l'aide de logiciel SOCOTEC :

Poteaux	sens	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		COMB	e_u(m)	Nature	A' (cm^2)	As (cm^2)	A_{MIN}	FERRAILLAGE
45x45	x-x	N_{max}	1407.58	M_{cor}	1.576	ELU	0.001	SEC	0	0	16.20	4HA16+8HA14 Soit A_{apt}=20.35
		N_{min}	-375.80	M_{cor}	3.42	0.8G+EY	0.009	SEC	4.92	4.48		
		N_{cor}	711.8	M_{max}	-40.924	G+Q+EX	0.057	SEC	0	0		
	y-y	N_{max}	1407.58	M_{cor}	1.876	ELU	0.001	SEC	0	0		
		N_{min}	-406.07	M_{cor}	1.286	0.8G+EY	0.003	SEC	5.16	4.99		
		$N_{co\ r}$	164.69	M_{max}	-52.799	G+Q+EY	0.320	SPC	0	1.12		
40x40	x-x	N_{max}	1074.39	M_{cor}	3.784	ELU	0.003	SEC	0	0	12.80	4HA16+4HA14 Soit A_{apt}=14.19
		N_{min}	-95.64	M_{cor}	2.447	0.8G+EY	0.025	SEC	1.38	1.02		
		N_{cor}	383.67	M_{max}	-51.80	G+Q+EX	0.135	SEC	0	0		
	y-y	N_{max}	1074.39	M_{cor}	3.759	ELU	0.003	SEC	0	0		
		N_{min}	-124.10	M_{cor}	0.989	0.8G+EY	0.007	SEC	1.62	1.48		
		N_{cor}	441.370	M_{max}	-68.120	G+Q+EY	0.154	SEC	0	0		

35x35	x-x	N_{max}	631.95	M_{cor}	6.010	ELU	0.009	SEC	0	0	9.80	8HA14 Soit A_{apt}=12.31
		N_{min}	-12.33	M_{cor}	-0.662	0.8G+EY	0.053	SEC	0.21	0.10		
		N_{cor}	220.28	M_{max}	-40.109	G+Q+EX	0.182	SPC	0	0.52		
	y-y	N_{max}	631.95	M_{cor}	6.010	ELU	0.009	SEC	0	0		
		N_{min}	4.23	M_{cor}	1.916	0.8G+EY	0.453	SPC	0.09	0		
		N_{cor}	92.81	M_{max}	-60.804	G+Q+EY	0.655	SPC	0	3.91		
30x30	x-x	N_{max}	236.76	M_{cor}	6.809	ELU	0.028	SEC	0	0	7.20	8HA12 Soit A_{apt}=9.05
		N_{min}	-22.15	M_{cor}	-0.820	0.8G+EY	0.037	SEC	0.36	0.19		
		N_{cor}	75.27	M_{max}	-29.981	G+Q+EX	0.398	SPC	0	1.95		
	y-y	N_{max}	236.76	M_{cor}	6.809	ELU	0.028	SEC	0	0		
		N_{min}	-10.99	M_{cor}	0.912	0.8G+EY	0.083	SEC	0.23	0.04		
		N_{cor}	62.12	M_{max}	-42.96	G+Q+EY	0.691	SPC	0	3.5		

- **POTEAUX 45X45**

-Sens xx : max (As', As)= 4.92cm², on opte : 2HA16+2HA14 =7.1 cm² posé symétriquement.

-Sens yy : max(As', As)= 5.16 cm², on opte : 2HA16+2HA14 =7.1 cm² posé symétriquement.

La section totale est de 4HA16+8HA14 = 20.35cm² > As min= 16,2 cm²

- **POTEAUX 40X40**

-Sens xx: max(As', As)=1.38 cm², on opte : 2HA16+ 1HA14 =5.56 cm² posé symétriquement.

-Sens yy: max(As', As)=1.62 cm², on opte : 2HA16+ 1HA14 =5.56 cm² posé symétriquement.

La section totale est de 4HA16+4HA14 = 14.19 cm² > As min= 12,8 cm².

- **POTEAUX 35X35**

-Sens xx : max (As', As) = 0.52 cm², on opte : 3HA14= 4.62 cm² posé symétriquement.

-Sens yy : max (As', As) = 3.91cm², on opte : 3HA14 = 4.62 cm² posé symétriquement.

La section totale est de 8HA14= 12.31 cm² > As min= 9,8 cm².

- **POTEAUX 30X30**

-Sens xx : max (As', As) =1.95 cm², on opte : 3HA12 = 3.39 cm² posé symétriquement.

-Sens yy : max (As', As) =3.50 cm², on opte : 3HA12 = 3.39 cm² posé symétriquement.

La section totale est de 8HA12= 9.05 cm² > As min= 7.20 cm².

VII.6) Vérification à ELS :

Les résultats sont donnés par le tableau suivant avec l'aide de SOCOTEC*:*

Poteaux	sens	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		e_s(m)	Nature	σ_b^{sup} (MPa)	σ_b^{inf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s^{sup} (MPa)	σ_s^{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs.
45x45	x-x	N_{max}	1020.04	M_{cor}	1.086	0.001	SEC	4.62	4.5	15	69.1	67.6	400	vérifiée
		N_{min}	31.83	M_{cor}	-8.785	0.275	SPC	0	0.79		-13.7	9.98		vérifiée
		N_{cor}	517.71	M_{max}	-29.249	0.056	SEC	0.76	3.87		14.5	54.9		vérifiée
	y-y	N_{max}	1020.04	M_{cor}	0.192	0.0001	SEC	4.57	4.55	15	68.5	68.2	400	vérifiée
		N_{min}	31.83	M_{cor}	3.279	0.103	SPC	0.32	0		4.44	-0.23		vérifiée
		N_{cor}	517.71	M_{max}	1.263	0.002	SEC	2.38	2.25		35.6	33.8		vérifiée
40x40	x-x	N_{max}	778.79	M_{cor}	2.581	0.003	SEC	4.61	4.21	15	68.6	63.6	400	vérifiée
		N_{min}	152.88	M_{cor}	-0.592	0.003	SEC	0.82	0.91		12.4	13.6		vérifiée
		N_{cor}	344.26	M_{max}	-23.754	0.069	SPC	0.13	3.76		6.07	52.4		vérifiée
	y-y	N_{max}	778.79	M_{cor}	2.032	0.0026	SEC	4.56	4.25	15	68.10	64.10	400	vérifiée
		N_{min}	152.88	M_{cor}	-0.047	0.003	SEC	0.86	0.87		12.9	13		vérifiée
		N_{cor}	344.26	M_{max}	-2.682	0.0077	SEC	1.74	2.15		26.6	31.8		Vérifiée

35x35	x-x	N_{max}	458.53	M_{cor}	2.334	0.0050	SEC	3.63	3.1	15	53.7	47.1	400	vérifiée
		N_{min}	54.95	M_{cor}	-0.369	0.0067	SEC	0.36	0.44		5.52	6.57		vérifiée
		N_{cor}	163.34	M_{max}	-26.846	0.1643	SPC	0	5.12		-59.7	64		vérifiée
	y-y	N_{max}	458.53	M_{cor}	4.376	0.0095	SEC	3.86	2.87	15	56.6	44.3	400	vérifiée
		N_{min}	54.95	M_{cor}	-0.102	0.0018	SEC	0.39	0.41		5.9	6.19		vérifiée
		N_{cor}	163.34	M_{max}	-1.274	0.0077	SEC	1.05	1.34		16.2	19.8		vérifiée
30x30	x-x	N_{max}	172.59	M_{cor}	1.942	0.0112	SEC	2.08	1.37	15	30.1	21.6	400	vérifiée
		N_{min}	3.27	M_{cor}	-0.192	0.0587	SPC	0	0.07		0.07	0.91		vérifiée
		N_{cor}	55.34	M_{max}	-21.691	0.3919	SPC	0	6.7		-185.9	68.6		vérifiée
	y-y	N_{max}	172.59	M_{cor}	4.954	0.0287	SEC	2.63	0.82	15	36.7	15	400	vérifiée
		N_{min}	3.27	M_{cor}	-0.185	0.0565	SPC	0	0.07		0.08	0.9		vérifiée
		N_{cor}	55.34	M_{max}	0.091	0.0016	SEC	0.57	0.54		8.49	8.09		vérifiée

VII.7) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

-Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.

-Empêcher le déplacement transversal du béton.

- **Calcul de l'élancement :**

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$ tq : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f$

Telle que : $l_f = 0.7\ h_0$.

h: longueur libre du poteau.

h=323*cm* pour le Poteau RDC,

h=306 *cm* pour les Poteaux de (étages courants).

- Poteaux (45×45): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45}\times0.7\times323 = 17.40.$
- Poteaux (40×40): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40}\times0.7\times306 = 18{,}55.$
- Poteaux (35×35): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35}\times0.7\times306 = 21{,}20.$
- Poteaux (30×30): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30}\times0.7\times306 = 24{,}73.$

remarque que :$\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$ (RPA 2003 Art 7.4.2.2)

-V_u **:** l'effort tranchant de calcul

- *h* **:** hauteur totale de la section brute

- ρ_a **:** est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- *t* :est l'espacement des armatures transversales.

- ***Diamètre des aciers :***

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Soit $\Phi_t = 8mm$ On adopte $4HA8 = 2.01cm^2$

- ***Espacement des armatures :***

-En zone nodale :

$S_t \leq \min(10\Phi^{min}, 15cm) \longrightarrow S_t \leq \min(10x1.2, 15) = 12cm \longrightarrow S_t = 10\ cm$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 45.71KN \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 45.71 \times 10^3 \times 10}{45 \times 400 \times 10^2} = 0{,}63cm^2$$

-En zone courante :

$St' \leq 15\Phi^{min} = 15 \times 1.2 = 18cm \longrightarrow St' = 15cm$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 45.71KN \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 45.71 \times 10^3 \times 15}{45 \times 400 \times 10^2} = 0.95cm^2$$

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

-En zone nodale :

-Poteau de (45×45) cm^2……$A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\ cm^2$

-Poteau de (40×40) cm^2……$A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\ cm^2$

-Poteau de (35×35) cm^2……$A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05\ cm^2$

-Poteau de (30×30) cm^2……$A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90\ cm^2$

-En zone courante :

- Poteau de (45×45) cm^2 ……$A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2{,}025cm^2$
- Poteau de (40×40) cm^2…….$A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1{,}800\ cm^2$
- Poteau de (35×35) cm^2 ……$A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1{,}575cm^2$
- Poteau de (30×30) cm^2 ……$A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1{,}350cm^2$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre $4HA8 = 2{,}01cm^2$

- **Longueur de recouvrement :**

$L = 40\Phi_{max} = 40 \times 1.6 = 64\ cm$

- **Délimitation de la zone nodale :**

L'=2xh Poteau

h'=$\max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$ Poteau

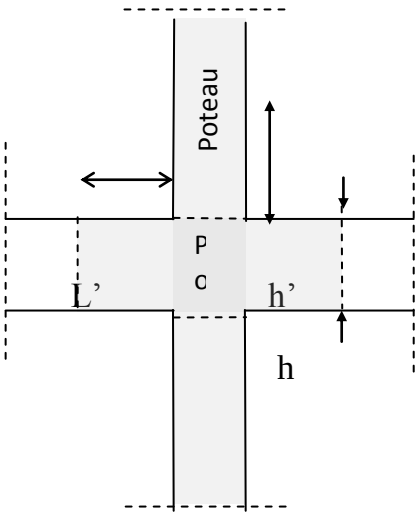
Avec :

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

h'= max $\left\{\frac{(323-40)}{6}; 45; 45; 60\right\}$



la zone nodale

h'= max $\left\{47.17 ; 45 ;45 ;60\right\}$ = 60 cm

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

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{45.71 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.24\ MPa$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si} \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\{ f_{c28} = 25\ MPa$$

$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875\ MPa > \tau_b = 0.24 MPa \Rightarrow$ condition vérifiée.

CHAPITRE VIII

Ferraillage des voiles

VIII.1.Introduction :

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 au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de Ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du RDC au 2éme niveau
- Zone II : du 3éme au 6éme niveau
- Zone III : du 7éme au 10éme niveau

VIII.1.2.Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35\,G + 1.5\,Q \quad ELU \\ G + Q \quad ELS \end{cases}$

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$

1-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \dfrac{N}{B} + \dfrac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{min} = \dfrac{N}{B} - \dfrac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$ Avec : B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \dfrac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \le \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :
he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;
Lt : longueur tendue.

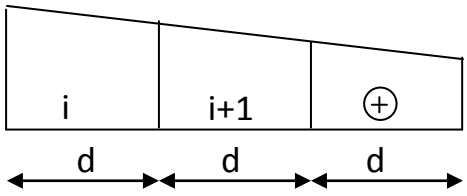
Lc : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

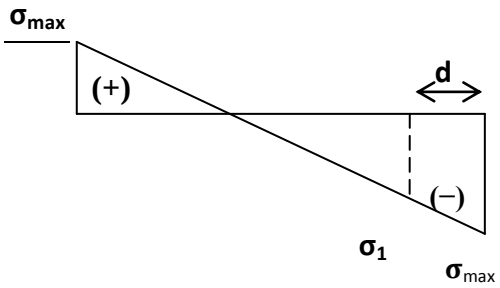
- **Section entièrement comprimée :**



$$\begin{cases} N_i = \dfrac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \dfrac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

Avec :
e : épaisseur du voile

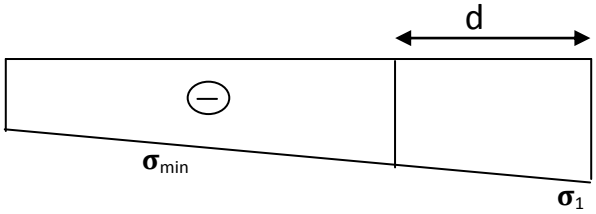
- **Section partiellement comprimée:**



$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} . d \cdot e$$

- **Section entièrement tendue :**



$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

2-Calcul des sections d'armatures verticales:

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} **:** Contrainte de l'acier = 348 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

VIII.1.3) Armatures minimales :

- **Compression simple**

$A_{min} \geq 4 cm^2/ml$ (Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés99)

$$0{,}2\% \leq A_v = \frac{A_{min}}{B} \leq 0{,}5\%$$

- **Traction simple**

$$A_{min} \geq \max\left\{ \frac{Bft_{28}}{fe}; 0{,}15\% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VIII.1.4. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ.

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\,\% \cdot B$

B : la section du béton

A_V : section d'armature du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VIII.1.5.Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

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.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

VIII.1.6.Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003).

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4\,T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.1.7.Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VIII.1.7.1.Disposition constructives :

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5e$

$S \leq 30$ cm

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

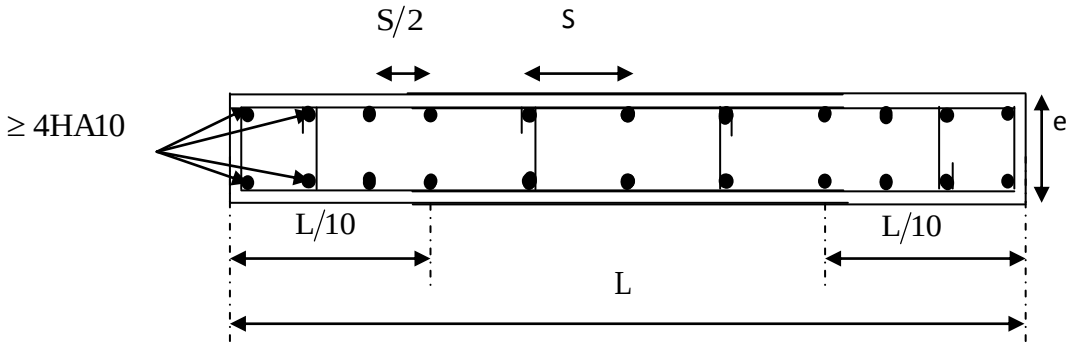
- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal** :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



FigVIII.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII-.2. Les vérifications :

VII.2.1.Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VIII.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \qquad \text{Et} : V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

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

$$V = 1.4 \times V_{u,\,calcul}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2.5MPa \quad ; \qquad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinaleV_{L1}=3.70msur la zone 1 ; SPC

1- Caractéristiques géométriques

L = 1.85 m, e = 0.2 m ; B = 0,37m^2

$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.105\ m^4$

$V = V' = \frac{l}{2} = 0.925$ m

$\left.\begin{array}{l}\sigma_{max} = 2040.54 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -6056.8 \text{KN/m}^2\end{array}\right\}$ La section est partiellement comprimée(SPC)

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 0.466\text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$L_t = L - L_c = 1.85 - 0.466 = 1.384$m

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

en prend : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$

d_1=0.311m

1^{ére}bande :

$\sigma_1 = \frac{(Lt - d)\sigma_{max}}{Lt} = \frac{(1.384 - 0.311)}{1.384}$ 2040.54

$\sigma_1 = 1582.234\ K\text{N/m}^2$

$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{max}}{2}$. d.e = 112.596 KN

Armatures verticales :

$$A_{v1}=\frac{N_1}{\sigma_s}=\frac{112.596}{400\times10^{-1}}=2.81cm^2$$

$$\boldsymbol{A}_{min1\geq}\ \max\left\{\frac{Bft_{28}}{fe};0{,}15\%B\right\}$$

$\boldsymbol{A}_{min1}$= 11.27 cm^2

A_{min}=11.27cm^2 > A_{V1}=2.81 cm^2

Donc on doit ferrailler avec A_{min}

$A_{V1}=A_{min2}$= 11.27cm^2

2^{éme} Bande :

$N_2=\frac{\sigma_1}{2}$ x d_2.e = 169.773KN

$$A_{V2}=\frac{N2}{\sigma_S}=4.24cm^2$$

Armatures minimales :

$$\boldsymbol{A}_{min2\geq}\max\left\{\frac{Bft_{28}}{fe};0{,}15\%B\right\}$$

$\boldsymbol{A}_{min2}$ = 11.27cm^2

On a A_{V2} =4.24cm^2<Amin=11.10cm^2

Donc on doit ferrailler avec A_{min2}

$A_{V2}=A_{min2}$= 11.27cm^2

$$A_{vj}=1.1\frac{V}{f_e}=1.1\times\frac{1{,}4\times492.01\times10}{400}$$

$$A_{vj}=18.94m^2$$

A1=A_{v1}+A_{vj}/4 = 7.55cm^2on adopte 2x 6HA14=18.48 cm^2 avec e = 10cm

A2=A_{v2}+A_{vj}/4= 8.98 cm^2on adopte 2x 3HA14 = 9.24 cm^2 avec e = 20cm

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 4.62 cm^2$

Soit : 7HA12 = 7.91 cm²/ml avec e = 15cm

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Vérification des contraintes :

-Selon le BAEL 91 : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{492.01 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1850} = 1.478 MPa$

$\tau_u = 1.478 MPa < \overline{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 MPa$

-Selon RPA 2003 : $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 492.01 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 1850} = 2.069 MPa$

$\tau_b = 2.069 MPa < \tau_b = 5 MPa$

Vérification à l'ELS :

$\sigma_b = \frac{N_S}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2275.81 \times 10^3}{0{,}37 \times 10^6 + 15 \times 13.86 \times 10^2} = 5.82 MPa$

$\sigma_b = 5.82 MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15 MPa$

Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :

VL1

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1.85	1.85	1.85	1.85
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.37	0.37	0.37	0.37
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		2040.54	1012.06	1050.87	2046.11
	σ_{min} [KN/m²]		-6056.8	-4455.61	-3028.85	-2439.3
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		492.01	416.53	241.36	167.52
	L_t(m)		1.384	1.51	1.37	1.01
	L_c(m)		0.466	0.34	0.48	0.84
	d1(m)		0.311	0.228	0.318	0.563
	d2 (m)		1.073	1.279	1.056	0.443
	σ_1 [KN/m²]		1582.234	858.805	807.801	901.911
	N (kN)	**N_1**	112.596	42.71	59.048	165.859
		N_2	169.773	109.865	85.286	39.998
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	**2.81**	**1.07**	**1.48**	**4.15**
		A_{V2}	**4.24**	**2.75**	**2.13**	**1.00**
	A_{vj} (cm^2)		18.94	16.04	9.29	6.45
	A (cm^2)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**7.55**	**5.08**	**3.80**	**5.76**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**8.98**	**6.76**	**4.46**	**2.61**
	A_{min} (cm^2)		11.27	13.43	11.09	4.66
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	**Bonde1**	**9.24**	**9.24**	**6.78**	**6.78**
		Bonde 2	**4.62**	**4.62**	**3.39**	**3.39**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2*6HA14**	**2*6HA14**	**2*6HA12**	**2*6HA12**
		Bonde 2	**2*3HA14**	**2*3HA14**	**2*3HA12**	**2*3HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4.15	4.52	4.12	3.02
	A_H /nappe (cm^2)		1.93	1.54	1.13	1.98
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm^2)**	**(A=7.91cm^2)**	**(A=5.53cm^2)**	**(A=5.53cm^2)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m^2**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	1.478	1.251	0.725	0.503
		τ_b(MPa)	2.069	1.751	1.015	0.704
	ELS	**N_s (kN)**	2275.81	1962.79	1318.6	552.65
		σ_b(MPa)	**5.82**	**5.02**	**3.42**	**1.43**

VL2

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.05	3.05	3.05	3.05
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.610	0.61	0.61	0.61
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2078.69	367.17	1140.31	2371.02
	σ_{min} [KN/m²]		-5375.17	-3478.25	-3069.56	-2875.06
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		267.29	214.25	198.06	123.75
	L_t(m)		2.199	2.76	2.22	1.67
	L_c(m)		0.851	0.29	0.83	1.38
	d1(m)		0.567	0.194	0.551	0.919
	d2 (m)		1.632	2.565	1.673	0.753
	σ_1 [KN/m²]		1542.775	341.331	857.901	1067.456
	N (kN)	N_1	205.353	13.76	110.054	315.991
		N_2	251.841	87.539	143.535	80.330
	A_v (cm²)	A_{V1}	**5.13**	**0.34**	**2.75**	**7.90**
		A_{V2}	**6.30**	**2.19**	**3.59**	**2.01**
	A_{vj} (cm²)		10.29	8.25	7.63	4.76
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**7.71**	**2.41**	**4.66**	**9.09**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**8.87**	**4.25**	**5.49**	**3.20**
	A_{min} (cm²)		17.14	26.93	17.57	7.90
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**10.78**	**10.78**	**7.91**	**7.91**
		Bonde 2	**4.62**	**4.62**	**3.39**	**3.39**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*7HA14**	**2*7HA14**	**2*7HA12**	**2*7HA12**
		Bonde 2	**2*3HA14**	**2*3HA14**	**2*3HA12**	**2*3HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		6.60	8.28	6.67	5.01
	A_H /nappe (cm²)		2.31	0.85	1.70	2.54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm²)**	**(A=7.91cm²)**	**(A=5.53cm²)**	**(A=5.53cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.487	0.390	0.361	0.225
		τ_b(MPa)	0.682	0.546	0.505	0.316
	ELS	N_s (kN)	2092.37	1802.05	1201.79	503.13
		σ_b(MPa)	**3.30**	**2.85**	**1.92**	**0.80**

VL3

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		2.2	2.2	2.2	2.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.440	0.44	0.44	0.44
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		1581.94	131.48	298.91	422.96
	σ_{min} [KN/m²]		-4933.69	-3193.18	-1801.06	-1370.19
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		221.57	160.95	136.14	79.2
	L_t(m)		1.666	2.11	1.89	1.68
	L_c(m)		0.534	0.09	0.31	0.52
	d1(m)		0.356	0.058	0.209	0.346
	d2 (m)		1.310	2.055	1.678	1.335
	σ_1 [KN/m²]		1243.784	127.871	265.838	335.918
	N (kN)	**N_1**	100.622	1.50	11.790	26.253
		N_2	162.906	26.277	44.610	44.849
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	**2.52**	**0.04**	**0.29**	**0.66**
		A_{V2}	**4.07**	**0.66**	**1.12**	**1.12**
	A_{vj} (cm^2)		8.53	6.20	5.24	3.05
	A (cm^2)	**$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$**	**4.65**	**1.59**	**1.61**	**1.42**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**6.21**	**2.21**	**2.43**	**1.88**
	A_{min} (cm^2)		13.75	21.58	17.62	14.02
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	**Bonde1**	**6.16**	**6.16**	**4.52**	**4.52**
		Bonde 2	**12.32**	**12.32**	**9.04**	**9.04**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2*4HA14**	**2*4HA14**	**2*4HA12**	**2*4HA12**
		Bonde 2	**2*8HA14**	**2*8HA14**	**2*8HA12**	**2*4HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5.00	6.34	5.66	5.04
	A_H /nappe (cm^2)		1.54	0.77	0.85	0.85
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm^2)**	**(A=7.91cm^2)**	**(A=5.53cm^2)**	**(A=5.53cm^2)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m^2**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0.560	0.406	0.344	0.200
		τ_b(MPa)	0.783	0.569	0.481	0.280
	ELS	**N_s (kN)**	1630.35	1393.76	966.83	479.62
		σ_b(MPa)	**3.49**	**2.98**	**2.10**	**1.04**

VL4

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.5	1.5	1.5	1.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.300	0.3	0.3	0.3
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1022.27	178.38	959.87	1714.45
	σ_{min} [KN/m²]		-5479.12	-3556.92	-3098.43	-2494.41
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		232.99	195.55	174.05	114.81
	L_t(m)		1.264	1.43	1.15	0.89
	L_c(m)		0.236	0.07	0.35	0.61
	d1(m)		0.157	0.048	0.237	0.407
	d2 (m)		1.107	1.381	0.909	0.482
	σ_1 [KN/m²]		895.116	172.416	761.630	928.870
	N (kN)	N_1	30.149	1.68	40.717	107.674
		N_2	99.081	23.804	69.209	44.738
	A_v (cm²)	A_{V1}	**0.75**	**0.04**	**1.02**	**2.69**
		A_{V2}	**2.48**	**0.60**	**1.73**	**1.12**
	A_{vj} (cm²)		8.97	7.53	6.70	4.42
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**3.00**	**1.92**	**2.69**	**3.80**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**4.72**	**2.48**	**3.41**	**2.22**
	A_{min} (cm²)		11.62	14.50	9.54	5.06
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**9.24**	**9.24**	**6.78**	**6.78**
		Bonde 2	**6.16**	**6.16**	**4.52**	**4.52**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*6HA14**	**2*6HA14**	**2*6HA12**	**2*6HA12**
		Bonde 2	**2*4HA14**	**2*4HA14**	**2*4HA12**	**2*4HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.79	4.29	3.44	2.67
	A_H /nappe (cm²)		1.16	0.77	1.13	1.41
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm²)**	**(A=7.91cm²)**	**(A=5.53cm²)**	**(A=5.53cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.863	0.724	0.645	0.425
		τ_b(MPa)	1.208	1.014	0.902	0.595
	ELS	N_s (kN)	2078.83	1807.23	1237.12	546.09
		σ_b(MPa)	**6.43**	**5.59**	**3.90**	**1.72**

VL5

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1.15	1.15	1.15	1.15
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.230	0.23	0.23	0.23
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		2074.01	1012.06	230.32	777.22
	σ_{min} [KN/m²]		-4720.51	-4455.61	-1750.3	-942.63
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		107.26	81.16	74.26	51.46
	L_t(m)		0.799	0.94	1.02	0.63
	L_c(m)		0.351	0.21	0.13	0.52
	d1(m)		0.234	0.142	0.089	0.346
	d2 (m)		0.565	0.795	0.927	0.284
	σ_1 [KN/m²]		1466.517	858.805	210.115	349.996
	N (kN)	**N_1**	82.856	26.55	3.927	39.054
		N_2	82.850	68.295	19.480	9.934
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	**2.07**	**0.66**	**0.10**	**0.98**
		A_{V2}	**2.07**	**1.71**	**0.49**	**0.25**
	A_{vj} (cm^2)		4.13	3.12	2.86	1.98
	A (cm^2)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**3.10**	**1.44**	**0.81**	**1.47**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**3.10**	**2.49**	**1.20**	**0.74**
	A_{min} (cm^2)		5.93	8.35	9.73	2.98
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	**Bonde1**	**7.70**	**7.70**	**5.65**	**5.65**
		Bonde 2	**4.62**	**4.62**	**3.39**	**3.39**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2*5HA14**	**2*5HA14**	**2*5HA12**	**2*5HA12**
		Bonde 2	**2*3HA14**	**2*3HA14**	**2*3HA12**	**2*3HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2.40	2.81	3.05	1.89
	A_H /nappe (cm^2)		1.16	1.16	0.57	1.13
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm^2)**	**(A=7.91cm^2)**	**(A=5.53cm^2)**	**(A=5.53cm^2)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m^2**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0.518	0.392	0.359	0.249
		τ_b(MPa)	0.725	0.549	0.502	0.348
	ELS	**N_s (kN)**	982.39	859.64	579.9	232.7
		σ_b(MPa)	**3.95**	**3.46**	**2.38**	**0.96**

VL6

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1.05	1.05	1.05	1.05
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.210	0.21	0.21	0.21
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		528.72	123.48	1127.05	2435.08
	σ_{min} [KN/m²]		-5709.91	-4213.87	-3576.25	-3008.61
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		110.26	109.13	111.11	97.62
	L_t(m)		0.961	1.02	0.80	0.58
	L_c(m)		0.089	0.03	0.25	0.47
	d1(m)		0.059	0.020	0.168	0.313
	d2 (m)		0.902	1.000	0.631	0.267
	σ_1 [KN/m²]		496.081	121.068	890.258	1121.159
	N (kN)	**N_1**	6.080	0.49	33.838	111.355
		N_2	44.731	12.109	56.144	29.956
	A_v (cm²)	**A_{V1}**	**0.15**	**0.01**	**0.85**	**2.78**
		A_{V2}	**1.12**	**0.30**	**1.40**	**0.75**
	A_{vj} (cm²)		4.25	4.20	4.28	3.76
	A (cm²)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**1.21**	**1.06**	**1.92**	**3.72**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**2.18**	**1.35**	**2.47**	**1.69**
	A_{min} (cm²)		9.47	10.50	6.62	2.81
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	**Bonde1**	**7.70**	**7.70**	**5.65**	**5.65**
		Bonde 2	**4.62**	**4.62**	**3.39**	**3.39**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2*5HA14**	**2*5HA14**	**2*5HA12**	**2*5HA12**
		Bonde 2	**2*3HA14**	**2*3HA14**	**2*3HA12**	**2*3HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2.88	3.06	2.40	1.74
	A_H /nappe (cm²)		0.77	0.77	0.85	1.13
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm²)**	**(A=7.91cm²)**	**(A=5.53cm²)**	**(A=5.53cm²)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0.583	0.577	0.588	0.517
		τ_b(MPa)	0.817	0.808	0.823	0.723
	ELS	**N_s (kN)**	1436.06	1278.09	894.87	391.96
		σ_b(MPa)	**6.29**	**5.59**	**4.00**	**1.75**

VT1

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.85	1.85	1.85	1.85
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.370	0.37	0.37	0.37
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1444	156.72	130.94	626.61
	σ_{min} [KN/m²]		-5705.32	-3497.49	-2077.74	-1261.43
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		323.93	294.09	234.92	129.2
	L_t(m)		1.476	1.77	1.74	1.24
	L_c(m)		0.374	0.08	0.11	0.61
	d1(m)		0.249	0.053	0.073	0.409
	d2 (m)		1.227	1.718	1.667	0.827
	σ_1 [KN/m²]		1200.352	152.038	125.439	419.099
	N (kN)	N_1	65.872	1.63	1.875	42.803
		N_2	147.312	26.117	20.913	34.647
	A_v (cm²)	A_{V1}	**1.65**	**0.04**	**0.05**	**1.07**
		A_{V2}	**3.68**	**0.65**	**0.52**	**0.87**
	A_{vj} (cm²)		12.47	11.32	9.04	4.97
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**4.76**	**2.87**	**2.31**	**2.31**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**6.80**	**3.48**	**2.78**	**2.11**
	A_{min} (cm²)		12.89	18.04	17.51	8.68
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**9.24**	**9.24**	**6.78**	**6.78**
		Bonde 2	**9.24**	**9.24**	**6.78**	**6.78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*6HA14**	**2*6HA14**	**2*6HA12**	**2*6HA12**
		Bonde 2	**2*6HA14**	**2*6HA14**	**2*6HA12**	**2*6HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4.43	5.31	5.22	3.71
	A_H /nappe (cm²)		1.54	1.54	0.57	1.41
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm²)**	**(A=7.91cm²)**	**(A=5.53cm²)**	**(A=5.53cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.973	0.883	0.705	0.388
		τ_b(MPa)	1.362	1.236	0.988	0.543
	ELS	N_s (kN)	1939	1654.31	1111.77	462.18
		σ_b(MPa)	**4.88**	**4.16**	**2.85**	**1.18**

VT2

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.05	3.05	3.05	3.05
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.610	0.61	0.61	0.61
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2427.87	818.99	1218.88	2427.87
	σ_{min} [KN/m²]		-6244.39	-4346.64	-3052.1	-2593.44
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		668.11	593.16	397.47	200.77
	L_t(m)		2.196	2.57	2.18	1.58
	L_c(m)		0.854	0.48	0.87	1.47
	d1(m)		0.569	0.322	0.580	0.983
	d2 (m)		1.627	2.244	1.599	0.592
	σ_1 [KN/m²]		1798.553	716.114	894.367	912.623
	N (kN)	N_1	240.588	49.49	122.629	328.418
		N_2	292.603	160.700	143.035	54.040
	A_v (cm²)	A_{V1}	**6.01**	**1.24**	**3.07**	**8.21**
		A_{V2}	**7.32**	**4.02**	**3.58**	**1.35**
	A_{vj} (cm²)		25.72	22.84	15.30	7.73
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**12.45**	**6.95**	**6.89**	**10.14**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**13.75**	**9.73**	**7.40**	**3.28**
	A_{min} (cm²)		17.08	23.56	16.79	6.22
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**13.86**	**13.86**	**10.17**	**10.17**
		Bonde 2	**7.70**	**7.70**	**5.65**	**5.65**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*9HA14**	**2*9HA14**	**2*9HA12**	**2*9HA12**
		Bonde 2	**2*5HA14**	**2*5HA14**	**2*5HA12**	**2*5HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		6.59	7.70	6.54	4.73
	A_H /nappe (cm²)		3.47	1.93	1.98	3.11
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm²)**	**(A=7.91cm²)**	**(A=5.53cm²)**	**(A=5.53cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	1.217	1.080	0.724	0.366
		τ_b(MPa)	1.704	1.513	1.014	0.512
	ELS	N_s (kN)	3030.84	2616.25	1764.68	755.4
		σ_b(MPa)	**4.72**	**4.07**	**2.78**	**1.19**

VT3

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.35	2.35	2.35	2.35
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.470	0.47	0.47	0.47
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2173.62	417.51	300.23	382.28
	σ_{min} [KN/m²]		-5654.94	-3031.07	-1493.83	-975.34
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		214.43	185.47	157.93	107.37
	L_t(m)		1.698	2.07	1.96	1.69
	L_c(m)		0.652	0.28	0.39	0.66
	d1(m)		0.435	0.190	0.262	0.441
	d2 (m)		1.263	1.876	1.695	1.247
	σ_1 [KN/m²]		1616.629	379.170	260.003	282.391
	N (kN)	N_1	164.872	15.11	14.688	29.322
		N_2	204.104	71.126	44.059	35.218
	A_v (cm²)	A_{V1}	**4.12**	**0.38**	**0.37**	**0.73**
		A_{V2}	**5.10**	**1.78**	**1.10**	**0.88**
	A_{vj} (cm²)		8.26	7.14	6.08	4.13
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**6.19**	**2.16**	**1.89**	**1.77**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**7.17**	**3.56**	**2.62**	**1.91**
	A_{min} (cm²)		13.26	19.70	17.79	13.09
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**13.86**	**13.86**	**10.17**	**10.17**
		Bonde 2	**10.78**	**10.78**	**7.91**	**7.91**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*9HA14**	**2*9HA14**	**2*9HA12**	**2*9HA12**
		Bonde 2	**2*7HA14**	**2*7HA14**	**2*7HA12**	**2*7HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5.09	6.20	5.87	5.06
	A_H /nappe (cm²)		1.93	1.16	1.13	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm²)**	**(A=7.91cm²)**	**(A=5.53cm²)**	**(A=5.53cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.507	0.438	0.373	0.254
		τ_b(MPa)	0.710	0.614	0.523	0.355
	ELS	N_s (kN)	940.45	750.81	483.07	196.66
		σ_b(MPa)	**1.86**	**1.48**	**0.97**	**0.40**

VT4

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.5	1.5	1.5	1.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.300	0.3	0.3	0.3
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		555.2	215.09	383.67	43.81
	σ_{min} [KN/m²]		-4088.2	-2683.21	-383.96	-878.1
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		170.25	170.79	140.01	82.42
	L_t(m)		1.321	1.39	0.75	1.43
	L_c(m)		0.179	0.11	0.75	0.07
	d1(m)		0.120	0.074	0.500	0.048
	d2 (m)		1.201	1.314	0.250	1.381
	σ_1 [KN/m²]		504.934	203.595	128.083	42.353
	N (kN)	N_1	12.676	3.11	25.578	0.409
		N_2	60.647	26.762	3.208	5.850
	A_v (cm²)	A_{V1}	**0.32**	**0.08**	**0.64**	**0.01**
		A_{V2}	**1.52**	**0.67**	**0.08**	**0.15**
	A_{vj} (cm²)		6.55	6.58	5.39	3.17
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**1.96**	**1.72**	**1.99**	**0.80**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**3.15**	**2.31**	**1.43**	**0.94**
	A_{min} (cm²)		12.61	13.80	2.63	14.50
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**7.70**	**7.70**	**5.65**	**5.65**
		Bonde 2	**9.24**	**9.24**	**6.78**	**6.78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*5HA14**	**2*5HA14**	**2*5HA12**	**2*5HA12**
		Bonde 2	**2*6HA14**	**2*6HA14**	**2*6HA12**	**2*6HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.96	4.17	2.25	4.29
	A_H /nappe (cm²)		0.77	10.78	1.70	0.57
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm²)**	**(A=7.91cm²)**	**(A=5.53cm²)**	**(A=5.53cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.631	0.633	0.519	0.305
		τ_b(MPa)	0.883	0.886	0.726	0.427
	ELS	N_s (kN)	674.16	579.76	401.58	200.33
		σ_b(MPa)	**2.07**	**1.78**	**1.26**	**0.63**

VT5

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1.35	1.35	1.35	1.35
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.270	0.27	0.27	0.27
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		813.73	322.46	133.8	303.1
	σ_{min} [KN/m²]		-4217.8	-2657.92	-1813.64	-802.92
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		104.59	80.95	84.95	77.62
	L_t(m)		1.132	1.20	1.26	0.98
	L_c(m)		0.218	0.15	0.09	0.37
	d1(m)		0.146	0.097	0.062	0.247
	d2 (m)		0.986	1.107	1.195	0.733
	σ_1 [KN/m²]		709.069	296.379	127.219	226.820
	N (kN)	**N_1**	22.165	6.03	1.614	13.070
		N_2	69.922	32.796	15.208	16.635
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	**0.55**	**0.15**	**0.04**	**0.33**
		A_{V2}	**1.75**	**0.82**	**0.38**	**0.42**
	A_{vj} (cm^2)		4.03	3.12	3.27	2.99
	A (cm^2)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**1.56**	**0.93**	**0.86**	**1.07**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**2.75**	**1.60**	**1.20**	**1.16**
	A_{min} (cm^2)		10.35	11.62	12.55	7.70
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	**Bonde1**	**9.24**	**9.24**	**6.78**	**6.78**
		Bonde 2	**6.16**	**6.16**	**4.52**	**4.52**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2*6HA14**	**2*6HA14**	**2*6HA12**	**2*6HA12**
		Bonde 2	**2*4HA14**	**2*4HA14**	**2*4HA12**	**2*4HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.40	3.61	3.77	2.94
	A_H /nappe (cm^2)		1.16	10.78	10.03	1.13
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**7HA12**	**7HA12**	**7HA10**	**7HA10**
	ep =15cm		**(A=7.91cm^2)**	**(A=7.91cm^2)**	**(A=5.53cm^2)**	**(A=5.53cm^2)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m^2**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0.430	0.333	0.350	0.319
		τ_b(MPa)	0.603	0.466	0.489	0.447
	ELS	**N_s (kN)**	640.1	557.24	377.82	152.83
		σ_b(MPa)	**2.18**	**1.90**	**1.32**	**0.53**

CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure

IX.1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} = 2.5bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.4 : Dimensionnement :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	**G+Q*(KN)***	**L *(m)***	**B *(m)***	**S=B.L *(m^2)***
VL1	2275.81	2.40	3.79	9.096
VL2	2092.37	1.30	6.44	8.372
VL3	1630.35	2.00	3.26	6.52
VL4	2078.83	2.00	4.15	8.30
VL5	982.39	1.30	3.02	3.926
Vl6	1436.06	1.20	4.78	5.74
				41.954

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	**G+Q *(KN)***	**L *(m)***	**B *(m)***	**S=B.L *(m^2)***
VT1	1939.29	2.00	3.88	7.76
VT2	3030.84	3.35	12.12	40.60
VT3	940.45	2.50	1.5	3.75
VT4	674.16	1.65	1.63	2.70
VT5	640.1	1.50	1.70	2.55
				57.36

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_V = \sum S_i = 99.31 m^2$ Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B) (fil de poteaux le plus sollicité N_{smax}=1242.39*KN*).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Pi=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Pi xei (KN.m)
C2	652.89	1.487	-5.55	-3623.54
C29	926.39	-0.519	-3.20	-2964.45
C28	848.89	-1.455	0.05	42.44
C27	947.63	-1.071	3.30	3127.18
C35	1020.04	1.086	6.55	6681.26
Somme	**5354.189**	**-0.472**		**3262.89**

Tableau IX.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e=\frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = -0.472m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e=-0.472\,m < \frac{L}{6}=\frac{13.10.}{6}=2.18\,m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min}=\frac{N_s}{L}\times\left(1-\frac{6\cdot e}{L}\right)=\frac{5354.189}{13.10}\times\left(1-\frac{6\times(-0.472)}{13.10}\right)=497.06KN/m$$

$$q_{\max}=\frac{N_s}{L}\times\left(1+\frac{6\cdot e}{L}\right)=\frac{5354.189}{13.10}\times\left(1+\frac{6\times(-0.472)}{13.10}\right)=320.35.KN/m$$

$$q_{(L/4)}=\frac{N_s}{L}\times\left(1+\frac{3\cdot e}{L}\right)=\frac{5354.189}{13.10}\times\left(1+\frac{3\times(-0.472)}{13.10}\right)=364.53KN/m$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B\geq\frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}=\frac{364.53}{250}=1.45\,m$$

On prend B = 1.50*m*.

On aura donc, $S=1.50\times13.10=19.65m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t=S\times n+S_V$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$S_t=19.65\times8+99.31=256.51m^2$

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 371.60m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 57.36m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{256.51}{371.60} = 0.69 = 69\,\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

IX.5 : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \le h \le \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{540}{8} \le h \le \frac{540}{5} \Rightarrow 67.5 \le h \le 108cm$$

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \ge \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_{max} \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ Ce qui conduit à } h \ge \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée E = 10818.86 MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \ge \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.40}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.15m$$

on prend : h=120cm

La dalle : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25cm

- $h_d \geq \frac{540}{20} = 27cm$

Largeur de la nervure :

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$

$0.48\text{cm} \leq b_n \leq 0.84$

soit : b_n=50 cm

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

h_n=120cm …… Hauteur de la nervure

h_d= 30cm…… Hauteur de la dalle

Ln= 50 cm……Largeur de la nervure

2. Calcul des charges nécessaires au radier

Charge permanente : G = 33652.17 KN

Charge d'exploitation : Q = 5904.40KN

Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 54287.03KN$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 39556.57.KN$

4. Détermination de la surface du radier : La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

A l'ELU : $S_{rad}^{ELu} \geq \frac{N_U}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{54287.03}{2 \times 250} = 108.57m^2$

A l'ELS : $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{39556.57}{250} = 158.23m^2$

D'où : $S_{bat} = 371.60\,m^2 > S_{rad} = \max(108.57; 158.23)\,m^2$

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 imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\,cm\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\,cm\right) = 60\,cm$$

On prend: **$L_{déb}$= 60*cm***

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

S_{rad} = 371.60+(25.15x2+15.25+13.65+1.45)x0.6= 420 m^2.

Donc on aura une surface totale du radier **: S_{rad}= 420 m^2**.

5. Détermination des efforts à la base du radier :

A. Poids du radier :

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ =25 x 420 x 0.3=3150 *KN*.

Poids de la nervure:

$B \times h_n \times \rho \times L \times n$

=(0.50×1.20×25×13.35×5) + (0.5 ×1.20×25×15.70×5)+(0.5×1.2×25×11.35×5)

+(0.5×1.20×25×13.60×3)=3642 KN

$Sner = \frac{Pner}{\rho \times hner} = \frac{3642}{25 \times 1.2} = 121.4 m^2$

Poids de remblais:

$(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho_b = (420 - 121.4) \times (1.20 - 0.30) \times 17 = 6718.5\ kN$

Poids de la dalle flottante :

$(s_{rad} - s_{ner}) \times ep \times \rho$ = (420-121.4) × 0.1 × 25 = 746.5KN

G_{rad}=746.5+6718.5+3642+3150 =**14257*KN*.**

B. Surcharge d'exploitation :

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 5904.40$KN

Surcharge du radier: $Q_{rad} = 2.5 \times 420 = 1050\ kN$

C. Poids total de la structure :

$G_{tot} = G_{radiertot} + G_{Sup} = 14257 + 33652.17 = 47909.17kN$

$Q_{tot} = Q_{radiertot} + Q_{bat} = 1050 + 5904.40 = 6954.4kN$.

2) Combinaison d'action :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35\,G_{tot} + 1.5\,Q_{tot} = 1.35 \times 47909.17 + 1.5 \times 6954.4 = 75108{,}97kN \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 47909.17 + 6954.4 = 54863.57kN \end{cases}$$

6. Les vérifications :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 100\,cm$; $d = 0{,}9.h_d = 0{,}9 \times 30 = 27cm$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{75108.97 \times 1}{420} \times \frac{5.40}{2} = 482.84KN$$

$$\tau_u = \frac{482.84}{1 \times 0.27} = 1788.29KN/m^2 = 1{,}78MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa\right\} = 2.5\,MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.38m \quad ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.38\,m$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15.70^3 \times 25.15}{12} = 8110.65 m^4 \quad ;$$

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15.70 \times 25.15^3}{12} = 20812.90\ m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi} , I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

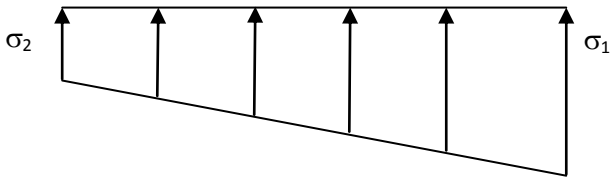


Fig. IX.2 Diagramme des contraintes

***A l'ELU*:** $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 2\cdot\sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$

Sens longitudinal :

$M_X = 31340.07+1461.25\times1.20 = 33093.57 KN.m$

A l'ELU :M_X=33093.57*KN.m*

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}\cdot V = \frac{75108.97}{420} + \frac{33093.57}{20812.90}\times 8.38 = 192.15 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}\cdot V = \frac{75108.97}{420} - \frac{33093.57}{20812.90}\times 8.38 = 165.51 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\times192.15+165.51}{4} = 185.50 KN/m^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2\times250 = 500\ KN/m^2$$

$\sigma_m < 2\cdot\sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS :M_X=33093.57*KN.m*

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}\cdot V = \frac{54863.57}{420} + \frac{33093.57}{20812.90}\times 8.38 = 143.95 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}\cdot V = \frac{54863.57}{420} - \frac{33093.57}{20812.90}\times 8.38 = 117.30\ KN/m^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3\times143.95+117.30}{4} = 137.28 KN/m^2$; $.\sigma_{sol} = 250 KN/m^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Sens transversal :

$M_y = 30585.04+1491.92\times1.2 = 32375.34 KN.m$

A l'ELU : $M_y = 32375.34 KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75108.97}{420} + \frac{32375.34}{8110.65} \times 12.38 = 228.24\ KN/m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75108.97}{420} - \frac{32375.34}{8110.65} \times 12.38 = 129.41 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\times 228.24 + 129.41}{4} = 203.53 KN/m^2 \quad ; \quad 2.\sigma_{SOL} = 2\times 250 = 500\ KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$Condition vérifiée.

A l'ELS: $M_y = 32375.34 KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54863.57}{420} + \frac{32375.34}{8110.65} \times 12.38 = 180.04\ KN/m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54863.57}{420} - \frac{32375.34}{8110.65} \times 12.38 = 81.21 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\times 180.04 + 81.21}{4} = 155.33 KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 250\ KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$Condition vérifiée.

3. Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \le \frac{0.045\ \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

h : hauteur de la nervure égale à 120 cm

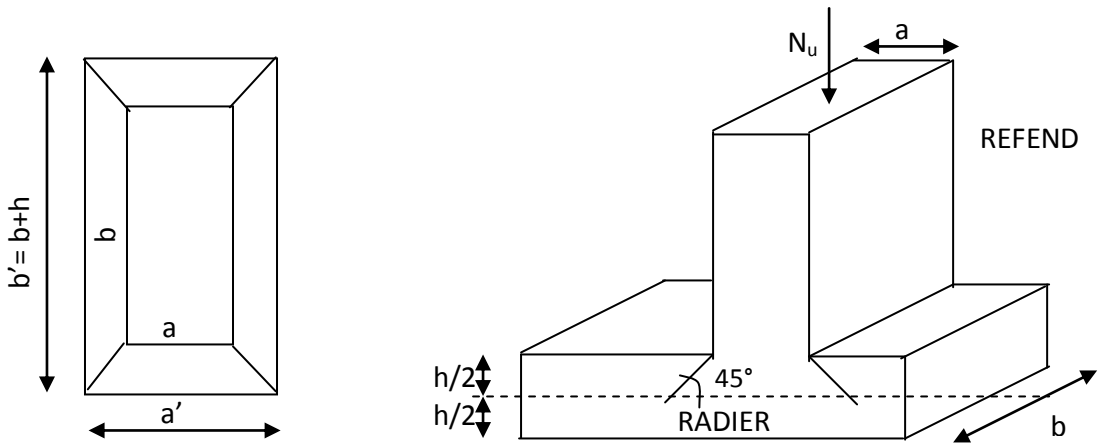


Fig. IX.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_{cx}

Poteau (le poteau le plus sollicité) :

$$\mu_c = 2\cdot(a'+b') = 2\cdot(a+b+2\cdot h) = 2\times(0.45+0.45+2\times1.20) = 6.6m$$

$$N_u = 1407.58KN$$

$$N_u < \frac{0.045\times6.6\times1.2\times25000}{1.5} = 5940KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Voile (le voile le plus sollicité):

$$\mu_c = 2\cdot(a'+b') = 2\cdot(a+b+2\cdot h) = 2\times(0.2+2+2\times1.2) = 9.2\,m$$

$$N_u = 4158.71KN$$

$$N_u < \frac{0.045\times0.7\times9.2\times25000}{1.5} = 4830KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérificationde l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha . S_{rad} . \gamma_w . Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement a = 1.5

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1.50m)

P = 34083.26KN $\geq 1.5\times420\times 10\times1.50$=9450KN

$\Longrightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

IX.6 : Ferraillage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

1er Cas :

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2eme Cas :

Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \left(L_x < L_y\right)$$

Remarque *:* Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_U = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 203.53 - 1.35 \times \frac{14257}{420} = 157.70 KN/m^2$$

A l'ELS :

$$q_S = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 155.33 - \frac{14257}{420} = 121.38 KN/m^2$$

IX.6.1. Calcul à l'ELU :

Identification des panneaux et calcul des moments :

$$M_{0X} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0X}$$

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	ρ=Lx/Ly	μ_x	μ_Y	M_{0X}	M_{0Y}	Obs
1	3.65	5.40	0.67	0.072	0,395	151.27	59.75	2Sens

Tableau IX.4 : Identification des panneaux

Remarque :

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y.

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x, d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y.

-Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : 0.75 M_{0X} ou 0.75 M_{0Y}

Moment sur appuis : 0.5 M_0

-Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée :……. 0.85 M_{0X} ou 0.85 M_{0Y}

Moment sur appuis de rive :……..0.3 M_0

Moment sur appui intermédiaire : ..... 0.5 M_0

$M_{0x} = 151.27m$

$M_{0y} = 59.75KN.m$

Correction des moments:

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Dans notre cas on a des semi encastrement

Sens X-X :

Mapp= 0.5 M_{0X}=75.63KN.m

Mapp= 0.3 M_{0X}=45.38KN.m

M_t = 0.85 M_{0X}=128.58KN.m

Sens Y-Y:

Mapp= 0.5 M_{0Y}= 29.87KN.m

Mapp= 0.3 M_{0Y}= 17.92KN.m

M_t = 0.85 M_{0Y}= 50.79KN.m

Etape de calcul :

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm2)	Ferraillage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	128.58	0.145	SSA	0.921	16.040	7HA20	21.98	15
	appui	75.63	0.085	SSA	0.955	9.099	7HA14	10.78	15
y-y	travée	50.79	0.057	SSA	0.971	6.015	7HA14	10.78	15
	appui	29.87	0.034	SSA	0.983	3.493	7HA14	10.78	15

Tableau IX.5 : Ferraillage du panneau

Vérification de la condition de non fragilité :

Armatures parallèle au petit côté *:*

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.67}{2} = 2.80 cm^2 / ml$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

Armatures parallèle au grand côté :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 cm^2 / ml$$

Aux appuis :

$$A_{ua}^x = 10.78 m^2 > A_{\min} = 2.80 cm^2 / ml \rightarrow \textit{condition vérifiée}$$
$$A_{ua}^y = 10.78 cm^2 > A_{\min} = 2.40 cm^2 / ml \rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_{ut}^x = 21.98 cm^2 > A_{\min} = 2.80 cm^2 / ml \rightarrow \textit{condition vérifiée}$$
$$A_{ut}^y = 10.78 cm^2 > A_{\min} = 2.40 cm^2 / ml \rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):

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

Espacement des armatures :

S_t^{max} = 15cm ≤ min (3h, 33cm) = 33cm ……condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4MPa\right\} = 2.5MPa$$

Avec : $V_u = \frac{q_u l}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u . l}{2.b.d} = \frac{157.70 \times 10^3 \times 5.40}{2 \times 1000 \times 270} = 1.58MPa < 2.5MPa$$ ……condition vérifiée

IX.6.2. Vérification à l'E.L.S :

Calcul des moments fléchissant :

Lx(m)	Ly(m)	ρ=Lx/Ly	q_s	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{0Y}
3.65	5.40	0.67	121.38	0.072	0.395	116.43	46.00

Tableau IX.6 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Sens X-X :M_{app}= 0.5 M_{0X}=58.21*KN.m*appui intermédiaire.
Mapp= 0.3 M_{0X}= 34.93*KN.m* appui de rive.
M_t = 0.85 M_{0X}=98.96*KN.m*

Sens Y-Y : M_{app}= 0.5 M_{0Y}= 23*KN.m*appui intermédiaire.
Mapp= 0.3 M_{0Y}= 13.8*KN.m*appui de rive.
M_t = 0.85 M_{0Y}= 39.10*KN.m*

Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad avec : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec α : Position de l'axe neutre.

Sens X-X :

Aux appuis :

$\gamma = \frac{75.63}{58.21} = 1.30$ et μ= 0.085→α = 0.110

$\alpha = 0.110 < \frac{1.30-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.40$ ……..condition *vérifiée.*

En travée :

$\gamma = \frac{128.58}{98.96} = 1.30$ et μ= 0.145→α = 0.196

$\alpha = 0.196 < \frac{1.30-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.40$ ……..condition vérifiée.

Sens Y-Y:

Aux appuis :

$\gamma = \frac{29.87}{23} = 1.29$ et μ= 0.034→α = 0.043

$\alpha = 0.043 < \frac{1.29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.395$ ……..condition vérifiée.

En travée :

$\gamma = \frac{50.79}{39.10} = 1.29$ et $\mu = 0.057 \rightarrow \alpha = 0.0734$

$\alpha = 0.0734 < \frac{1.29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.395$ ……..condition vérifiée.

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

IX.7 : Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

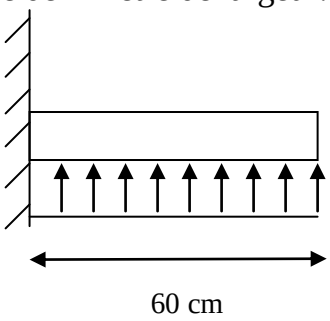


Fig IX.7: Schéma statique d'un débord

1. Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$P_u = 157.70 KN/ml$ $\qquad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-157.70 \times 0.6^2}{2} = -28.38 KN.m$

A l'ELS :

$P_s = 121.38 KN/ml$ $\qquad Ms = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-121.38 \times 0.6^2}{2} = -21.85 KN.m$

2. Calcul des armatures :

b= 1 m; d = 27cm; f_{bc} = 14.2 MPa; σ_s= 348MPa; f_{t28}=2.1Mpa

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$

Les résultats de ferraillage à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	**μ_u**	**β**	**A_{cal} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**Choix**	**A_{adop} (cm^2)**	**St (cm)**
ELU	28.38	0.032	0.984	3.316	3.26	5HA12	5.65	25

Tableau IX.7 : Ferraillage à l'ELU**.**

Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1{,}41 cm^2 \Rightarrow$ on adopte 5HA12 = 5.65cm²/ml.

Avec un espacement de 25 (cm)

3. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{28.38}{21.85} = 1.30;\ \alpha = 0.0406 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.40$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{radier} > A_{debord} \Rightarrow$ Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

IX.8 : Etude des nervures :

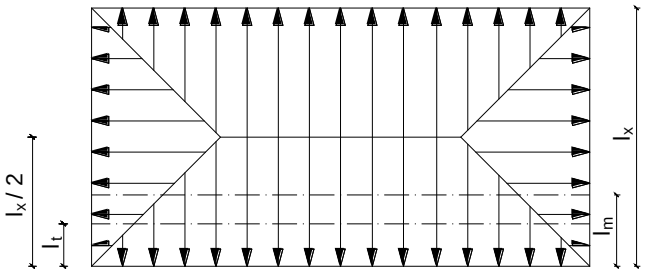
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x\left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$l_t = l_x\left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$



Charge triangulaire :

$l_m = 0.42 l_x$

$l_t = 0.33 l_x$

avec : lx=3.65m et ly=5.40m

1. Charges à considérer :

Sens longitudinal :

A l'ELU :

$$q_U = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 203.53 - 1.35 \times \frac{14257}{420} = 157.70 KN/m^2$$

A l'ELS :

$$q_S = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 155.33 - \frac{14257}{420} = 121.38 KN/m^2$$

Sens transversal :

A l'ELU :

$$q_U = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 203.53 - 1.35 \times \frac{14257}{420} = 157.70 KN/m^2$$

A l'ELS :

$$q_S = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 155.33 - \frac{14257}{420} = 121.38 KN/m^2$$

$Q_u = L_m \times q_u \Longrightarrow Q_u = 0.42 \times 3.65 \times 157.70 \Longrightarrow Q_u = 241.75KN$

$Q_s = L_t \times q_s \quad\quad Q_s = 0.33 \times 3.65 \times 121.38 \quad\quad Q_s = 146.20KN$

2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

SENS TRANSVERSAL :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS 9.

ELU :

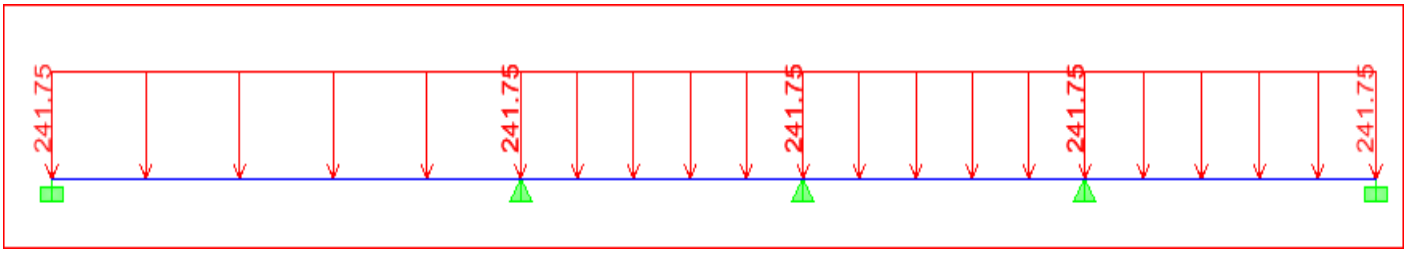


Diagramme des moments fléchissant.

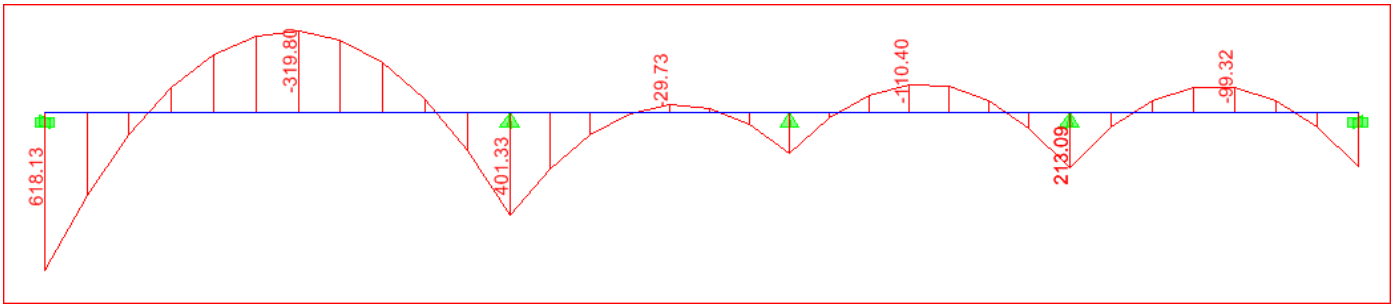
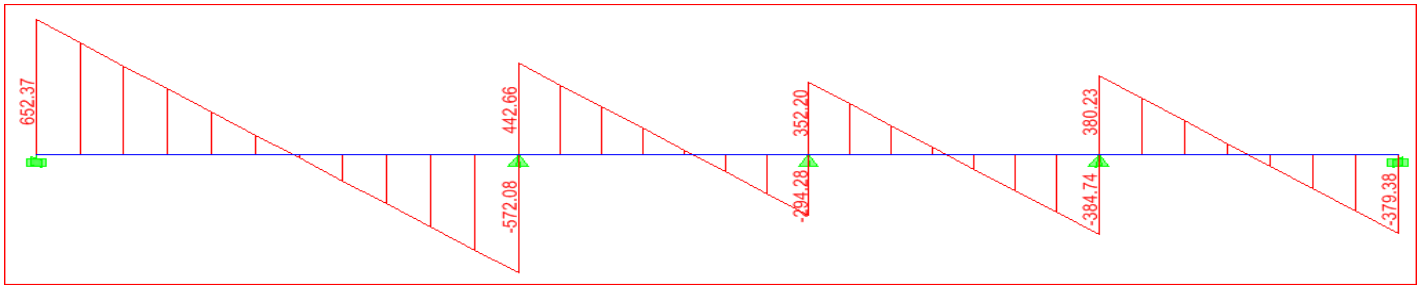


Diagramme des efforts tranchants.



ELS :

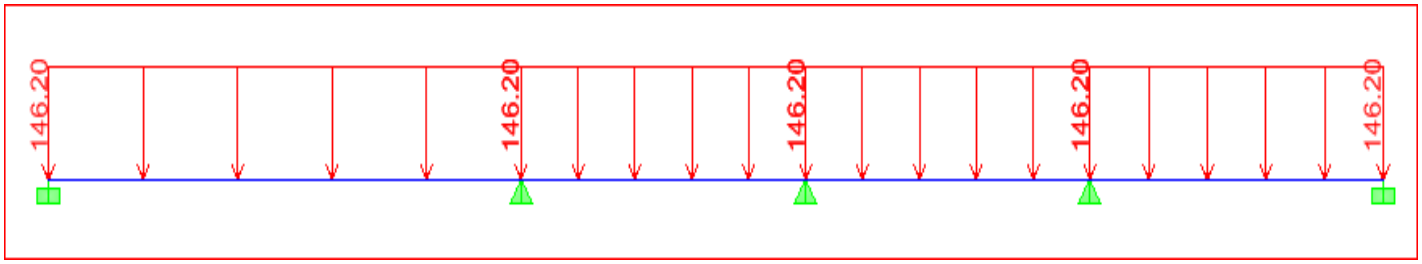


Diagramme des moments fléchissant

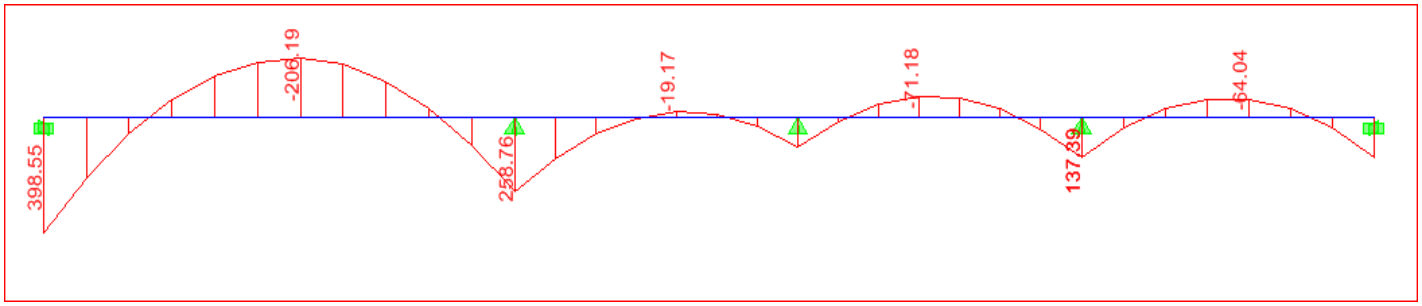
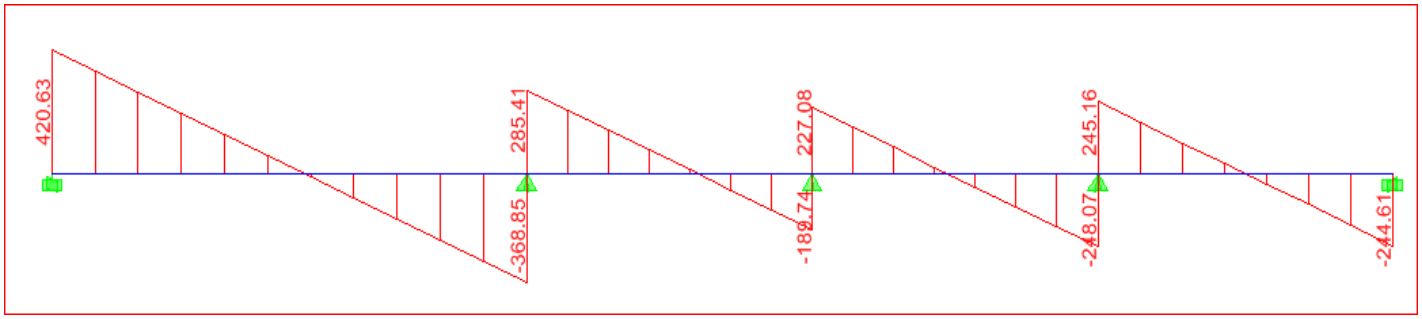


Diagramme des efforts tranchants



SENS LONGITUDINAL :

ELU :

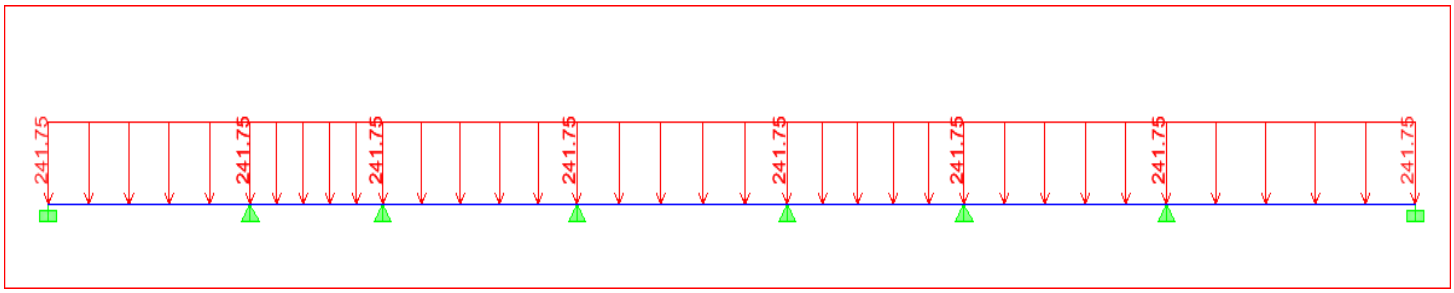


Diagramme des moments fléchissant

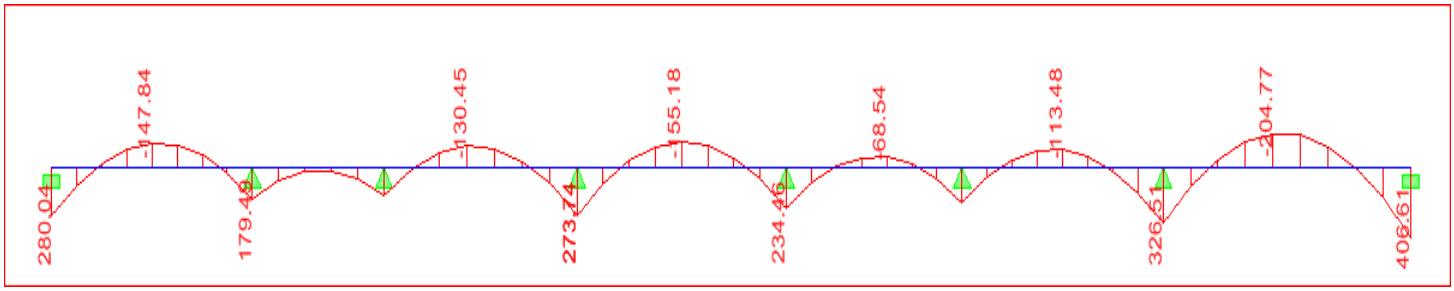
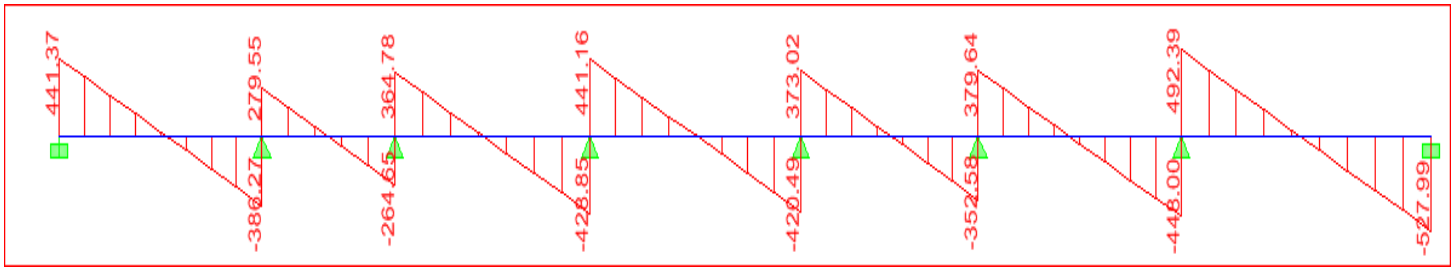


Diagramme des efforts tranchants



ELS :

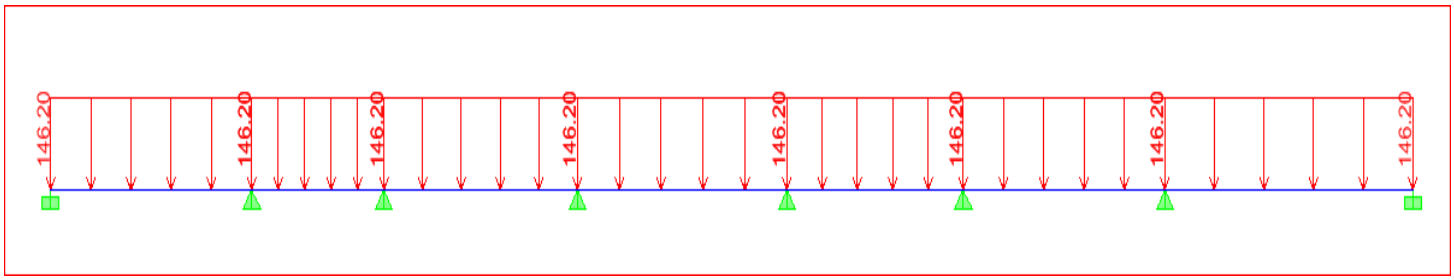


Diagramme des moments fléchissant

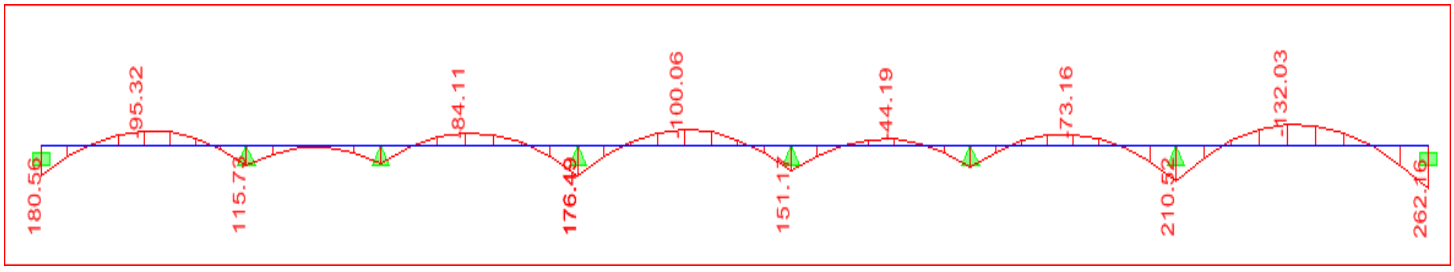
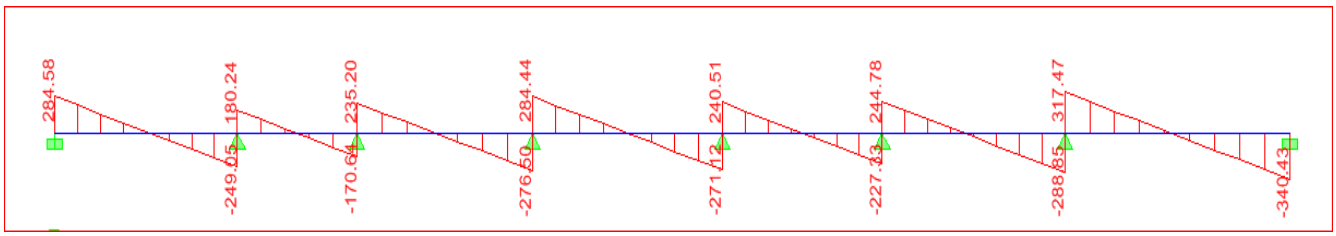


Diagramme des efforts tranchants



3. Sollicitations maximales :

Sens transversal :

$M_{tu\,max} = 319.80 KN.m.$

$M_{au\,max} = 618.13 KN.m$

$M_{ts\,max} = 206.19 KN.m.$

$M_{as\,max} = 398.55 KN.m.$

$T_{u\,max} = 652.37 KN.$

Sens longitudinal :

$M_{tu\,max} = 204.77 KN.m.$

$M_{au\,max} = 406.61 KN.m$

$M_{ts\,max} = 132.03 KN.m.$

$M_{as\,max} = 262.16 KN.m.$

$T_{u\,max} = 527.99 KN.$

4. Le ferraillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b= 50*cm*; d = 115*cm*; f_{bc} = 14.2*MPa*; σ_s = 348*Mpa*

			M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix	$A_{ado}(cm^2)$
ELU	**longitudinal**	**Appui**	406.61	0.043	0.978	10.390	4HA16+2HA14	12.56
		Travée	204.77	0.022	0.989	5.174	4HA16	8.04
	transversal	**Appui**	618.13	0.066	0.966	15.990	4HA16+4HA16	16.08
		Travée	319.80	0.034	0.983	8.132	4HA16+2HA12	12.56

Tableau IX.8 : Ferraillage des nervures à l'ELU.

5. Vérifications à l'ELU :

Condition de fragilité :

$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.40 cm^2$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\,MPa$$

Avec : $T_{u\,max} = 652.37KN$

$$\tau_u = \frac{652.37 \times 10^3}{500 \times 1150} = 1.13MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

6. Armatures transversales

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\,mm$ Soit ϕ = 10 *mm*

On prend 2 cadres de ϕ=10*mm*

Espacement des armatures :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;12\phi_L\right\} = \min\{22.5;24\} = 22.5\,cm$$

Soit $St = 10\,cm$ en zone nodale .

Zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5cm$

Soit S_t= 15cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales:

En zone nodale : $A_{min} = 0.003\ S_t b = 1.35 cm^2$

En zone courante : $A_{min} = 0.003\ S_t b = 2.03 cm^2$

Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$A_p = 3\ cm^2/ml \times 1.20 = 3.6\ cm^2$ par parois

Soit donc 2HA16 avec $A_s = 4.02\ cm^2$

Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituants un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments. Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, AUTOCAD, …ou encore le logiciel ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du logiciel ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques Algériennes **(RPA 2003).**

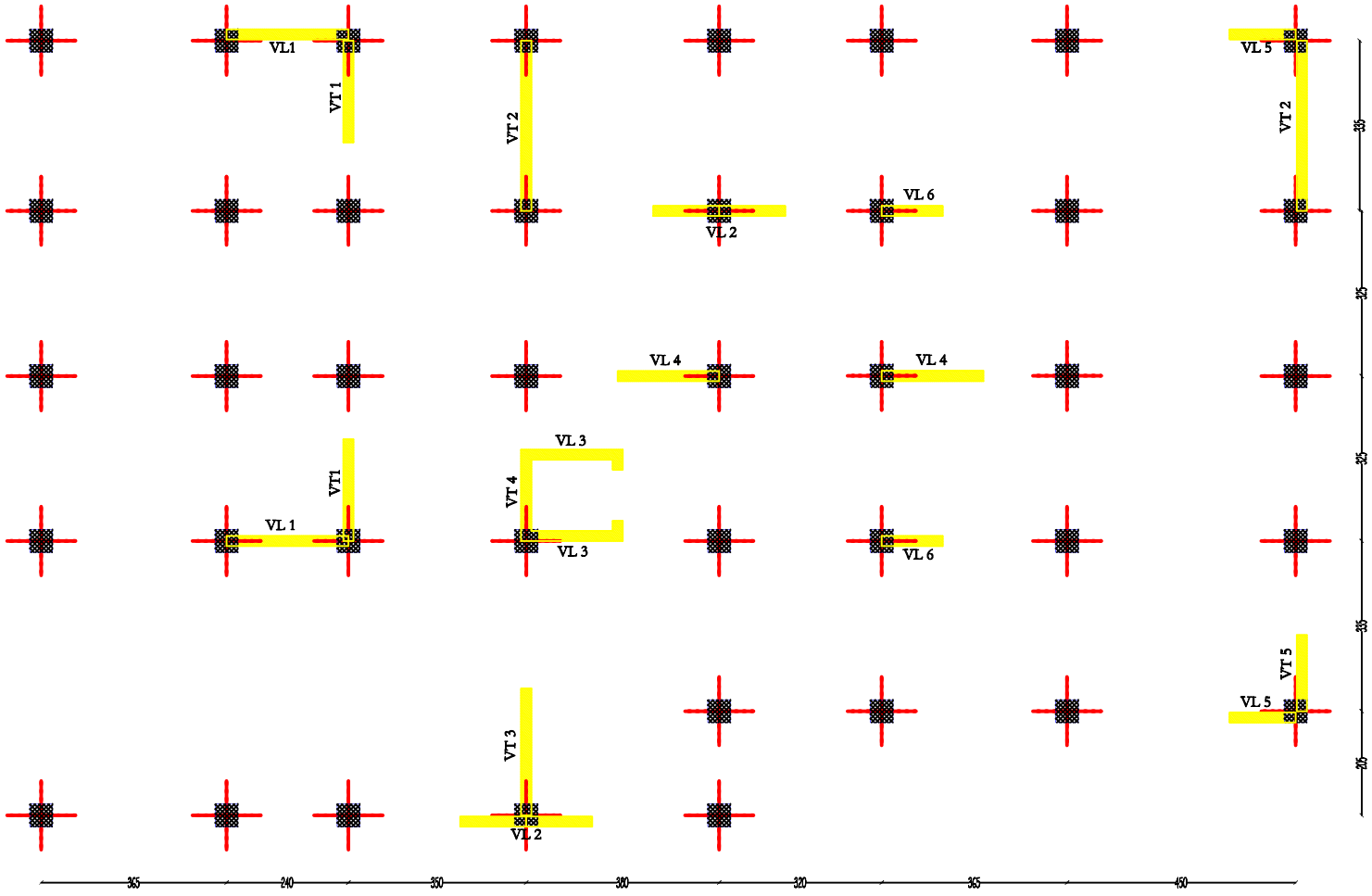
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivantla méthode des états limites ; **BAEL91modifier 99.**

- **DTR B.C.2.2 :** « Charges permanentes et surcharges d'exploitations » **CGS, Alger 1989.**

- Thèses de **MASTER**en génie civil des promotions précédentes.

- Cours et TD des années de spécialité.

-



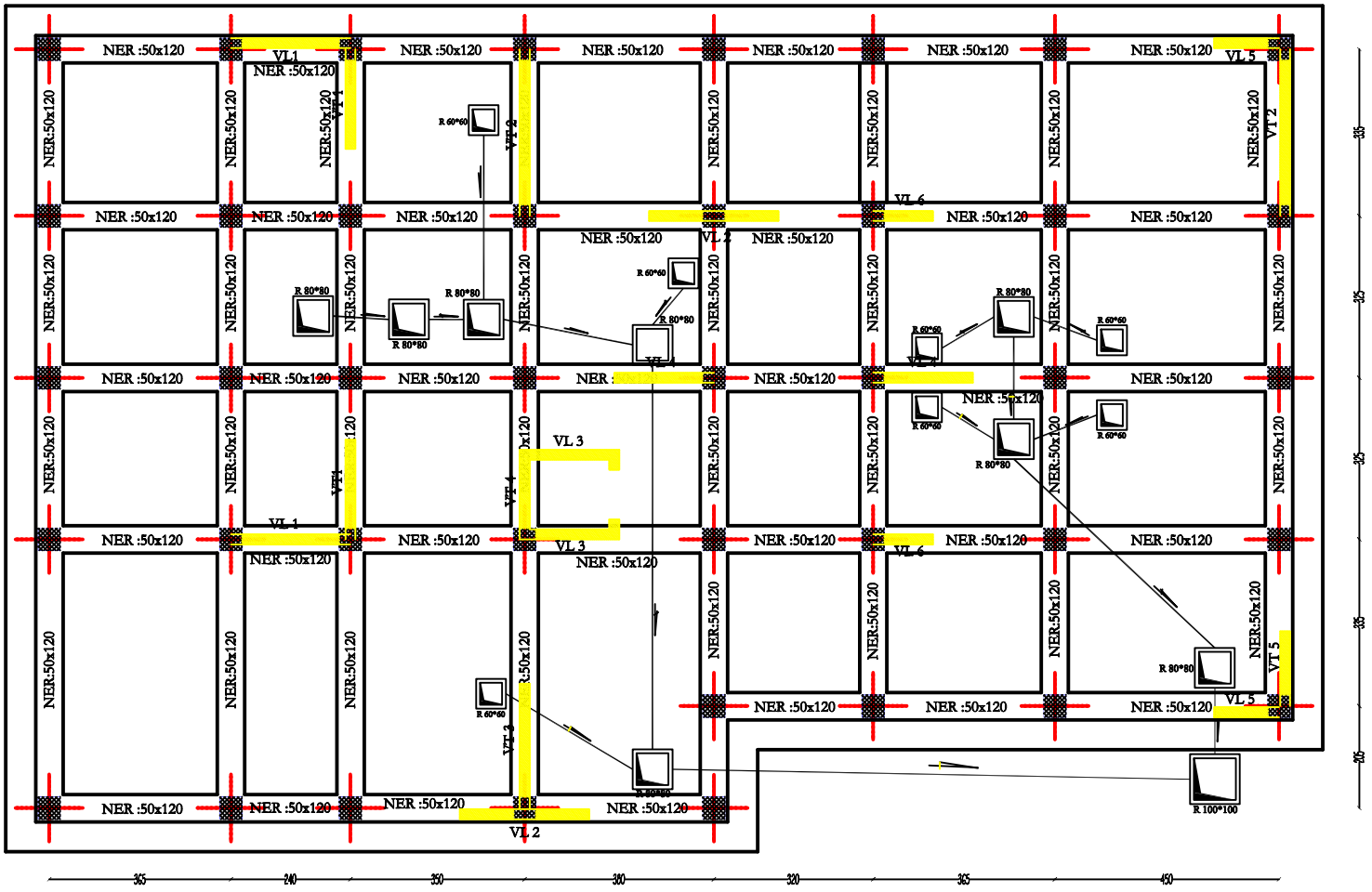
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr ARHAB SAID Mr OURLISSENE NAIM	TITRE: disposition des voiles
DIRIGE PAR : Mr ILLOULI	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE 1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

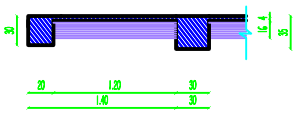
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

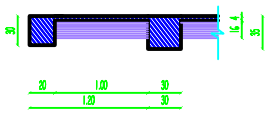
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr ARHAB SAID Mr OURLISSENE NAIM	TITRE: coffrage du radier generale	
DIRIGE PAR : Mr ILLOULI		
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°	ECHELLE 1/25

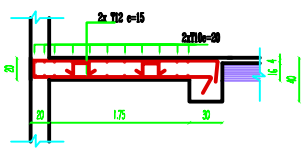
- Coupe 4 - 4 -



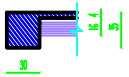
- Coupe 5 - 5 -



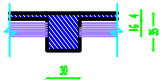
- Coupe 8 - 8 -



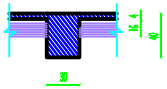
- Coupe 1 - 1 -



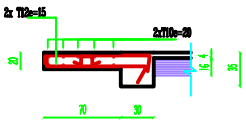
- Coupe 2 - 2 -



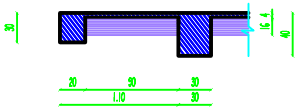
- Coupe 3 - 3 -



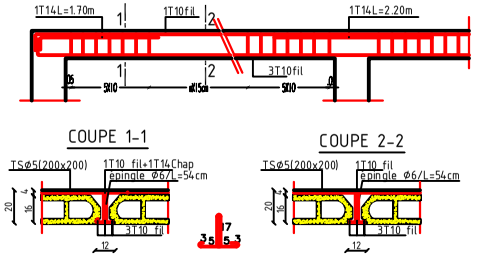
- Coupe 7 - 7 -



- Coupe 6 - 6 -

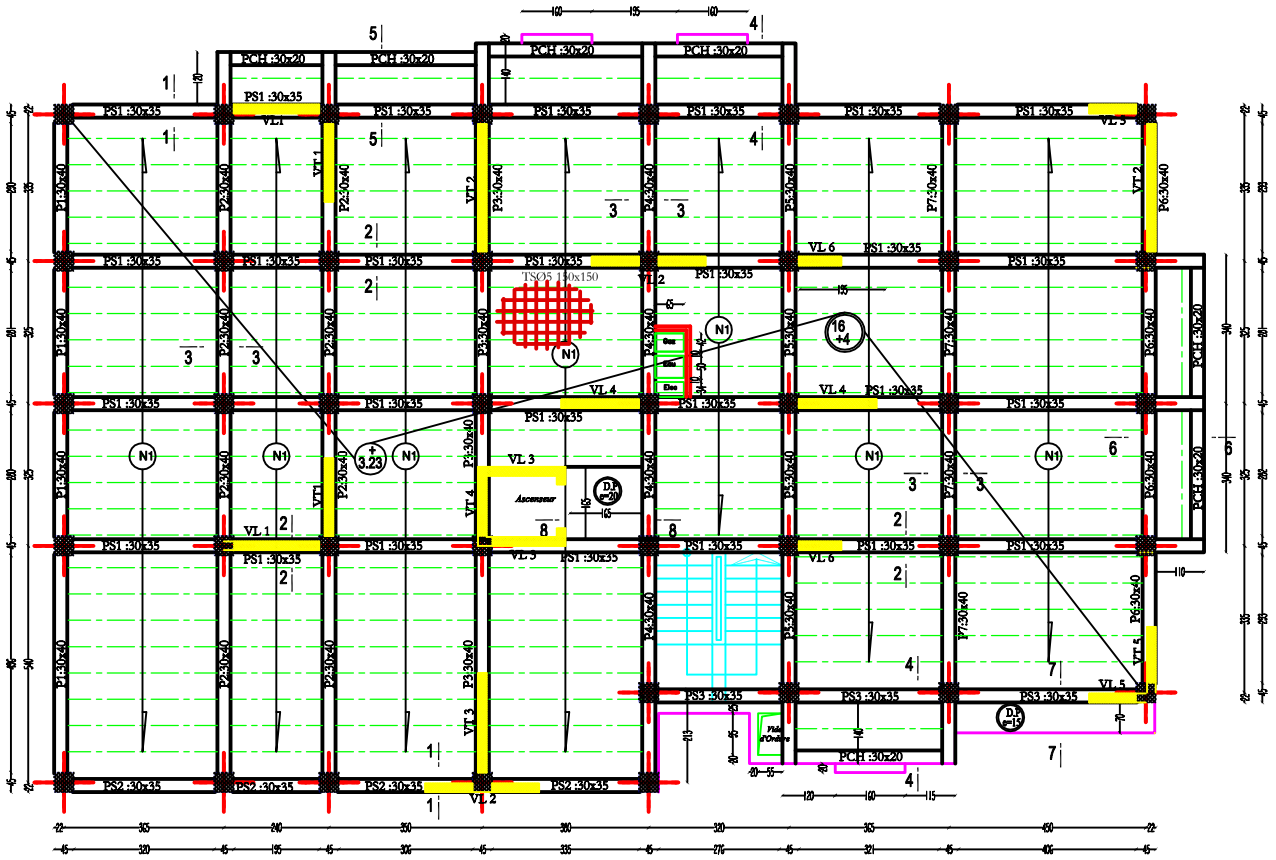


POUTRELLES



COFFRAGE PLANCHER HAUT DU R.D.C

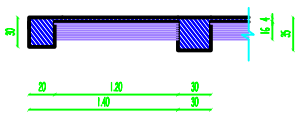
– NIV:+3.40 ECHELLE=1/50–



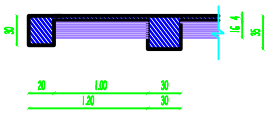
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: Mr ARHAB SAID, Mr OURLISSENE NAIM	TITRE: COFFRAGE PLANCHER HAUT DU RDC NIV :+3.23
DIRIGE PAR: Mr ILLOULI	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE 1/25

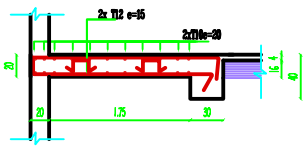
- Coupe 4 - 4 -



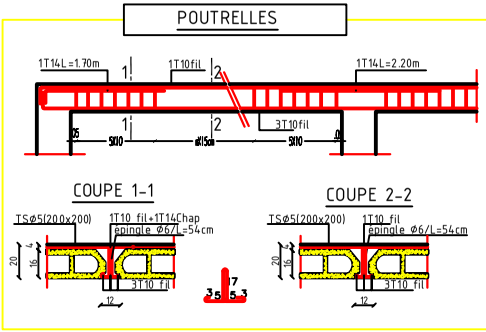
- Coupe 5 - 5 -



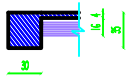
- Coupe 8 - 8 -



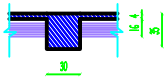
POUTRELLES



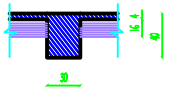
- Coupe 1 - 1 -



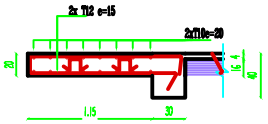
- Coupe 2 - 2 -



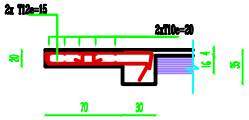
- Coupe 3 - 3 -



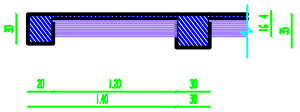
- Coupe 9 - 9 -



- Coupe 7 - 7 -

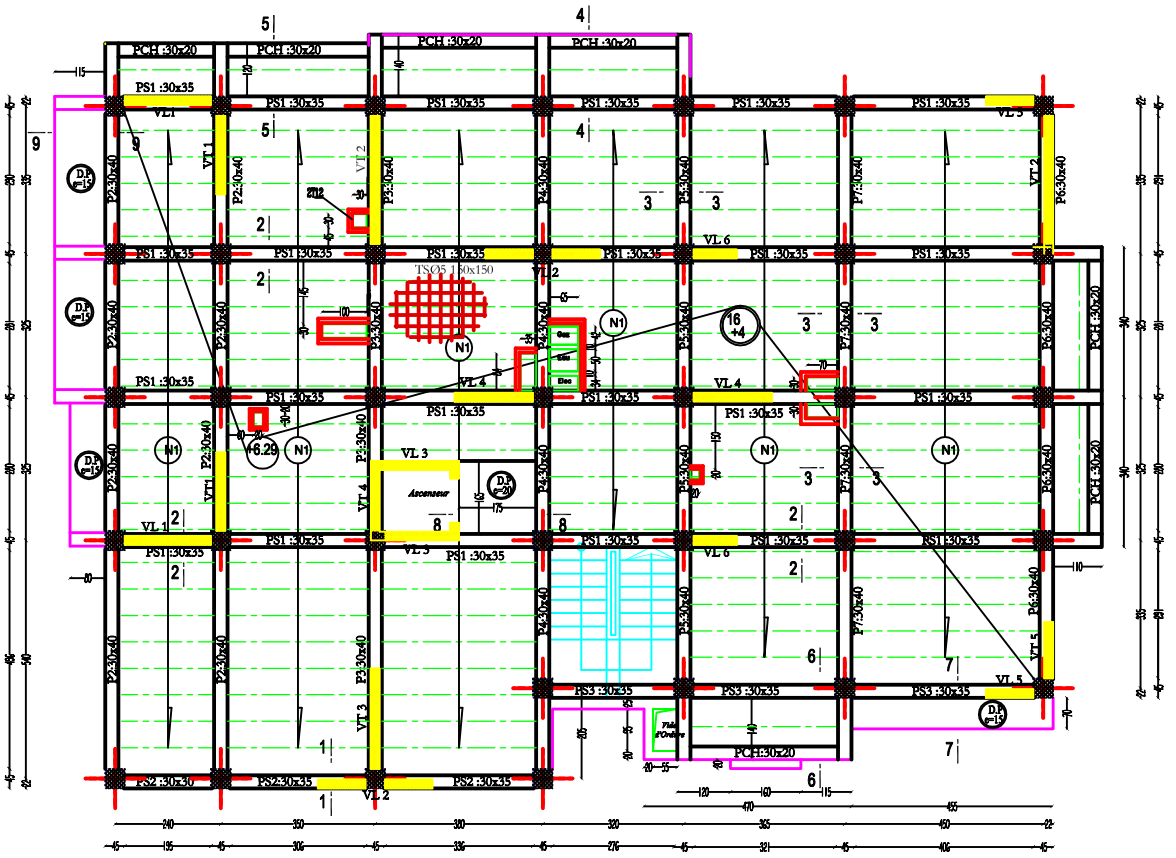


- Coupe 6 - 6 -



COFFRAGE PLANCHER HAUT DU 1er

-ECHELLE=1/50-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

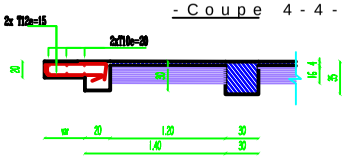
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

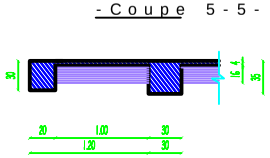
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr ARHAB SAID, Mr OURLISSENE NAIM	TITRE: COFFRAGE PLANCHER HAUT DU 1er ETAGE
DIRIGE PAR : Mr ILLOULI	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° — ECHELLE 1/25

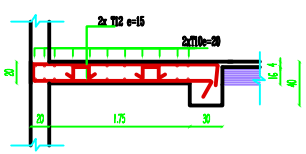
- Coupe 4 - 4 -



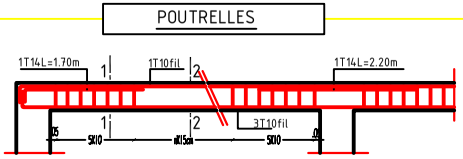
- Coupe 5 - 5 -



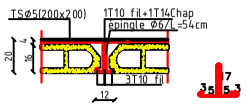
- Coupe 8 - 8 -



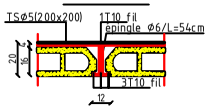
POUTRELLES



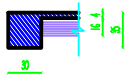
COUPE 1-1



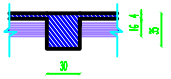
COUPE 2-2



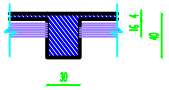
- Coupe 1 - 1 -



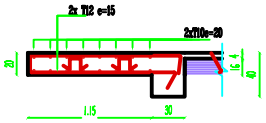
- Coupe 2 - 2 -



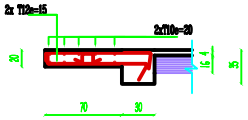
- Coupe 3 - 3 -



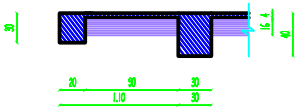
- Coupe 9 - 9 -



- Coupe 7 - 7 -

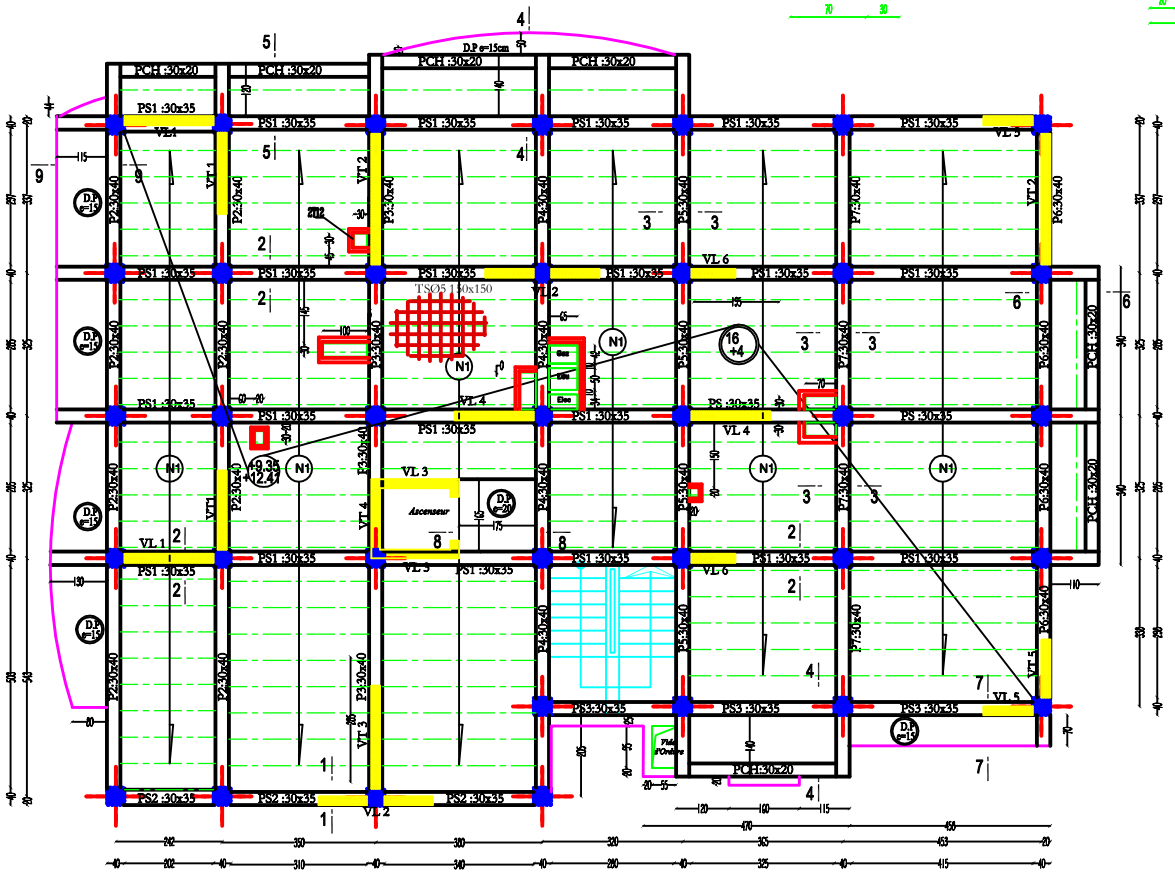


- Coupe 6 - 6 -



COFFRAGE PLANCHER HAUT DU 2 ET 3eme ETAGE

-ECHELLE=1/50-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

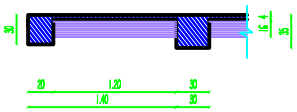
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

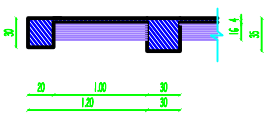
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr ARHAB SAID, Mr OURLISSENE NAIM	TITRE : COFFRAGE PLANCHER HAUT DU 2eme ET 3eme ETAGE
DIRIGE PAR : Mr ILLOULI	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° — ECHELLE 1/25

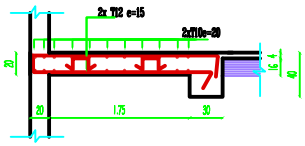
- Coupe 4 - 4 -



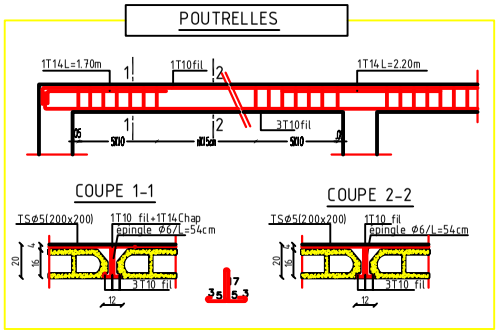
- Coupe 5 - 5 -



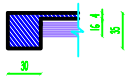
- Coupe 8 - 8 -



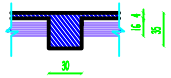
POUTRELLES



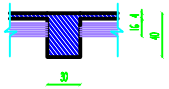
- Coupe 1 - 1 -



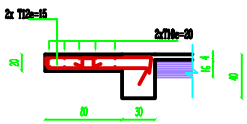
- Coupe 2 - 2 -



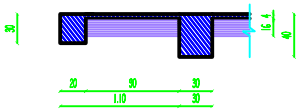
- Coupe 3 - 3 -



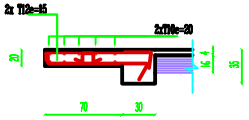
- Coupe 9 - 9 -



- Coupe 6 - 6 -

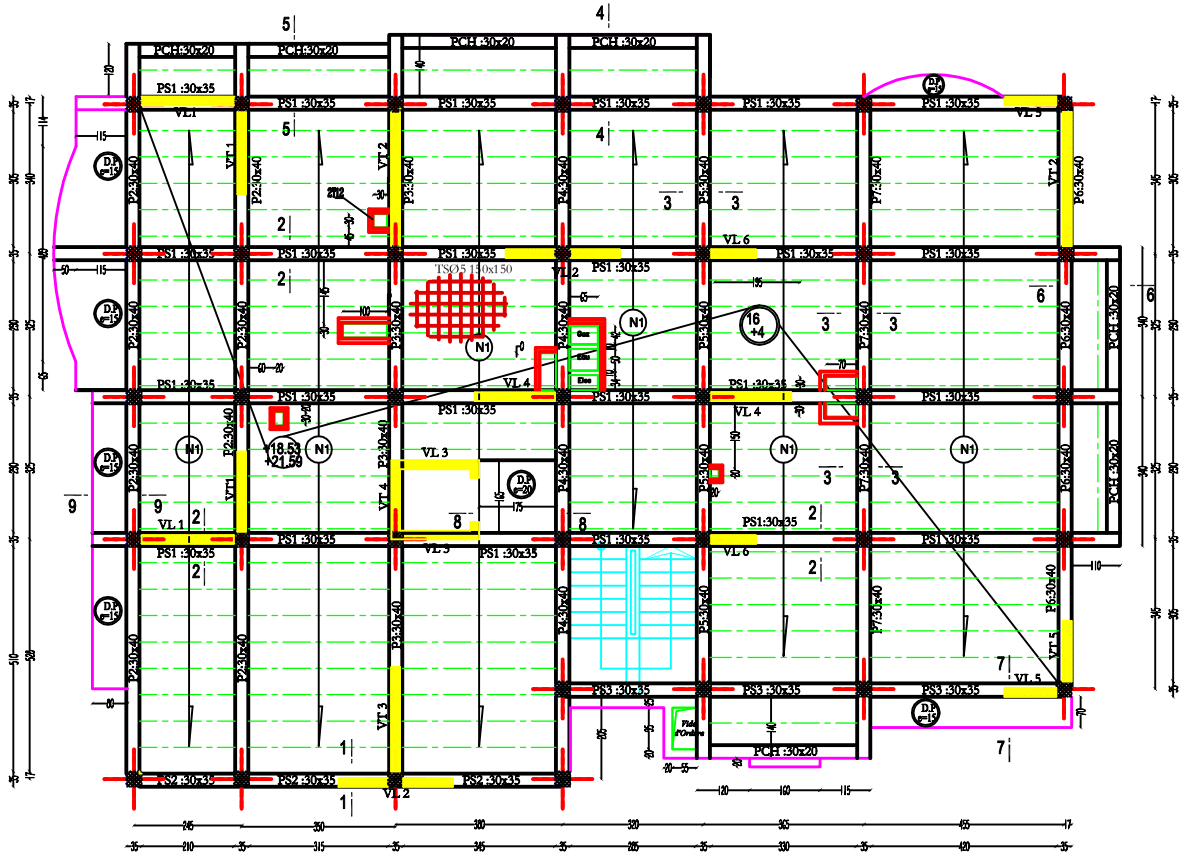


- Coupe 7 - 7 -



COFFRAGE PLANCHER HAUT DU 5eme ET 6eme ETAGE

–ECHELLE=1/50–



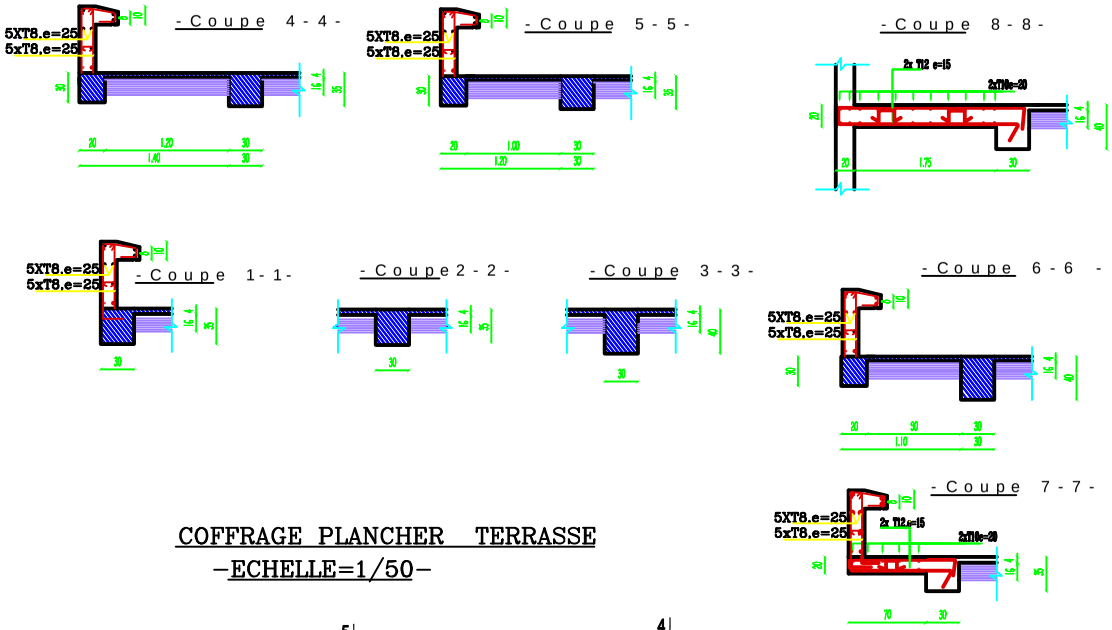
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

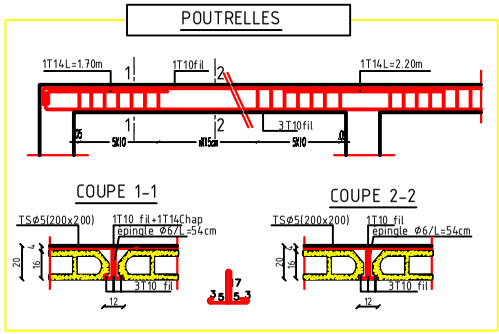
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

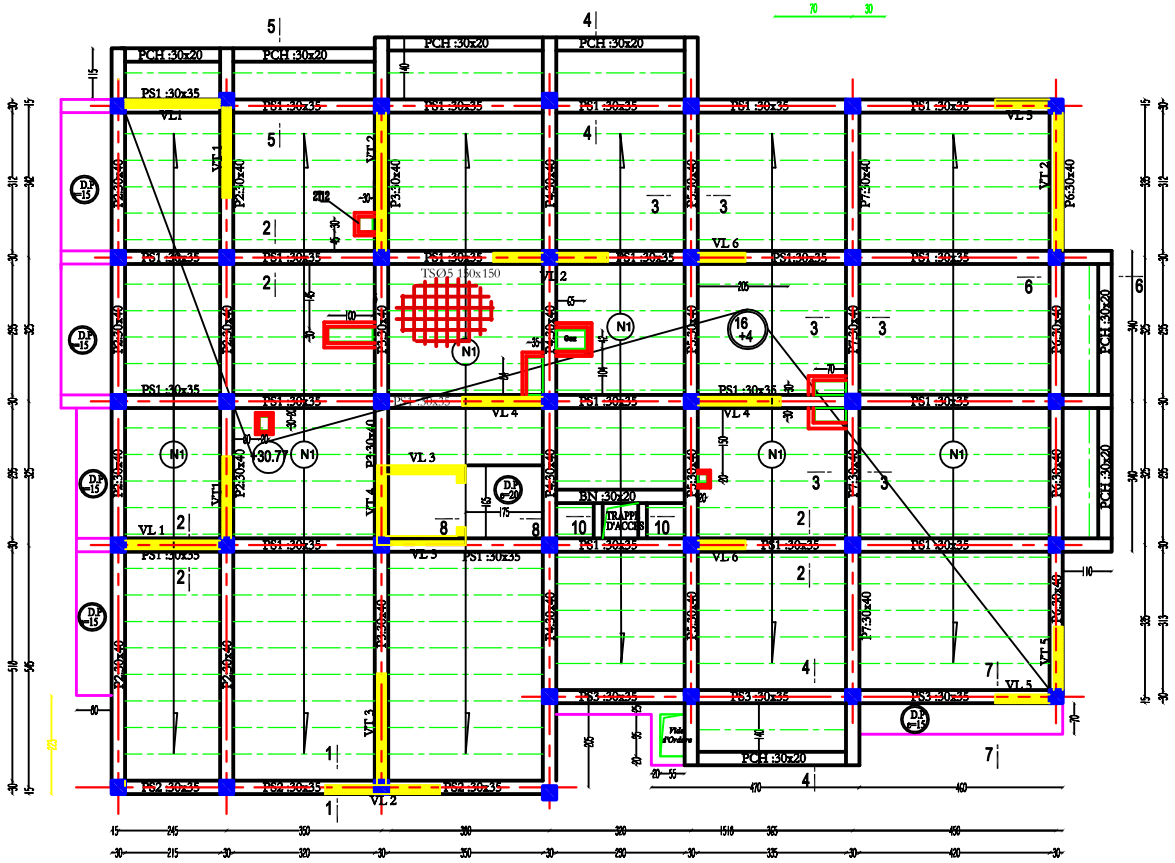
ETUDIE PAR : Mr ARHAB SAID, Mr OURLISSENE NAIM	TITRE: COFFRAGE PLANCHER HAUT DU 5eme ET6eme ETAGE
DIRIGE PAR : Mr ILLOULI	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE 1/25





COFFRAGE PLANCHER TERRASSE

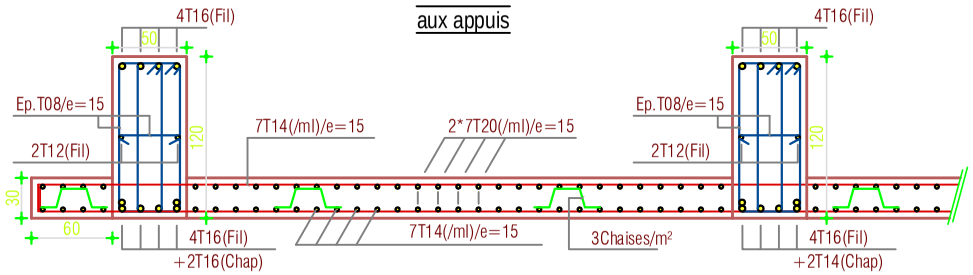
-ECHELLE=1/50-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr ARHAB SAID Mr OURLISSENE NAIM	TITRE: COFFRAGE PLANCHER TERASSE
DIRIGE PAR : Mr ILLOULI	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE 1/25

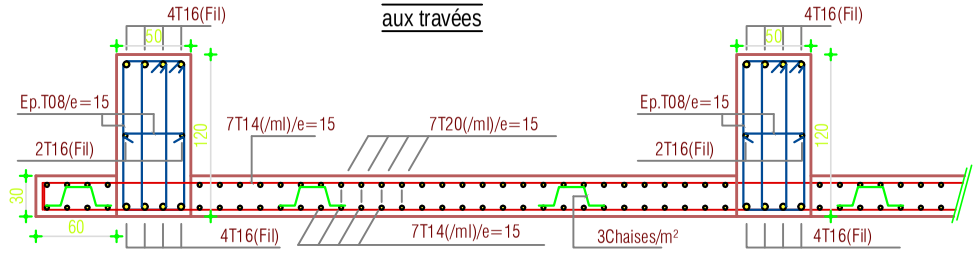
Ferraillage du radier général dans sens x-x

aux appuis



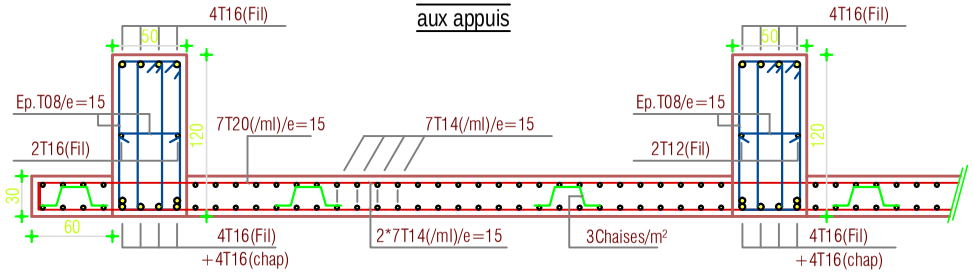
Ferraillage du radier général dans sens x-x

aux travées



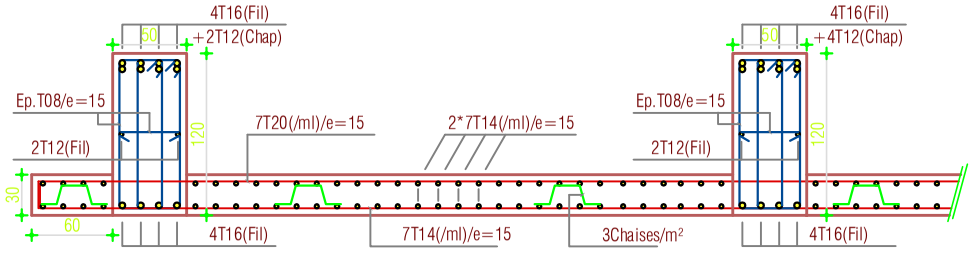
Ferraillage du radier général dans sens y-y

aux appuis

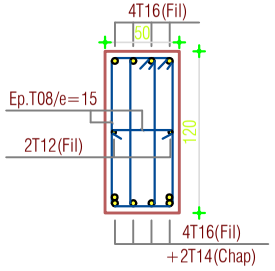


Ferraillage du radier général dans sens y-y

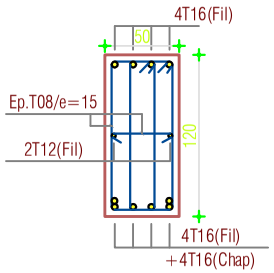
aux travées



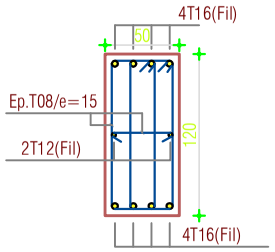
aux appuis sens x-x



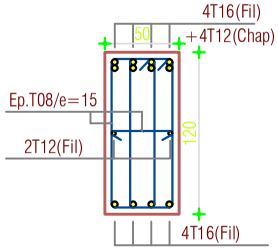
aux appuis sens y-y



aux travées sens x-x



aux travées sens y-y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

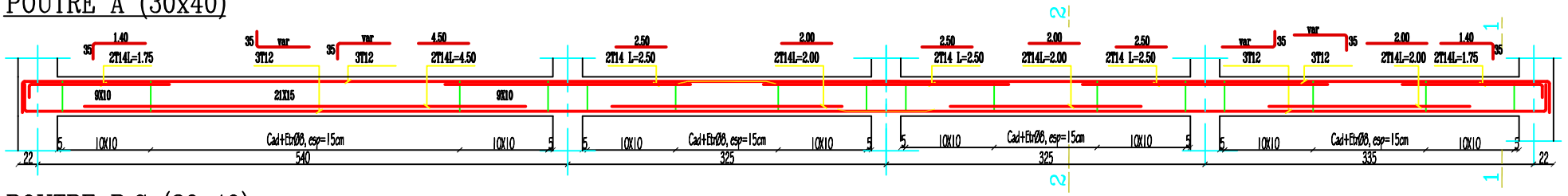
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

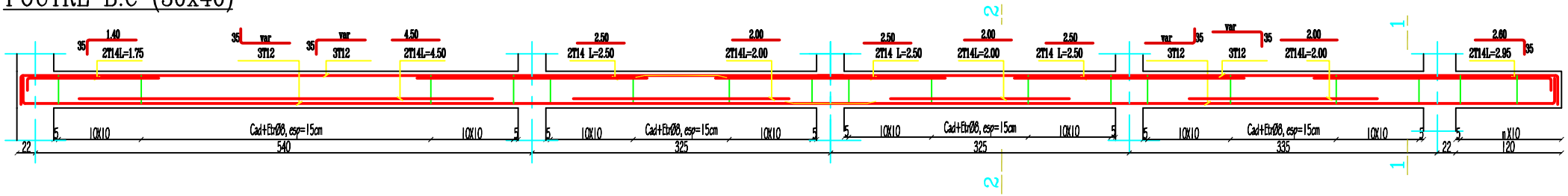
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr ARHAB SAID Mr OURLISSENE NAIM	TITRE: COFFRAGE DU RADIER GENERALE
DIRIGE PAR : Mr ILLOULI	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE 1/25

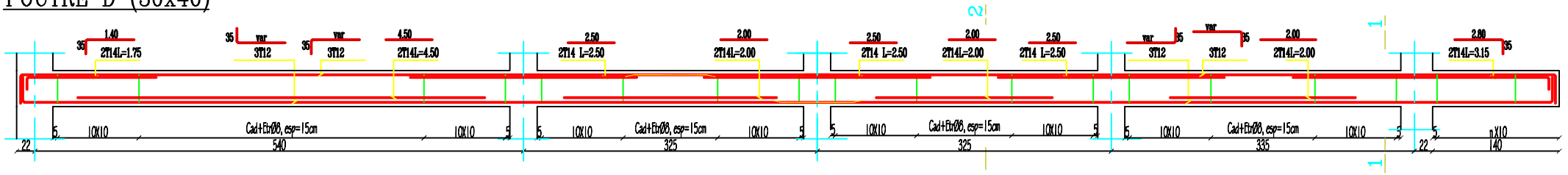
POUTRE A (30x40)

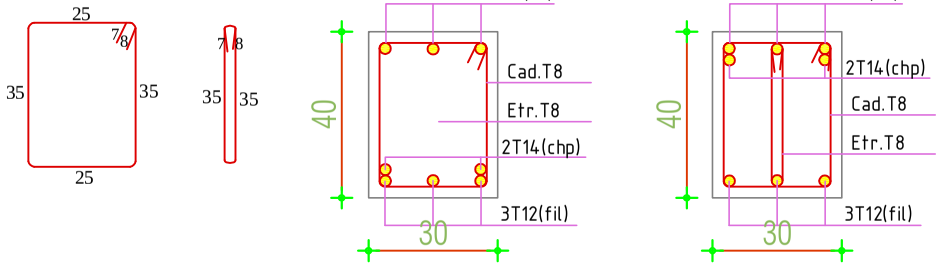


POUTRE B.C (30x40)



POUTRE D (30x40)





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

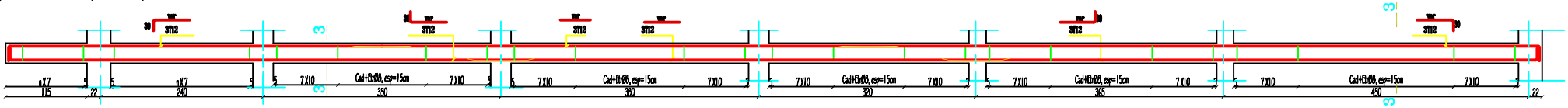
ETUDIE PAR :
Mr ARHAB SAID
Mr OURLISSENE NAIM

DIRIGE PAR :
Mr ILLOULI

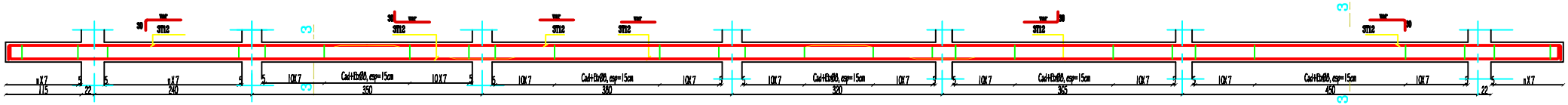
TITRE:
FERAILLGE DES POUTRES PRINCIPALES

PROMOTION 2014-2015 | PLANCHE N° | ECHELLE 1/25

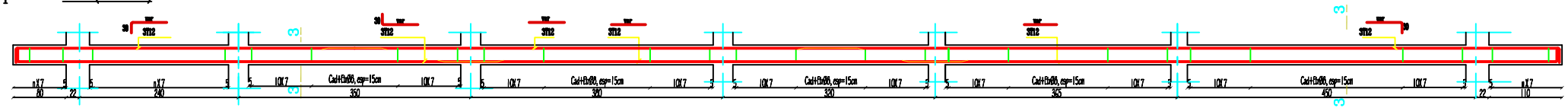
poutres 1 (30x35)



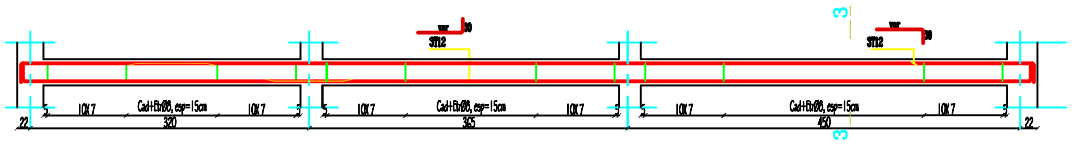
poutres 2.3 (30x35)



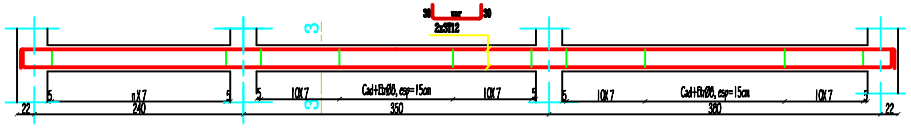
poutres 4 (30x35)



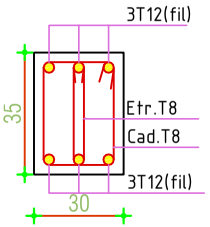
poutres 5 (30x35)

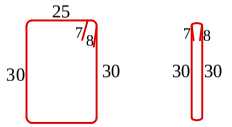


poutres 6 (30x35)



Coupe 3-3



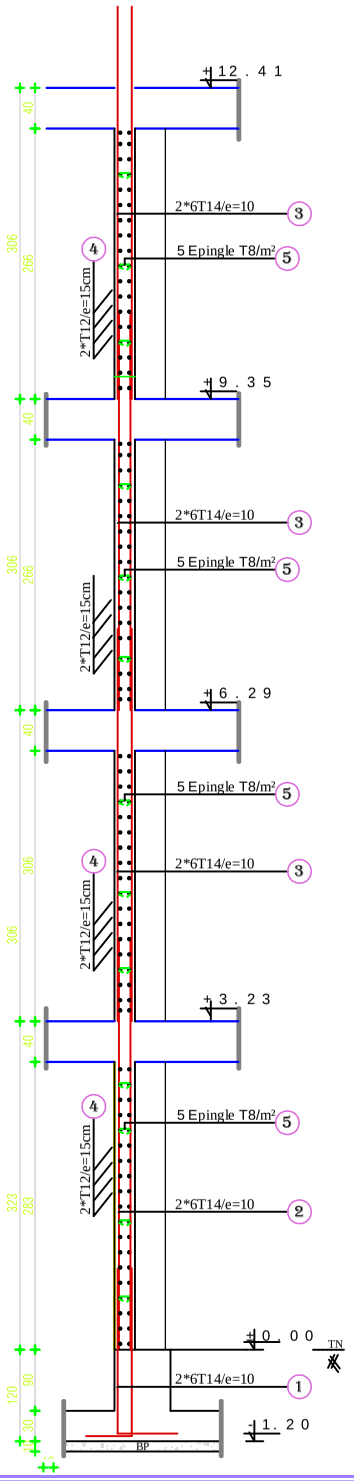


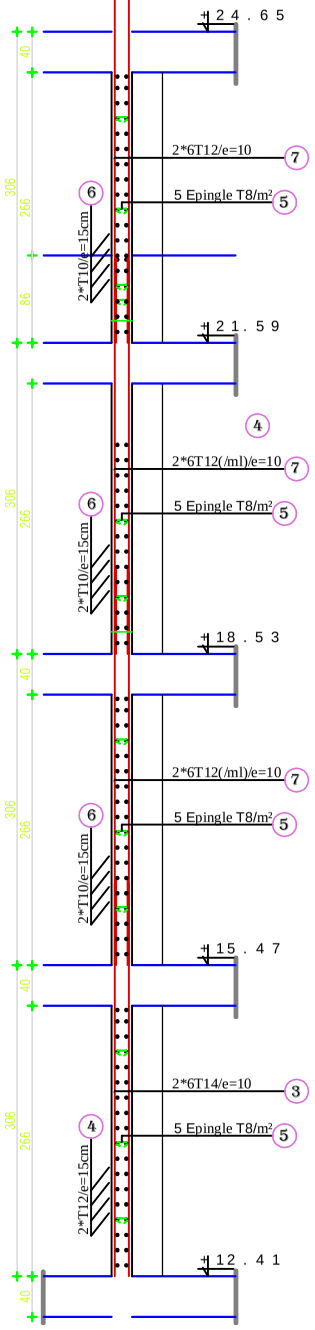
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIECIVIL

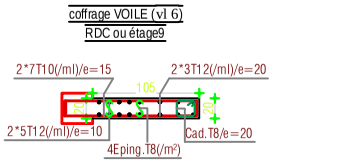
ETUDIE PAR :
Mr ARHAB SAID
Mr OURISSENENAIM

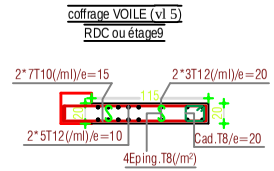
DIRIGE PAR :
Mr ILLOULI

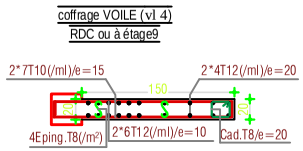
TITRE :
FERAILLGE DES POUTRES
secondaires

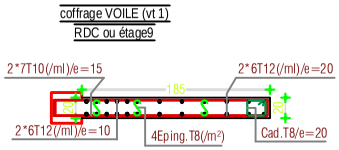


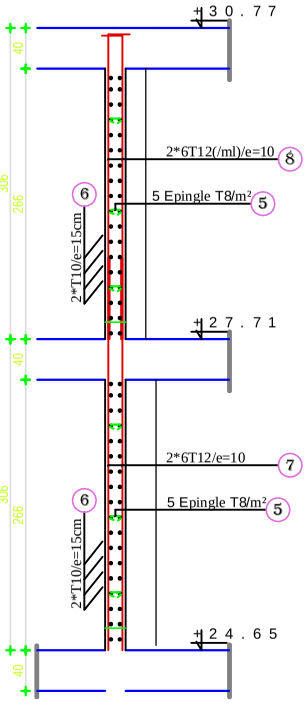


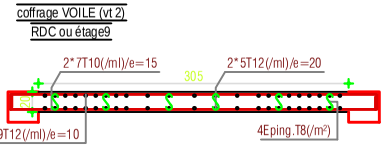


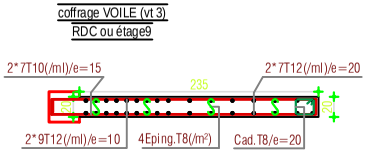


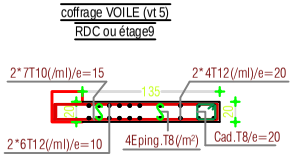


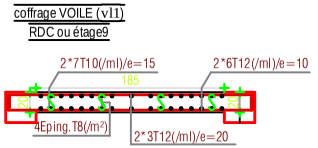


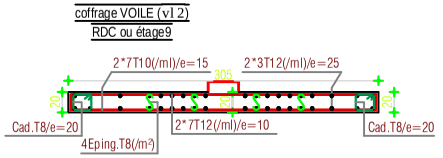


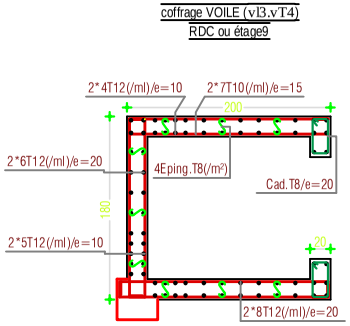












Nomenclature des barres des voiles

N°	Nombre	Nuance	Diamétre	Longueur (cm)	Poids (kg/ml)	Total-long (m)	Total-poids (kg)	Schéma
01	-----	HA	14	250	1.208	-----	-----	50 200
02	----	HA	14	405	1.208	----	----	405
03	----	HA	14	390	1.208	----	----	390
04	-----	HA	12	VAR	0.888	-----	-----	15 VAR
05	-----	HA	08	25	0.395	-----	-----	15 15
06	-----	HA	10	VAR	0.617	-----	-----	15 VAR
07	-----	HA	12	390	0.888	-----	-----	390
08	-----	HA	12	330	0.888	-----	-----	30 300

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr ARHAB SAID

Mr OURLISSENE NAIM

DIRIGE PAR :

Mr ILLOULI

TITRE:

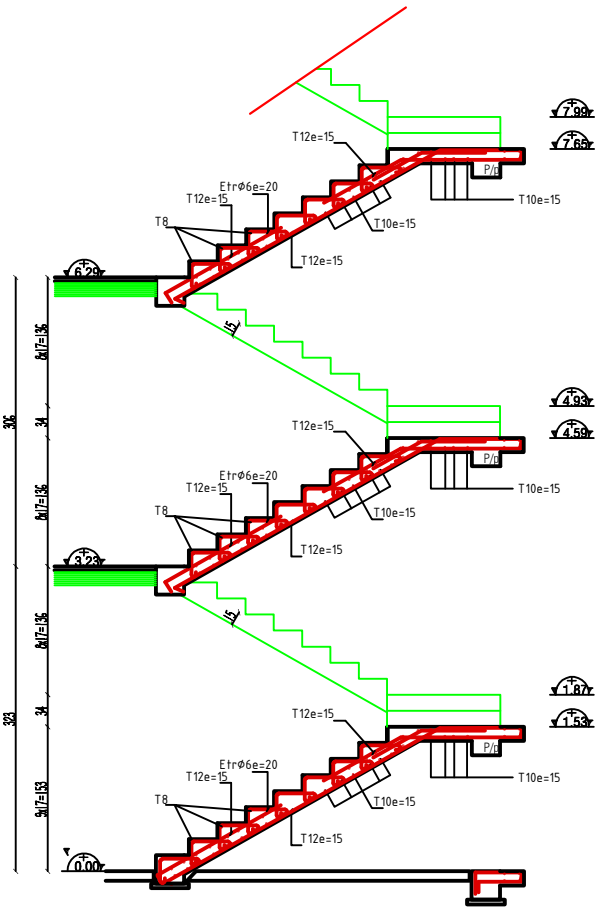
COFFRAGE FERAILLAGE DES VOILES

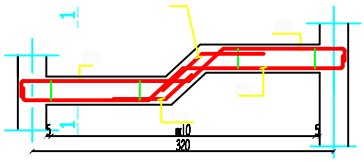
PROMOTION 2014-2015

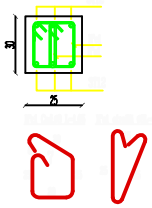
PLANCHE N°

ECHELLE 1/25

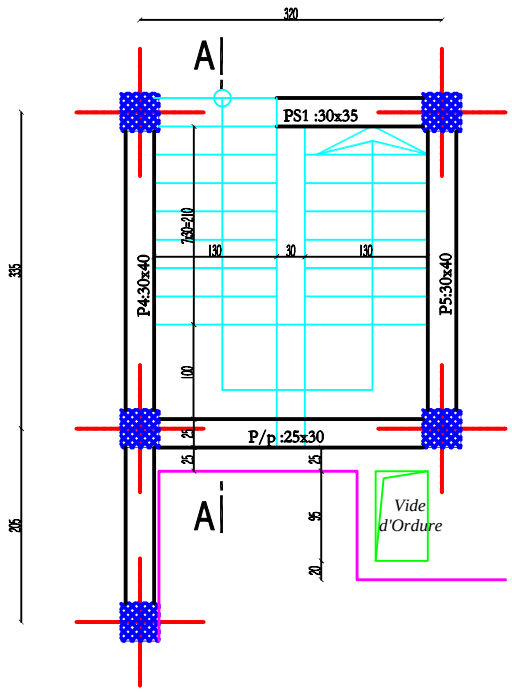
COUPE A–A







VUE EN PLAN ETAGE



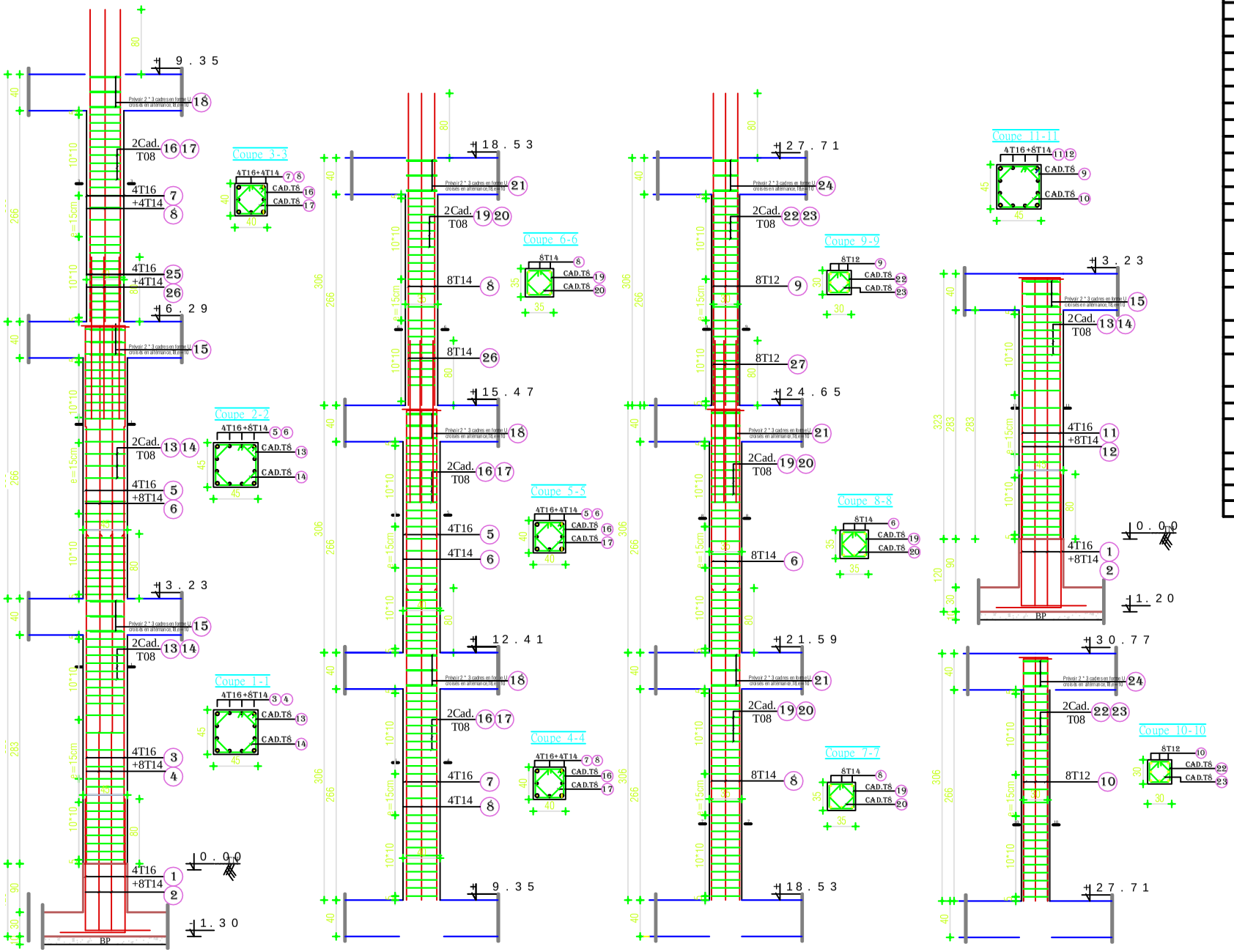
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr ARHAB SAID Mr OURLISSENE NAIM	TITRE: FERAILLAGE DE L'ESCALIER
DIRIGE PAR : Mr ILLOULI	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE 1/25



Nomenclature des barres des poteaux

N°	Nombre	Nuance	Diamètre	Longueur (cm)	Poids (kg/ml)	Total-long (m)	Total-poids (kg)	Schéma
1	----	HA	16	305	1.578	----	----	80 225
2	----	HA	14	305	1.208	----	----	80 225
3	----	HA	16	405	1.578	----	----	405
4	----	HA	14	405	1.208	----	----	405
5	----	HA	16	330	1.578	----	----	30 300
6	----	HA	14	330	1.208	----	----	30 300
7	----	HA	16	390	1.578	----	----	390
8	----	HA	14	390	1.208	----	----	390
9	----	HA	12	390	0.888	----	----	390
10	----	HA	12	380	0.888	----	----	30 300
11	----	HA	16	400	1.578	----	----	80 320
12	----	HA	14	400	1.208	----	----	80 320
13	----	HA	08	175	0.395	----	----	8 40 40
14	----	HA	08	145	0.395	----	----	20 8 20 13 6 13 20 13 20
15	----	HA	08	110	0.395	----	----	35 40 35
16	----	HA	08	155	0.395	----	----	8 35 35
17	----	HA	08	135	0.395	----	----	7 8 30 30
18	----	HA	08	95	0.395	----	----	30 35 30
19	----	HA	08	135	0.395	----	----	8 30 30
20	----	HA	08	115	0.395	----	----	7 8 25 25
21	----	HA	08	80	0.395	----	----	25 30 25
22	----	HA	08	115	0.395	----	----	8 25 25
23	----	HA	08	95	0.395	----	----	7 8 20 20
24	----	HA	08	65	0.395	----	----	20 25 20
25	----	HA	16	200	1.578	----	----	200
26	----	HA	14	200	1.208	----	----	200
27	----	HA	12	200	0.888	----	----	200

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr ARHAB SAID

Mr OURLISSENE NAIM

DIRIGE PAR :

Mr ILLOULI

COFFRAGE FERAILLAGE DES DES POTEAUX

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

ECHELLE 1/25