



*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'Enseignement Supérieur*

*Et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*

*Faculté de technologies*

*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme MASTER 2 génie civil*

*Option : matériaux et structures*

**Thème :**

Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation contreventé par un système mixte

**(Voiles – Portiques)**

**Présenté par :**

M<sup>er</sup> BELAID

M<sup>er</sup> BENCHALLAL

M<sup>er</sup> DJENADI

Fahim

Djamel

Abdelhalim

**Promotrice :**

M<sup>eme</sup> AREZKIS

**Jury:**

M<sup>er</sup> BOUKELOUDA

M<sup>eme</sup> OURABAH

**Promotion 2012-2013**

## ***Remerciements***

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, ALHAMDOU L'LLEH le tout puissant pour nous  
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce  
travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus  
durant toutes nos études.*

*A M<sup>eme</sup> AREZKI: notre promotrice, pour avoir accepté de nous  
guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre  
travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la  
réalisation de ce mémoire.*

***Fahim ,Djamel et Abdelhalim***

## *Dédicaces*

❖ *Je dédie ce modeste travail à :*

- *A mes très chers parents.*
- *A mes frères.*
- *A mes sœurs.*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes amis (es) .*
- *A mes binômes et leur famille.*

**Fahim**

❖ *Je dédie ce modeste travail à :*

- *A mes très chers parents pour leurs sacrifices et leurs soutiens*
- *A mes frères.*
- *A mes sœurs*
- *A tous mes amis(es)sans exception*
- *A mes binômes et leur famille.*

**Djamel**

❖ *Je dédie ce modeste travail à :*

- *A mes très chers parents surtout ma mère*
- *A mes frères.*
- *A mes sœurs*
- *A tous mes amis(es)sans exception*
- *A mes binômes et leur famille.*

**Abdelhalim**

# *Sommaire*

Introduction générale.

Chapitre I : Généralités :

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.3. Les matériaux (acier et béton)	02

Chapitre II : Pré dimensionnement :

II.1. Introduction.	08
II.2. Evaluation des charges et surcharges	08
II.3. Pré dimensionnement	11
II.4. Descente de charge.	18
II.5. Vérification des poteaux	26
II.6. Conclusion.	29

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

III.1. Calcul des planchers	30
III.2. Les escaliers.	66
III.3. L'acrotère.	79
III.4. les dalles pleines.	84
III.5. Calcul des chaînages.	102

Chapitre IV : Etude dynamique :

IV.1. Introduction.	106
IV.2. Objectifs et exigences.	106
IV.3. Méthode de calcul.	106
IV.4. Description du logiciel SAP 2000.	114
IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.	118

Chapitre V : Etude des éléments structuraux :

V.1. Introduction.	124
V.2. Etude des poteaux.	124
V.3. Etude des poutres.	133
V.4. Etude des voiles.	144

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :

VI.1. Introduction.	155
VI.2. Choix du type des fondations.	155
VI.3. Dimensionnement des semelles.	157
VI.4. ferrailage.	162

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

# Introduction générale

---

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

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliqué le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+10, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le sixième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

## I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+5, cette structure est destinée à l'usage d'habitation, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

Le projet est situé à HELLOUANE environ à cinq kilomètres du centre ville de la commune d'OUZELLAGUEN de la wilaya de Bejaia. Il est limité du coté nord par les 50 logements de l'EPLF, du coté ouest par les logements existants de l'OPGI, du coté sud par une voie projetée et du coté Est par un terrain vague.

### I.2.1. Caractéristiques géométriques et architecturale de l'ouvrage :

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural

- La longueur du bâtiment : 25m.
- La largeur du bâtiment : 20.35m.
- Hauteur totale du bâtiment : 19,72m.
- Hauteur du RDC : 3,06m .
- Hauteur des étages courants : 3.06m.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

### I.2.2. Description structurale :

- **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- **Les escaliers :** ils sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- **Les façades et les cloisons :**
  - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm  
Séparées par une âme d'air de 5cm.
  - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- **Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

  - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
  - limitation des tassements différentiels.

### I.3 : Les matériaux (acier et béton) :

**I.3.1. Béton :** est un mélange du ciment, du sable, du granulats et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

#### I.3.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

**a) résistance à la compression  $f_{cj}$  :** Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindrique en béton normalisée 16cm\*32cm dans le laboratoire.

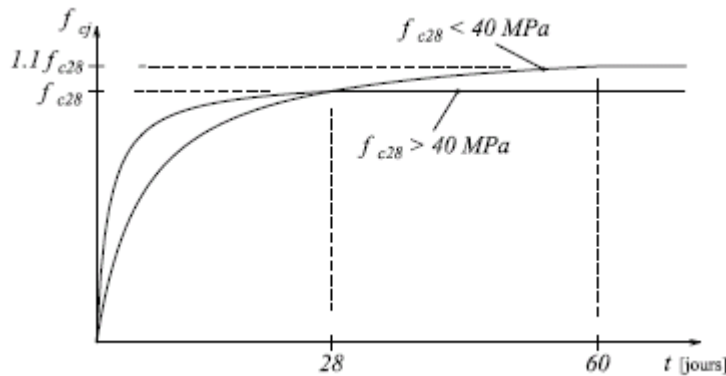
Dans le cas courant le béton est défini du point vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$ .

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$



**Fig I.1:** Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

**b) Résistance à la traction  $f_{ij}$  :** la résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{ij}$ , est

donnée par :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa ;  $f_{i28} = 2,1$  Mpa.

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :** BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$



Dans notre cas on a  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

**d) Module déformation longitudinale du béton :** on distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij}=11000*(f_{cj})^{1/3}. \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij}=3*E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :  $E_{ij} = 11000*(f_{c28.})^{1/3}$ .

$$E_{vj}= (1/3)* E_{ij}.$$

Pour :  $f_{c28.}= 25\text{Mpa}$  on a :

$$E_{i28}=32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28}=10721.40 \text{ MPa}$$

**e) Module déformation transversale du béton**

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

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson CBA93 (article A.2.1.3).

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU :  $\nu = 0$  et  $G=0,5*E$

ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G=0,42*E$

**f) Diagramme contrainte déformation :**

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\varepsilon_{bc}$ ):

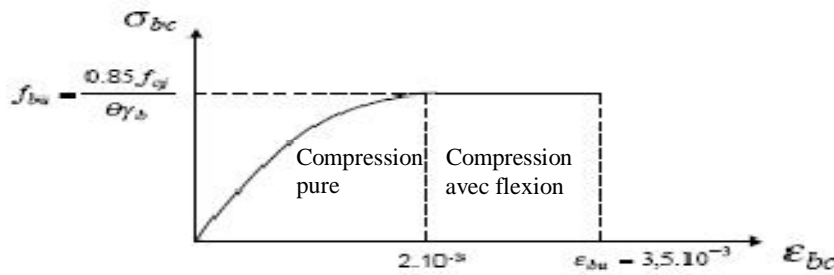


Fig I.2 : Diagramme contrainte déformation à L'ELU.

$-f_{bu}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases} \quad \text{cours BA 3}^{ème} \text{ année}$$

-le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

- $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5(\text{cas courants}) \\ 1.15(\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

**I.3.2 : L'acier:**

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

**I.3.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

- **Contraintes limites  $\sigma_s$  :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS** : **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1** : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas2** : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

**Cas 3** : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

### I.3.2.2 : Principales armatures utilisés :

**Tab I.1** :  $f_e$  en fonction du type d'acier.

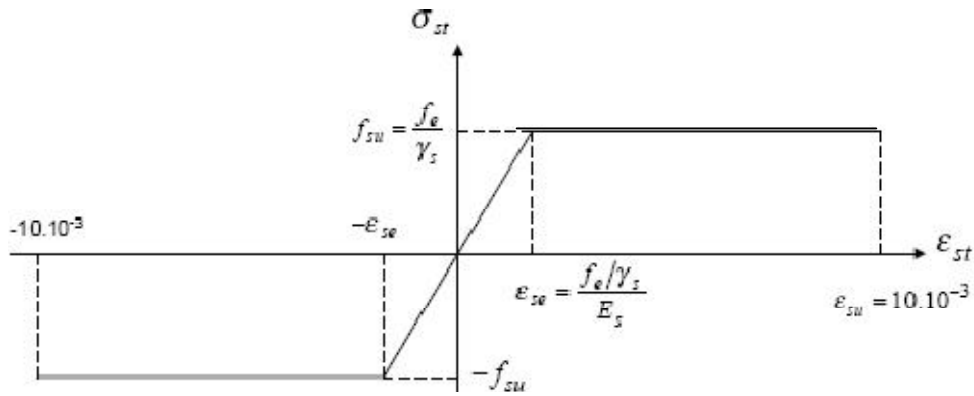
	Aciers ronds lisses	Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE240	FeE400	FeE500
$f_e$ [MPa]	235	400	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

### I.3.2.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hook ( $\sigma = E_\epsilon$ ) de pente  $E=2*10^5 \text{ MPA}$  indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).



**Fig I.3 :** Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

-  $\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

-  $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

**I.3.3 : Matériaux a utilisés :**

**Tab II.2 :** Caractéristique mécanique des matériaux à utilisé

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25	
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable		14,2
		*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15	
	Module de déformation longitudinal instantané $E_{ij}$	32164,19	
	Module de déformation longitudinal différé $E_{vj}$	10721,39	
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400	
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$	
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle		400
		*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/	
	*FN	240	
*FTN	176		



## II.1. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

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

### II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II.1** Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Forme de pente	0.1	2.2
		$G_{tot}=6.53$

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{terr} = 6.53KN / m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à  $Q_{terr} = 1.0KN / m^2$ .

### II.2.2. Plancher de l'étage courant :

**Tableau II.2** Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.1	0.80
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36

Plancher à corps creux (20+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.02	0.20
		$G_{tot}=5.05$

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{étage} = 5.05 \text{ KN} / \text{m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à  $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

### II.2.3. Dalles pleines (balcon) :

**Tableau II.3** Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.140	3.50
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27
		$G_{tot}=4.47$

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{dalle} = 4.47 \text{ KN} / \text{m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à  $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

### II.2.4. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

**Tableau II.4** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27
		$G_{tot}=2.67$

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{mur} = 2.67 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

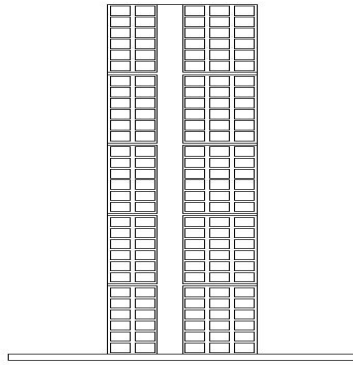


Fig II.1 Murs extérieurs (Doubles parois en briques creuses).

II.2.4. Murs intérieures :

Tableau II.5 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de plâtre	0.02	0.20
		Gtot=1.30

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{mur} = 1.30KN / m^2$ .

II.2.5. Les escaliers :

- La volée :

Tableau II.6 Evaluation des charges sur la volée.

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	$0.15 \cos 32.51^\circ$	4.448
Les marches	$0.17 \sqrt{2}$	2.125
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Revêtement vertical	0.02	0.44
Revêtement horizontal	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Garde de corps	\	0.20
		Gtot=8.253



• **Le palier :**

**Tableau II.7** Evaluation des charges sur le palier.

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
		G <sub>tot</sub> =4.74

$G_{palier} = 4.74KN / m^2 ; G_{paillasse} = 8.253KN / m^2 ; Q_{escalier} = 2.50KN / m^2 .$

**II.3. Pré dimensionnement :**

Afin de pré-dimensionner les éléments structuraux de notre bâtiment nous nous sommes référés aux exigences du RPA 99(version 2003), BAEL 91, DTR et du CBA93.

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- a) Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).
- b) Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

**II.3.1. Eléments secondaires :**

• **Les planchers :**

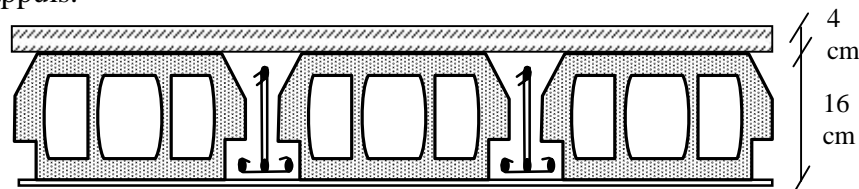
Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

$L$  : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$L = 400cm \Rightarrow h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77cm.$$



**Fig II.2**Plancher à corps creux creux.

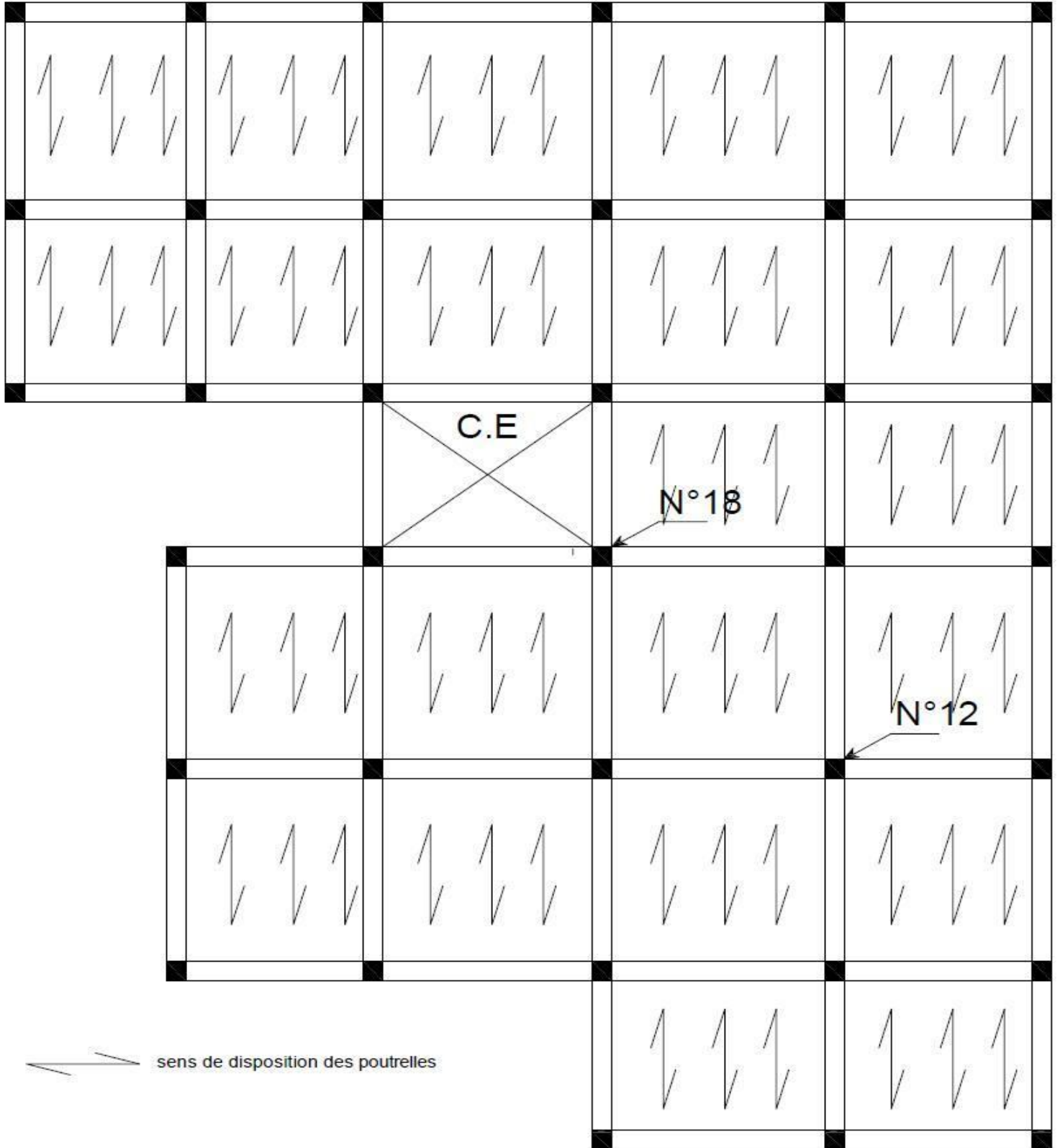
Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (16+4)=20cm. Avec :

16cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

• **Les Poutrelles :**

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.



**Fig. II.3 :** Sens de Disposition des poutrelles.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$$

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures successives.

$L_y$  : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres Secondaires.

$$L_y = 340 - 35 = 305\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 305/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 30.5)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit :  $b = 65\text{cm}$

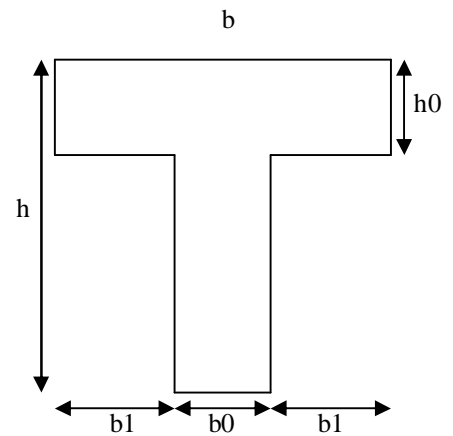


Fig. II.4: Schema d'une poutrelle.

• **Les escaliers :**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- ✓  $H_0$  : demi-hauteur d'étage.
- ✓  $L_0$ : longueur totale d'escalier.
- ✓  $g$  : le giron.
- ✓  $h$  : hauteur de la contre marche.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire. Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

Or :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{ Nombre de contre marches.} \\ n-1 : \text{ Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.85m.$$

$$\frac{430}{30} \leq e \leq \frac{430}{20}$$

⇒ 14.33 ≤ e ≤ 21.50cm Soit e = 15cm.

$$\frac{l}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64 \quad (l: \text{longueur de la volée}; h: \text{hauteur de la volée})$$

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 305 \times n + 153 = 0.$$

$$\Rightarrow n = 9$$

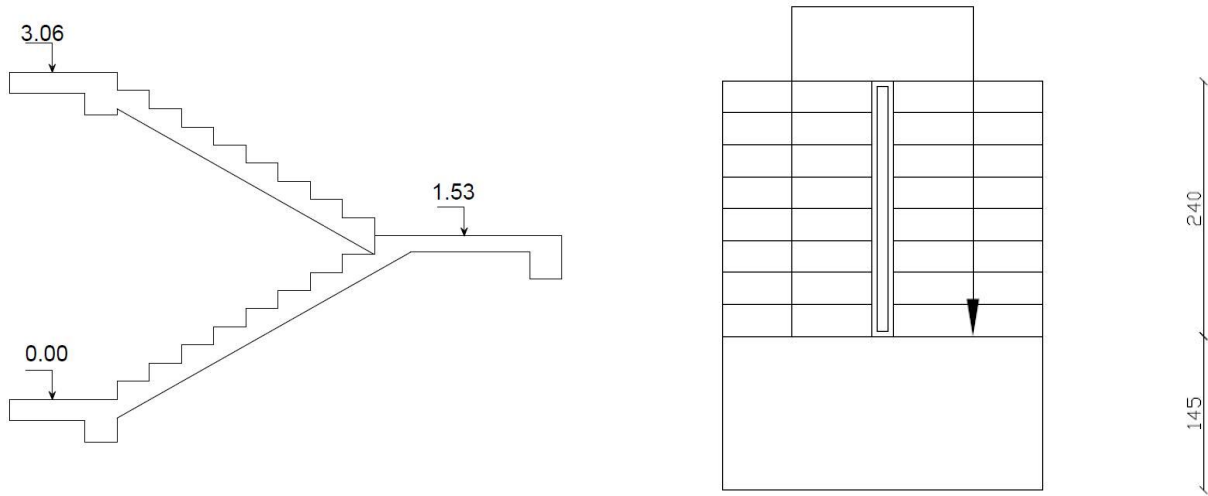


Fig II.5 Vue en plan et coupe de l'escalier.

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Pour  $g$  on le prend égal à 30cm.

On remplace dans (1) on trouve :

$$\Rightarrow 0.59 \leq 0.64 \leq 0.64 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

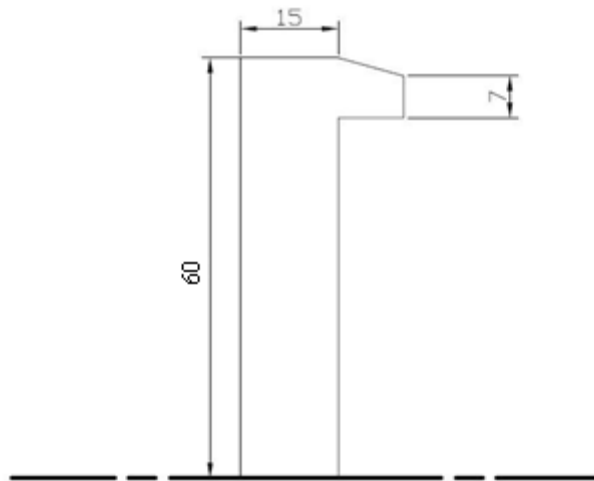
- **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend  $H = 60 \text{ cm}$

$$S_{\text{inacce}} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{\text{inacce}} = 0.0985 \text{ m}^2$$



**Fig II.6.**Acrotère

**II.3.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux :**

• **Voiles :**

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

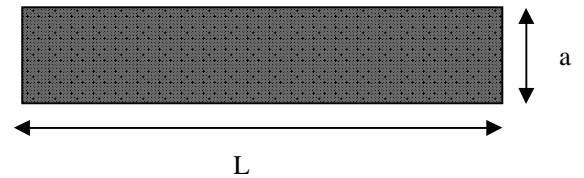
L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15cm \right].$$

$$a \geq \max \left[ \frac{286}{20}; 15cm \right].$$

$$\Rightarrow a \geq \max [14.3; 15cm].$$

**RPA99** (Article 7.7.1)



**Fig II.7** Vue en plan d'un voile.

Soit a = 15cm pour tous les étages.

Langueur des voiles :

$$L \geq 4 \times a = 60cm.$$

• **Les poutres :**

**1- Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

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

$L_{max}$  : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{max} = 430 - 30 = 400cm .$$

$$L_{max} = 400cm .$$

$$\Rightarrow 26.66cm \leq h \leq 40cm.$$

On prend : h=35cm .

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \dots\dots\dots (2)$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 35\text{cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$ .

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \\ h = 35\text{cm} > 30\text{ cm} \\ h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = 30 \times 35\text{ cm}^2$$

### 2- Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

$L_{\max}$  : Longueur maximale de la poutrelle entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 440 - 35 = 405\text{cm} \Rightarrow 20.33\text{cm} \leq h \leq 40.5\text{cm}.$$

On prend:  $h = 30\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$ .

### Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 30\text{ cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$ .

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \\ h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = 30 \times 30\text{ cm}^2$$

Vérification de la flexibilité (selon le BAEL91) :

$$h/l \geq 1/16 \rightarrow h \geq l/16 = 410/16$$

$h \geq 25.625\text{cm}$

on a  $h=30 > 25.625\text{cm}$  .....condition vérifiée

• **Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}. \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}. \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06\text{m}$  Pour tous les étages.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

RDC+1 <sup>er</sup> étage+2eme étage	$b_1 \times h_1 = 35 \times 40\text{cm}^2$ .
3eme étage → 5eme étage	$b_1 \times h_1 = 35 \times 35\text{cm}^2$ .

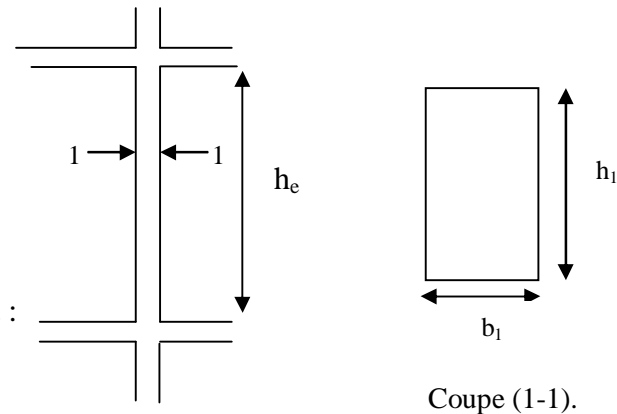


Fig. II.8. Hauteur libre d'étage.

Les sections des poteaux seront déterminées après avoir effectué la descente de charge.

**II.4. Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivit par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.



➤ **Poteau N°12 :**

✓ La surface afférente pour la charge permanente  
 $S=3.5184+3.3447+3.9741+3.7778=14.615 \text{ m}^2$

$\Rightarrow S = 14.615 \text{ m}^2$

✓ La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$S=4.25 \times 4$

$\Rightarrow S = 17 \text{ m}^2$

✓ Les charges et surcharges :

- Plancher terrasse :

$G = 14.615 \times 6.53 = 95.436 \text{ KN}$

$Q = 17 \times 1 = 17 \text{ KN}$

- Plancher étages courant :

$G = 14.615 \times 5.05 = 73.805 \text{ KN}$

$Q = 17 \times 1.5 = 25.5 \text{ KN}$

- Les poteaux :

RDC+1 <sup>er</sup> étage+2eme étage	$b_1 \times h_1 = 35 \times 40 \text{ cm}^2$ . $G=(0.35 \times 0.4 \times 3.06) \times 25=10.71 \text{ KN}$
3eme étage → 5eme étage	$b_1 \times h_1 = 35 \times 35 \text{ cm}^2$ . $G=(0.35 \times 0.35 \times 3.06) \times 25=9.37 \text{ KN}$

$G_{pp} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.7375 + 1.9625) = 9.7125 \text{ KN}$

$G_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times (2.025 + 1.925) = 8.8875 \text{ KN}$

Donc :  $G_{poutre}=9.7125+8.8875 \Rightarrow G_{poutre}=18.60 \text{ KN}$

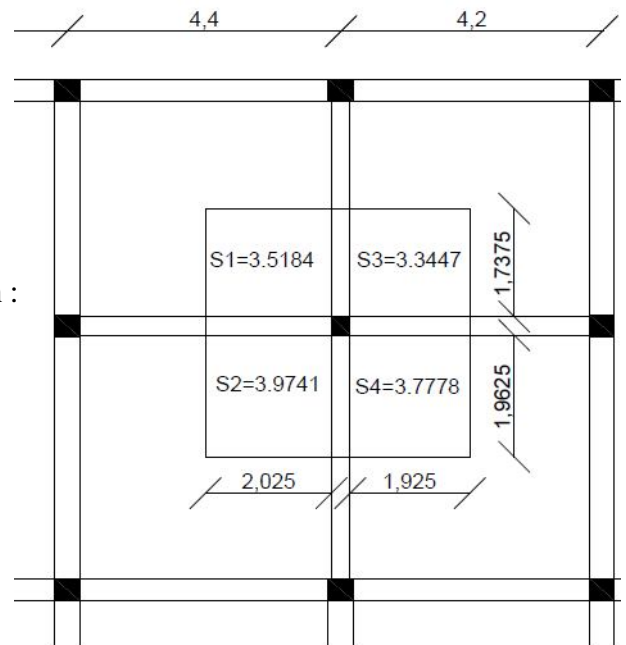
✓ La loi de dégression :

Enoncé de la loi de dégression :

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales :

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_5 = Q$  (Étages à usage d'habitation), et soit  $Q_0$  la

Surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.



Donc la loi de dégression sera comme suit :

Terrasse :  $Q_0$

Etage 5 :=  $Q_0 + Q$

Etage 4 :  $= Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Etage 3 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Etage 2 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Etage 1 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$  **DTR B.C 2.2**

Plancher terrasse inaccessible	$Q_0 = 17 \text{ KN}$
5eme étage	$Q_0 + Q = 42.5 \text{ KN}$
4eme étage	$Q_0 + Q + 0.9 \times Q = 65.45 \text{ KN}$
3eme étage	$Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q = 85.85 \text{ KN}$
2eme étage	$Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q = 103.7 \text{ KN}$
1 <sup>er</sup> étage	$Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q = 119 \text{ KN}$

➤ Descente de charge :

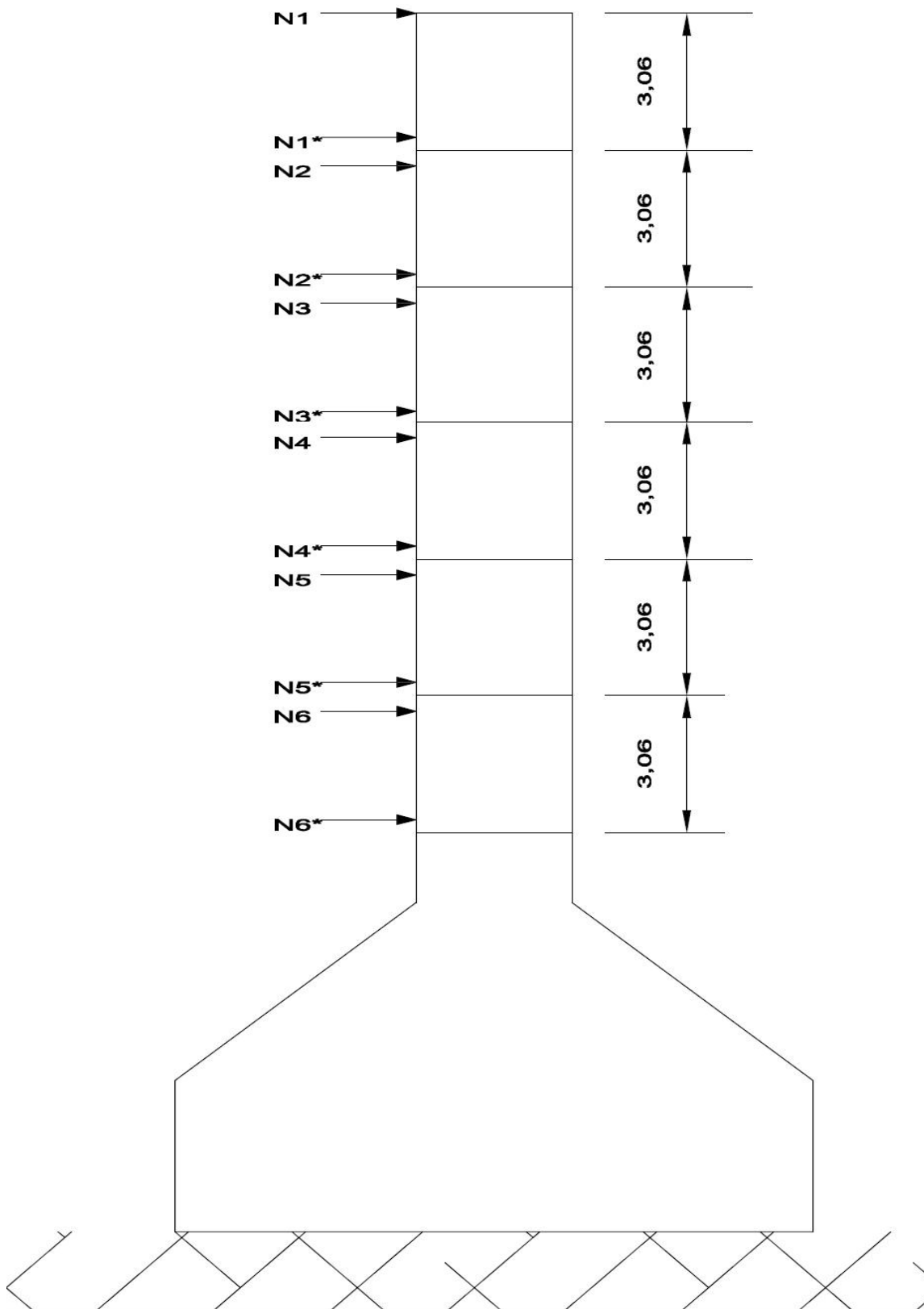


Fig. II.9 Descente des charges.

➤ Calcul de l'effort normal à la base :

Tableau II.8 Descente de charge du poteau N°12

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	95.436	17
	Poutres	18.60	
	Total	114.036	
N1*	Venant de N1	114.036	
	Poteaux	9.37	
	Total	123.406	
N2	Venant de N1*	123.406	42.5
	Plancher corps creux	73.805	
	Poutres	18.60	
	Total	215.811	
N2*	Venant de N2	215.811	
	Poteaux	9.37	
	Total	225.181	
N3	Venant de N2*	225.181	65.45
	Plancher corps creux	73.805	
	Poutres	18.60	
	Total	317.586	
N3*	Venant de N3	317.586	
	Poteaux	9.37	
	Total	326.956	
N4	Venant de N3*	326.956	85.85
	Plancher corps creux	73.805	
	Poutres	18.60	
	Total	419.361	
N4*	Venant de N4	419.361	
	Poteaux	10.71	
	Total	430.071	
N5	Venant de N4*	430.071	103.7
	Plancher corps creux	73.805	
	Poutres	18.60	
	Total	522.476	

N5*	Venant de N5	522.476	
	Poteaux	10.71	
	Total	533.186	
N6	Venant de N5*	533.186	119
	Plancher corps creux	73.805	
	Poutres	18.60	
	Total	525.591	
N6*	Venant de N6	525.561	
	Poteaux	10.71	
	Total	536.271	

Donc à la base on aura les charges et les surcharges suivantes :

$$G_t=536.271\text{KN.} \quad Q_t=119\text{KN.}$$

➤ **Poteau d'escalier N°18**

✓ Calcul de la surface afférente :

La surface afférente pour la charge permanente :

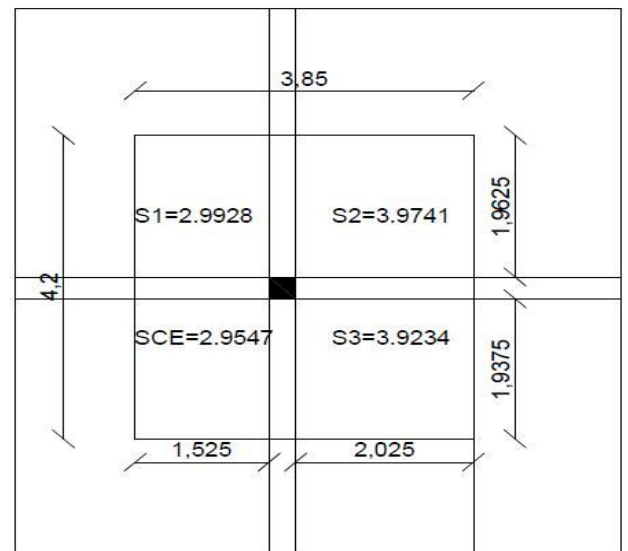
$$S=S1+S2+S3=2.9928+3.9741+3.9234$$

$$\Rightarrow S = 10.89\text{m}^2$$

$$SCE=2.9547\text{m}^2$$

$$L_{pp}=3.9 \text{ m.}$$

$$L_{ps}=3.55 \text{ m.}$$



✓ Calcul de l'effort normal à la base :

✓ Les charges et surcharges :

✓ Poids des poutres :

$$G_{poutres}=L_{ps}\times(0.30\times0.30\times25) +L_{pp}(0.30\times0.35\times25)$$

Gpoutres= 18.993KN.

✓ Plancher terrasse :

$$G = 6.53 \times (10.89 + 2.9547) = 90.40\text{KN.}$$

$$Q = (10.89 + 2.9547) \times 1 = 13.84\text{KN}$$

✓ Plancher étages courant :

$$G = 5.05 \times 10.89 = 54.99\text{KN.}$$

$$Q = 10.89 \times 1.5 = 16.335\text{KN}$$

✓ Escalier :

$$G = 8.253 \times 2.9547 = 24.385\text{KN.}$$

$$Q = 2.5 \times 2.9547 = 7.38\text{KN}$$

✓ Les poteaux :

RDC+1 <sup>ier</sup> étage+2eme étage	$b_1 \times h_1 = 35 \times 40\text{cm}^2$ . $G=(0.35 \times 0.4 \times 3.06) \times 25=10.71\text{KN}$
3eme étage →5eme étage	$b_1 \times h_1 = 35 \times 35\text{cm}^2$ . $G=(0.35 \times 0.35 \times 3.06) \times 25=9.37\text{KN}$

✓ Calcul de l'effort normal à la base :

✓ Les résultats de la descente des charges pour le poteau d'escaliersont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.9** Descente de charge du poteau N°18

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	90.40	13.840
	Poutres	18.993	
	Total	109.393	
N1*	Venant de N1	109.393	13.840
	Poteaux	9.37	
	Total	118.763	
N2	Venant de N1*	118.763	13.840
	Plancher corps creux	54.99	
	Poutres	18.993	
	Total	192.746	
			30.175

N2*	Venant de N2	192.746	30.175
	Poteaux	9.37	
	escalier	24.385	7.380
	Total	226.501	37.555
N3	Venant de N2*	226.501	37.555
	Plancher corps creux	54.99	16.335
	Poutres	18.993	
	Total	300.484	53.890
N3*	Venant de N3	300.484	53.890
	Poteaux	9.37	
	escalier	24.385	7.3800
	Total	334.239	61.27
N4	Venant de N3*	334.239	61.270
	Plancher corps creux	54.99	16.335
	Poutres	18.993	
	Total	408.222	77.605
N4*	Venant de N4	408.222	77.605
	Poteaux	10.71	
	escalier	24.385	7.380
	Total	443.317	84.985
N5	Venant de N4*	443.317	84.985
	Plancher corps creux	54.99	16.335
	Poutres	18.993	
	Total	517.300	101.320
N5*	Venant de N5	517.300	101.320
	Poteaux	10.71	
	escalier	24.385	7.38
	Total	552.395	108.7
N6	Venant de N5*	552.395	108.7
	Plancher corps creux	54.99	16.335
	Poutres	18.993	
	Total	626.378	125.035
N6*	Venant de N6	626.378	125.035

	Poteaux	10.71	
	escalier	24.385	7.38
	Total	661.473	132.415

Donc à la base on aura les charges et les surcharges suivantes :

$$G_t = 661.473 \text{ KN.}$$

$$Q_t = 132.415 \text{ KN.}$$

**Tableau II.10** Résultats dans les deux descentes.

Poteau	G (KN)	Q (KN)
Poteau N12	536.271	119
Poteau d'escalier	661.473	132.415

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau d'escalier qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 661.473 \text{ KN}, Q_{totale} = 132.415 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times 661.473 + 1.5 \times 132.415 = 1091.611 \text{ KN.}$$

## II.5. Vérification des poteaux:

### II.5.1. Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

Selon le CBA93 l'effort doit être majoré de 10%

$$N_u^* = 1.1 N_u = 1200.77 \text{ KN.}$$

On doit vérifier que :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1200.77 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.080 \text{ m}^2$$



On a  $B = 0.40 \times 0.35 = 0.14m^2$

$B \geq 0.080m^2 \rightarrow$  condition vérifiée ;

### II.5.2. Vérification au flambement :

#### Pour le 1er étage :

D'après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_{ui} \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1) } B_r.$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton .

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$  .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.86 = 2.002m.$$

$$B = 0.40 \times 0.35 = 0.14m^2 .$$

$$I = \frac{0.35 \times 0.4^3}{12} = 1.867 \times 10^{-3} m^4 .$$

$$i = \sqrt{\frac{1.867 \times 10^{-3}}{0.14}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{2.002}{0.115} = 17.41 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.626}{35}\right)^2} = 0.804$$

$A_s / B_r \geq 0.8\%$  en zone II .....(art.7.4.2.1)RPA99.

On prend  $A_s / B_r = 1\%$ .

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_u^*}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1.20077}{0.804 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.0679 m^2$$

Or nous avons  $B_r = (40 - 2) \times (35 - 2) \times 10^{-4} = 0.1254 m^2$

$0.1254 > 0.0679$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

**Tableau II.11:** Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu(Kn)	sections (cm <sup>2</sup> )	Condition $B_r > B_r$ calculé		observation
			Br(m)	Br calculé(m)	
RDC	1200.77	40×35	0.1254	0.0706	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	999.66	40×35	0.1254	0.0565	vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	725.95	40×35	0.1254	0.0410	vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	543.12	35×35	0.1089	0.0300	vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	362.10	35×35	0.1089	0.0204	vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	181.09	35×35	0.1089	0.0102	vérifiée

## II.6. Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par RPA99 addenda 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à (30×35)cm pour les principales et (30×30)cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient

les plus sollicités et il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (N°18). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

- Poutres principales :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $30 \times 30 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du RDC et le 1<sup>er</sup> étage, 2<sup>ème</sup> étage :  $35 \times 40 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux des étages 3, 4 et 5 :  $35 \times 35 \text{ cm}^2$ .

### III.1. Calcul des planchers :

#### III.1.1.Introduction:

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre+charge d'exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.

#### III.1.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

##### a) Disposition :

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

- le critère de la petite portée.
- le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

##### b) Pré- dimensionnement:

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :  $h = 20\text{cm}$ . pour les planchers terrasse inaccessible et d'habitation  $h=(16+4)\text{cm}$ .

\* Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 55 cm de largeur.

\* Table de compression de 4 cm.

Une dalle pleine pour les balcons de 14 cm d'épaisseur.

##### c)Détermination de la largeur de la table de compression :

$h$  : Hauteur du plancher = 20 cm.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$l_x$  : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

$l_y$  : Distance minimale entre nus des poutres perpendiculaires à  $l_x$ .

$$b_0 = (0.4;0.6) \times h = (8;12)cm$$

Soit :  $b_0 = 10cm$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{305}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5;30.5)$$

Soit :  $b_1 = 27.5cm$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65cm$$

Soit :  $b=65cm$ .

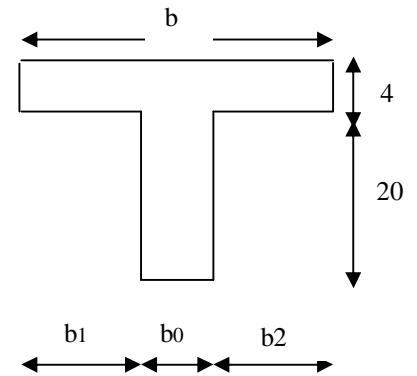


Fig III.1. Schéma d'une poutrelle

**d) Différents types de poutrelles :**

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles:

- **Type 1 :**

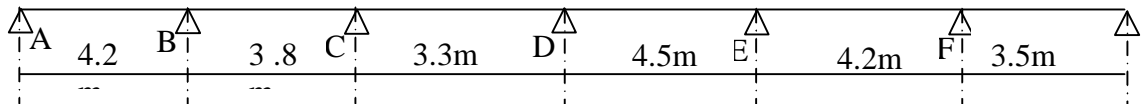


Fig III.2. : Schéma du 1<sup>ier</sup> type de poutrelles .

- **Type 2 :**

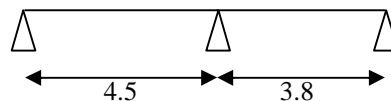


Fig III.3. Schéma du 2<sup>eme</sup> type de poutrelle

- **Type 3 :**

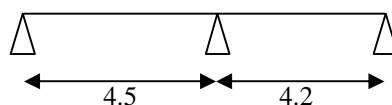


Fig III.4. Schéma du 3<sup>eme</sup> type de poutrelle

**e) Méthodes de calcul**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.
- Méthode de Caquot minoré.

❖ **La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

**Vérification des conditions de BAEL :**

1<sup>ère</sup> condition :

➔ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.53 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.53; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

➔ Plancher étage courant :

$$G = 5.05 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.05; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots \text{ Vérifiée.}$$

2<sup>ème</sup> condition :

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.3}{4.5} \leq 1.25 \dots \text{ n'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{4.2}{3.8} \leq 1.25 \dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{4.5}{4.2} \geq 1.25 \dots \text{ Vérifiée.}$$

La 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> condition sont vérifiées.

▪ **Principe de la méthode forfaitaire :** [BAEL 91]

✓ **Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

Les conditions à vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$  : pour les appuis de rive.

• **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

- **La méthode de Caquot :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées.

- **La méthode de Caquot minoré :**

Elle est applicable pour les planchers a surcharges modérées si l'une des 3 dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

### III.1.3 Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

#### III.1.3.1 Poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

$$G=6.53 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$Q=1 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

- ✓ **Les combinaisons d'action :**

$$q_u = [(1.35 \times 6.53) + (1.5 \times 1)] \times 0.65 = 6.705 \text{ KN} / \text{m} .$$

$$q_s = (6.53 + 1) \times 0.65 = 4.895 \text{ KN} / \text{m} .$$

- **Type 1 :**

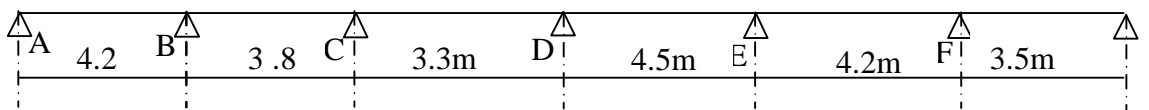


Fig. III.5. Schéma du 1<sup>er</sup> type de poutrelle

- ❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{ KN} / \text{m}^2$  .→ vérifiée .
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.→ vérifiée.
- Fissuration peut nuisible→ vérifiée.



- Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$   
 $3.3/4.5=0.73 < 0.8 \rightarrow n'$ est pas vérifiée .
- Donc on applique la méthode de CAQUOT minorée :

$$G'=2/3G=4.353 \text{ KN} / m^2 .$$

$$qu' = (1.35 \times 4.353 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 4.795 \text{ KN} / m .$$

$$qs' = (4.353 + 1) \times 0.65 = 3.479 \text{ KN} / m .$$

✓ **Calcul des moments aux appuis :**

$M_A = M_G = 0 \rightarrow$  Appuis de rive.

• **Appui B :**

$$M_B = - \left[ \frac{qg \times l'g^3 + qd \times l'd^3}{8.5(l'g + l'd)} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_B = -8.270 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELU.} \\ M_B = -6.00 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELS.} \end{array} \right.$$

• **Appui C :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_C = -4.618 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELU.} \\ M_C = -3.350 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELS.} \end{array} \right.$$

• **Appui D :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_D = -5.882 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELU.} \\ M_D = -4.267 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELS.} \end{array} \right.$$

• **Appui E :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_E = -6.875 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELU.} \\ M_E = -4.974 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELS.} \end{array} \right.$$

- **Appui F :**

$$M_F = -5.484 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELU.}$$

$$M_F = -3.979 \text{ KN.M.} \rightarrow \text{ELS.}$$

- ✓ **Calcul des moments en travées :**

$$M(x) = q/2 \times x(l-x) + M_i(1-x/l) + M_{i+1}(x/l)$$

- **Travée AB:**

$$M(x) = 6.705/2 \times X(4.2-X) - 8.270(X/4.2).$$

$$M(x) = -3.35x^2 + 12.114x.$$

$$dM/dx = 0 \rightarrow x = 1.807 \text{ m.}$$

$$M_t^{AB} = 10.942 \text{ KN.M} \rightarrow \text{ELU.}$$

$$M_t^{AB} = 8.002 \text{ KN.M} \rightarrow \text{ELS.}$$

- **Travée BC:**

$$M(x) = 6.705/2 \times X(3.8-X) - 8.270(1-X/3.8) - 4.618(X/3.8).$$

$$M(x) = -3.353x^2 + 13.702x - 8.270.$$

$$dM/dx = 0 \rightarrow x = 2.044 \text{ m.}$$

$$M_t^{BC} = 5.728 \text{ KN.M} \rightarrow \text{ELU.}$$

$$M_t^{BC} = 4.210 \text{ KN.M} \rightarrow \text{ELS.}$$

- **Travée CD:**

$$M(x) = 6.705/2 \times X(3.3-X) - 4.618(1-X/3.3) - 5.882(X/3.3).$$

$$M(x) = -3.353x^2 + 10.682x - 4.618.$$

$$dM/dx = 0 \rightarrow x = 1.593 \text{ m.}$$

$$M_t^{CD} = 3.890 \text{ KN.M} \rightarrow \text{ELU.}$$

$$M_t^{CD} = 2.863 \text{ KN.M} \rightarrow \text{ELS.}$$

➤ **Travée DE:**

$$\begin{cases} M(x)=6.705/2 \times X(4.5-X) - 5.882(1-X/4.5) - 6.857(X/4.5). \\ M(x)=-3.353x^2+14.872x-5.882. \\ dM/dx=0 \rightarrow x=2.218\text{m}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt^{DE} = 10.610\text{KN.M} \rightarrow \text{ELU}. \\ Mt^{DE} = 7.772\text{KN.M} \rightarrow \text{ELS}. \end{cases}$$

➤ **Travée EF:**

$$\begin{cases} M(x)=6.705/2 \times X(4.2-X) - 6.857(1-X/4.2) - 5.484(X/4.2). \\ M(x)=-3.353x^2+14.41x-6.857. \\ dM/dx=0 \rightarrow x=2.149\text{m}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt^{EF} = 8.621\text{KN.M} \rightarrow \text{ELU}. \\ Mt^{EF} = 6.323\text{KN.M} \rightarrow \text{ELS}. \end{cases}$$

➤ **Travée FG:**

$$\begin{cases} M(x)=6.705/2 \times X(3.5-X) - 5.484(1-X/3.5). \\ M(x)=-3.353x^2+12.799x-5.484. \end{cases}$$

$$\begin{cases} dM/dx=0 \rightarrow x=1.909\text{m}. \\ Mt^{FG} = 6.73\text{KN.M} \rightarrow \text{ELU}. \\ Mt^{FG} = 5.625\text{KN.M} \rightarrow \text{ELS}. \end{cases}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_{i-1}=qL/2 + (M_i-M_{i-1})/L_i \\ V_i=-qL/2 + (M_i-M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

➤ Travée AB :

$$\begin{cases} V_g = qL/2 + (M_B - M_A)/L = 12.112 \text{KN.} \\ V_d = -qL/2 + (M_B - M_A)/L = - 16.05 \text{KN.} \end{cases}$$

➤ Travée BC :

$$\begin{cases} V_g = 13.701 \text{KN.} \\ V_d = - 11.779 \text{KN.} \end{cases}$$

➤ Travée CD :

$$\begin{cases} V_g = 10.68 \text{KN.} \\ V_d = - 11.446 \text{KN.} \end{cases}$$

➤ Travée DE :

$$\begin{cases} V_g = 14.87 \text{KN.} \\ V_d = - 15.303 \text{KN.} \end{cases}$$

➤ Travée EF :

$$\begin{cases} V_g = 14.407 \text{KN.} \\ V_d = - 13.754 \text{KN.} \end{cases}$$

➤ Travée FG :

$$\begin{cases} V_g = 13.301 \text{KN.} \\ V_d = - 10.167 \text{KN.} \end{cases}$$

• Type 3 :

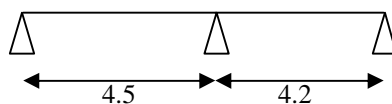


Fig III.6. Schéma du 3<sup>ème</sup> type de poutrelle

- \*  $G = 6.53 \text{ KN} / \text{m}^2$
- \*  $Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 5.56; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$
- \* Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.  $\rightarrow$  Vérifiée.
- \* Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$   
 Type 1 :  $0.8 \leq \frac{4.5}{4.2} \leq 1.25 \rightarrow$  vérifiée.

$\rightarrow$  On applique la méthode forfaitaire.

$$q_u = 6.705 \text{ KN} / \text{M.}$$

$$q_s = 4.895 \text{ KN} / \text{M.}$$

#### ✓ Calcul des moments isostatiques

##### • A l'ELU

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 16.972 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 14.785 \text{ KN.m}$$

##### • A l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 12.390 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 10.793 \text{ KN.m}$$

##### ▪ Moments sur les appuis :

##### • Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

##### • Appuis intermédiaires :

À l'LEU :

$$M_B = 0.6 \times M_0^{AB}$$

$$M_B = 10.183 \text{ KN.M}$$

À l'ELS :

$$M_B = 7.434 \text{ KN.M}$$

▪ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.53} = 0.133$$

$$\alpha = 0,133 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,04. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,24. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_t}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

À l'ELU :

• **Travée A-B**

$$\begin{cases} M_t \geq 12.729 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 10.523 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Travée B-C :**

$$\begin{cases} M_t \geq 10.433 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 9.164 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

• **Travée A-B :**

$$\begin{cases} M_t \geq 9.293 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 7.682 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 7.616 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 6.692 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les efforts tranchants :

À L'ELU :

- Travée A-B :

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.705 \times 4.5}{2} = 15.086 \text{ KN} \\ V_B = 1.15 \times V_A = 17.349 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée B-C :

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{5.85 \times 4.99}{2} = 16.78 \text{ KN} \\ V_C = 14.6 \text{ KN} \end{cases}$$

À l'ELS :

- Travée A-B :

$$\begin{cases} V_A = 11.014 \text{ KN} \\ V_B = 12.666 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée B-C :

$$\begin{cases} V_B = 11.821 \text{ KN} \\ V_C = 10.28 \text{ KN} \end{cases}$$

**Tableau III.1.** Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Type de plancher	Type de poutrelle	ELU			ELS	
		M <sup>max</sup> appui KN.M	M <sup>max</sup> travée KN.M	V <sup>max</sup> KN	M <sup>max</sup> appui KN.M	M <sup>max</sup> travée KN.M
Terrasse inaccessible	03	10.183	12.729	17.349	7.434	9.293

- **Les moments aux appuis de rives :**

**A ELU :**

$$\begin{cases} M_A = 0.15M_o = 2.546 \text{ Kn.m} \\ M_C = 0.15M_o = 2.218 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

**A ELS :**

$$\begin{cases} M_A = 0.15M_o = 1.859 \text{ Kn.m} \\ M_C = 0.15M_o = 1.619 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

### III.1.3.2. Poutrelles du plancher étage courant :

$$G = 5.05 \text{ KN} / m^2 .$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / m^2 .$$

- ✓ **Les combinaisons d'action :**

$$q_u = [(1.35 \times 5.05) + (1.5 \times 1.5)] \times 0.65 = 5.894 \text{ KN} / m .$$

$$q_s = (5.05 + 1.5) \times 0.65 = 4.258 \text{ KN} / m .$$

- **Type 1 :**

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

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

- **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{ KN} / m^2$  . → vérifiée .
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. → vérifiée.
- Fissuration peut nuisible → vérifiée.
- Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$3.3/4.5 = 0.73 < 0.8 . \rightarrow \text{n'est pas vérifiée .}$$

- Donc on applique la méthode de CAQUOT minorée :



$$G' = 2/3G = 3.367 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$q_u' = (1.35 \times 3.367 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.417 \text{ KN} / \text{m} .$$

$$q_s' = (3.367 + 1.5) \times 0.65 = 3.164 \text{ KN} / \text{m} .$$

✓ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = M_G = 0$$

• **Appuis B :**

$$M_B = - \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$q_g = q_d$$

$$\text{ELU} \rightarrow q_g = q_d = 4.417 \text{ KN/M} .$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_g = q_d = 3.164 \text{ KN/M} .$$

$$l_g' = l_g = 4.20 \text{ m}$$

$$l_d' = 0.8 \times 3.8 \text{ m} = 3.04 \text{ m}$$

$$M_B = -4.417 \times \frac{(4.20^3 + 3.04^3)}{8.5(4.20 + 3.04)} = -7.618 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_B = -5.457 \times \frac{(4.20^3 + 3.04^3)}{8.5(4.20 + 3.04)} = -5.457 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS}$$

• **Appui C :**

$$l_g' = 3.04 \text{ m}$$

$$l_d' = 2.64 \text{ m}$$

$$M_c = -4.417 \times \frac{(3.04^3 + 2.64^3)}{8.5(3.04 + 2.64)} = -4.254 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_c = -5.457 \times \frac{(3.04^3 + 2.64^3)}{8.5(3.04 + 2.64)} = -3.047 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS}$$

• **Appui D :**

$$l_g' = 2.64 \text{ m}$$

$$l_d' = 3.6 \text{ m}$$

$$M_D = -5.418 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_D = -3.881 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS}$$

- **Appui E :**

$$l'_g = 3.6 \text{ m}$$

$$l'_d = 3.36 \text{ m}$$

$$M_E = -6.316 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_E = -4.524 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS}$$

- **Appui F :**

$$l'_g = 3.36 \text{ m}$$

$$l'_d = 2.8 \text{ m}$$

$$M_F = -5.052 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_F = -3.619 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS}$$

- **Calcul des moments en travées :**

$$M(x) = q/2 \times x (l - x) + M_i (1 - x/l_i) + M_{i+1} (x/l_i)$$

- **Travée AB:**

$$M(x) = 5.894/2 \times X(4.2 - X) - 7.618(X/4.2).$$

$$M(x) = -2.947x^2 + 10.564x.$$

$$dM/dx = 0 \rightarrow x = 1.792 \text{ m.}$$

$$M_t^{AB} = 9.467 \text{ KN.M} \rightarrow \text{ELU.}$$

$$M_t^{AB} = 6.851 \text{ KN.M} \rightarrow \text{ELS.}$$

▪ **Travée BC:**

$$M(x)=5.894/2 \times X(3.8-X)-7.618(1-X/3.8)-4.254(X/3.8).$$

$$M(x)=-2.947x^2+12.084x-7.618.$$

$$dM/dx=0 \rightarrow x=2.050\text{m}.$$

$$M_t^{BC}=4.769\text{KN.M} \rightarrow \text{ELU}.$$

$$M_t^{BC}=3.473\text{KN.M} \rightarrow \text{ELS}.$$

▪ **Travée CD:**

$$M(x)=5.894/2 \times X(3.3-X)-4.254(1-X/3.3)-5.418(X/3.3).$$

$$M(x)=-2.947x^2+9.372x-4.254.$$

$$dM/dx=0 \rightarrow x=1.59\text{m}.$$

$$M_t^{CD}=3.197\text{KN.M} \rightarrow \text{ELU}.$$

$$M_t^{CD}=2.340\text{KN.M} \rightarrow \text{ELS}.$$

▪ **Travée DE:**

$$M(x)=5.894/2 \times X(4.50-X)-5.418(1-X/4.5)-6.316(X/4.5).$$

$$M(x)=-2.947x^2+13.062x-5.418.$$

$$dM/dx=0 \rightarrow x=2.216\text{m}.$$

$$M_t^{DE}=9.056\text{KN.M} \rightarrow \text{ELU}.$$

$$M_t^{DE}=6.578\text{KN.M} \rightarrow \text{ELS}.$$

▪ **Travée EF:**

$$M(x)=5.894/2 \times X(4.2-X)-6.316(1-X/4.2)-5.052(X/4.2).$$

$$M(x)=-2.947x^2+12.678x-6.316.$$

$$dM/dx=0 \rightarrow x=2.151\text{m}.$$

$$M_t^{EF}=7.319\text{KN.M} \rightarrow \text{ELU}.$$

$$M_t^{EF}=5.323\text{KN.M} \rightarrow \text{ELS}.$$

▪ **Travée FG:**

$$M(x)=5.894/2 \times X(3.5-X)-5.052(1-X/3.5).$$

$$M(x)=-2.947x^2+11.760x-5.052.$$

$$dM/dx=0 \rightarrow x=1.995\text{m}.$$

$$M_t^{FG} = 6.68\text{KN.M} \rightarrow \text{ELU}.$$

$$M_t^{FG} = 4.836\text{KN.M} \rightarrow \text{ELS}.$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_{i-1}=qL/2 + (M_i-M_{i-1})/L_i \\ V_i=-qL/2 + (M_i-M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

▪ **Travée AB :**

$$\begin{cases} V_g = qL/2 + (M_B-M_A)/L = 10.564\text{KN}. \\ V_d = -qL/2 + (M_B-M_A)/L = -19.995\text{KN}. \end{cases}$$

▪ **Travée BC :**

$$\begin{cases} V_g = 12.013\text{KN}. \\ V_d = -10.384\text{KN}. \end{cases}$$

▪ **Travée CD :**

$$\begin{cases} V_g = 9.372\text{KN}. \\ V_d = -10.078\text{KN}. \end{cases}$$

▪ **Travée DE :**

$$\begin{cases} V_g = 13.062\text{KN}. \\ V_d = -13.461\text{KN}. \end{cases}$$

▪ Travée EF :

$$\begin{cases} V_g = 12.867 \text{ KN.} \\ V_d = - 12.265 \text{ KN.} \end{cases}$$

▪ Travée FG :

$$\begin{cases} V_g = 11.760 \text{ KN.} \\ V_d = - 8.871 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Type 3 :

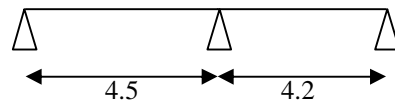


Fig III.7. Schéma du 3<sup>ème</sup> type de poutrelle

\*  $G = 6.53 \text{ KN} / \text{m}^2$

\*  $Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 5.56; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow$  Vérifiée.

\* Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.  $\rightarrow$  Vérifiée.

\* Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :  $0.8 \leq \frac{4.5}{4.2} \leq 1.25 \rightarrow$  vérifiée.  $\rightarrow$  On applique la méthode forfaitaire.

qu = 5.894 KN / M.

qs = 4.258 KN / M.

✓ Calcul des moments isostatiques

A l'ELU

Travée AB :  $M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 14.919 \text{ KN.m}$

Travée BC :  $M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 12.996 \text{ KN.m}$

A l'ELS

Travée AB :  $M_0^{AB} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 10.778 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 9.389 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments sur les appuis :**

• **Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$ .

• **Appuis intermédiaires :**

**À l'LEU :**

$$M_B = 0.6 \times M_0^{AB}$$

$$M_B = 8.951 \text{ KN.M}$$

**À l'ELS :**

$$M_B = 6.467 \text{ KN.M}$$

✓ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.05} = 0.229$$

$$\alpha = 0.229 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.069. \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.269. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_t}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

À l'ELU :

- Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 11.473 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 9.466 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 9.417 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8.246 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

- Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 8.288 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 6.839 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 6.803 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5.957 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les efforts tranchants :

À l'ELU :

- Travée A-B :

$$\begin{cases} V_A = \frac{5.894 \times 4.5}{2} = 13.262 \text{ KN} \\ V_B = 1.15 \times V_A = 15.251 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée B-C :

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{5.894 \times 4.2}{2} = 14.451 \text{ KN} \\ V_C = 12.566 \text{ KN} \end{cases}$$

À l'ELS :

- Travée A-B :

$$\begin{cases} V_A = 9.581KN \\ V_B = 11.018KN \end{cases}$$

- Travée B-C :

$$\begin{cases} V_B = 10.283KN \\ V_C = 8.942KN \end{cases}$$

- Tableau récapitulatif des sollicitations les plus défavorables :

**Tableau III.2.** Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Type de plancher	Type	ELU			ELS	
		M <sup>max</sup> appui Kn.m	M <sup>max</sup> travée Kn.m	V <sup>max</sup> Kn	M <sup>max</sup> appui Kn.m	M <sup>max</sup> travée Kn.m
Poutrelle de l'étage courant	3	8.951	11.473	14.451	6.467	8.288

- ✓ Les moments aux appuis de rives :

- ELU

$$\begin{cases} M_A = 0.15M_o = 2.239KN.M \\ M_C = 0.15M_o = 1.949KN.M \end{cases}$$

- ELS

$$\begin{cases} M_A = 0.15M_o = 1.618KN.M \\ M_C = 0.15M_o = 1.408KN. \end{cases}$$



• **Tableau récapitulatif :**

**Tableau III.3.** Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Types de planchers Sollicitations	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)
Plancher terrasse Inaccessible	-10.183	12.729	16.193	-7.434	9.293
Plancher d'étage courant	-8.951	11.473	14.451	-6.467	8.288

▪ **Moments aux appuis de rives :**

<p><b>Etage courant :</b></p> $M_A = \begin{cases} \text{ELU :} \\ 0.15M_0 = 2.239 \text{KN.M.} \\ \text{ELS :} \\ M_A = 0.15M_0 = 1.618 \text{KN M.} \end{cases}$	<p><b>Terrasse inaccessible :</b></p> $M_A = \begin{cases} \text{ELU :} \\ 0.15M_0 = 2.546 \text{KN.M.} \\ \text{ELS :} \\ M_A = 0.15M_0 = 1.859 \text{KN.M.} \end{cases}$
--	--

**III.1.4. Ferrailage des poutrelles :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

**III.1.4.1 Poutrelle de plancher de la terrasse inaccessible :**

**a)- En travées :**

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 12.729 \text{KN.m}$$

$$M_a = 10.183 \text{KN.m}$$

$$M_a^{rive} = 2.546 \text{KN.m}$$

$$V_u = 16.193 \text{KN}$$

Calcul de  $M_{TU}$  :

$$M_{uu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.17 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.055 MN.m$$

$$M_{uu} = 0.055 MN.m \rightarrow M_{tu} = 55 KN.m \quad \text{Béton}$$

Armé IUP GCI3 (Article 4.4.2)

$$M_t^{\max} = 13.66 KN.m$$

$M_{uu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

• **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.729 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.17^2} = 0.048 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$$

On a

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) = 0.062$$

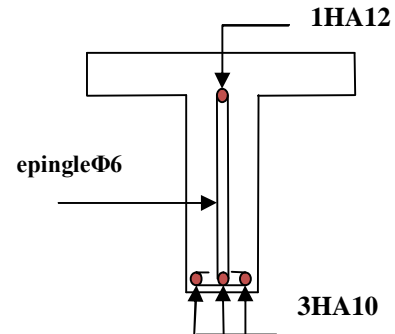
$$Z = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.166 m$$

$$A_l = \frac{12.729 \times 10^{-3}}{348 \times 0.166} = 2.203 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_l = 2.36 cm^2$$

• **Verification:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 1.33 cm^2$$



**Fig.III.8** .Schéma de ferrailage de la travée.

$A_{\min} < A_l \Rightarrow C'$  est vérifié.

$A = 3T10 = 2.36\text{cm}^2$ .

**b)-Aux appuis :**

**appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$M_a^{\text{int}} = 10.183 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.183 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.248$$

$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 3.5\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$

$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \rightarrow \text{ Avec: } Z = d(1 - 0.4\alpha)$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.248}) = 0.363$

$z = 0.17 \times (1 - 0.4 \times 0.363) = 0.145\text{m}$

$A = \frac{10.183 \times 10^{-3}}{348 \times 0.145} = 2.02\text{cm}^2$

Calcul de  $A_{\min}$  :

$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 0.205\text{cm}^2$

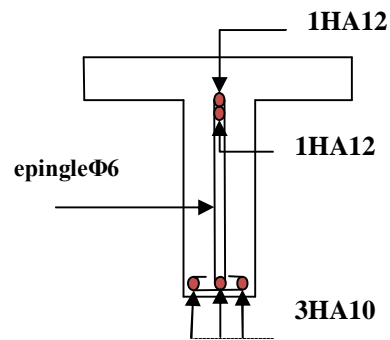
$A_{\min} = 0.205 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$

On choisit  $A = 2T12 = 2.26\text{cm}^2$

- **appui de rive :** (calcul forfaitaire)

$M_a^{\text{rive}} = 2.546\text{KN.m}$

$M_{tu} = 55\text{KN.m}$



**Fig.III.9** .Schéma de ferrailage de l'appui intermédiaire.

$$M_{tu} > M_a^{rive}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.546 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.080$$

$$z = 0.17(1 - 0.4 \times 0.08) = 0.165m$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = 0.443cm^2$$

Calcul de  $A_{min}$  :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.17 \times 2.1}{400} = 0.205cm^2$$

$$A_{min} = 0.205 cm^2 < A_{calculé}$$

On choisit :  $A = 1T12 = 1.13cm$

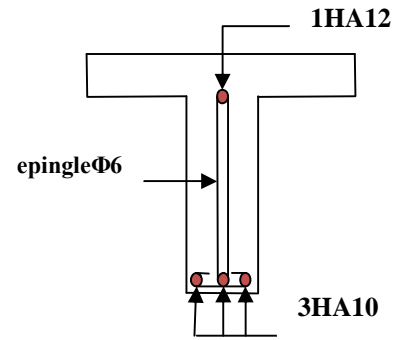


Fig.III.10 .Schéma de ferrailage de l'appui de rive.

Tableau III.4. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles (terrasse) :

Type de poutrelle	Localisation	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
Type 3	Appuis intermédiaire	1,73	0,205	2T12 = 2,26
	Travées	1,986	1,33	3T10 = 2,36
	Appuis de rive	0.39	0.205	1T12= 1,13

**Remarque :** le ferrailage est le même pour les autres types de poutrelles.

▪ **Vérification de la contrainte de Cisaillement :**

$$V_u = 16.193KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{16.193 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.17} = 0.953MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 MPa] = 3.25 MPa.$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié. Donc pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

▪ **Choix des armatures transversales :**

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min} ; h/35 ; b/10)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8 ; 20/35 ; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

On choisit un étrier  $\Phi_6$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

▪ **L'espacement :**

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 15.3 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{tj} K)}$$

CBA 93 (Article .5.1.2.2)

$K=1$  flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^0$  Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 56.471 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

• **Vérification diverses :**

a) **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:**

▪ **appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \rightarrow \quad (\text{Article A 5.1.3.2.1})$$

$$A_l = 2.36 + 2.26 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 16.193 \times 10^{-3} - \frac{10.183 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.17} \right) = -1.448 \text{ cm}^2 \rightarrow C' \text{ est vérifiée.}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_U$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_l$ )

Au niveau de l'appui de rive on a  $M_u=0$ .

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 16.193 \times 10^{-3} = 0.466 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.446 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

Or,  $A_L = 2.36 + 1.13 = 3.49 \text{ cm}^2 > 0.446 \text{ cm}^2$  C'est vérifiée.

**b) Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{16.193 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.17 \times 0.65 \times 0.04} = 1.119 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.25 \text{ MPa}$  C'est vérifiée.

**c) Vérification à l'ELS**

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

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

▪ **Etat limite de compression du béton (vérification des contraintes) :**

On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

$$M_t^{\max} = 9.293 \text{ KN.m. } M_a = 7.434 \text{ KN.}$$

• **En travée**

$$M_{ser} = 9.293 \text{ KN.m ; } A = 2.36 \text{ cm}^2$$

▪ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(17 - 4) = 59.8 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \cdot h$ .

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4} + 0)y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.17) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.038 \text{ m}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.038^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.17 - 0.037)^2 = 7.357 \times 10^{-5} m^4$$

▪ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{9.293 \times 10^{-3} \times 0.037}{7.094 \times 10^{-5}} = 4.8 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.8 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 7.434 \text{ KN.m} ; A = 2.26 \text{ cm}^2$$

$H = 79.3 \text{ m}^3 \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table, section rectangulaire b\*h

$$\Rightarrow y = 0.038 \text{ m.}$$

$$\underline{I = 7.357 \cdot 10^{-5} m^4}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.84 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.84 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Appuis de rive :**

$$M_{ser} = 0.95 \text{ KN.m} ; A = 1.13 \text{ cm}^2$$

$\underline{H = 299.65 m^3} \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table, section rectangulaire b\*h

$$\Rightarrow y = 3.489 \text{ cm.}$$

$$\underline{I = 4014.40 \text{ cm}^4}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.83 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.83 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

**Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient

nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.045 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88cm$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

### Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$  la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

### Propriété de la section :



Position de l'axe neutre :

$$y = 3.8cm$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 45067.93cm^4$$

$$I = 7356.99cm^4$$

$$A_s = 2.26cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{10 \times 17} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4Mpa$$

Contraintes ( $\sigma_s$ ) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)}$$

Inerties fictives ( $I_f$ ) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.53 = 4.245 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.53 + 1) = 4.895 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.852 \times 4.5^2}{8} = 4.688 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{4.245 \times 4.5^2}{8} = 10.745 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.895 \times 4.5^2}{8} = 12.391 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.8 \text{ cm}$$

$$I_0 = 45067.93 \text{ cm}^4$$

$$I = 7356 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.014} = 3.05$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.05 = 1.22$$

$$\sigma_{sj} = \frac{4.688 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} \times (0.17 - \frac{0.037}{2})} = 131.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{10.745 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} (0.17 - \frac{0.037}{2})} = 301.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{12.391 \times 10^{-3}}{2.36 \times 10^{-4} \times (0.17 - \frac{0.037}{2})} = 347.71 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 131.92 + 2.1} = 0.612$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 301.52 + 2.1} = 0.81$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 361.897 + 2.1} = 0.83$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 45067.93}{1 + 3.05 \times 0.612} = 17293.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 45067.93}{1 + 3.05 \times 0.81} = 14284.61 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 45067.93}{1 + 3.05 \times 0.83} = 14037.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 45067.93}{1 + 1.22 \times 0.81} = 24934.47 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.688 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 17293.91 \times 10^{-8}} = 0.00171 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{10.745 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 14284.61 \times 10^{-8}} = 0.00474 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.391 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 14037.87 \times 10^{-8}} = 0.00556 \text{ m}$$

### III.1.4.2. Le ferrailage des poutrelles de l'étage courant et du RDC :

Pour les poutrelles des planchers de l'étage courant et du RDC, leur ferrailage est donné dans le tableau suivant :

**Tableau III.5 :** Ferrailage du plancher étage courant et RDC

Type de poutrelle	Localisation	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Type 3	Appuis intermédiaire	1.73	0,205	2T12 = 2,26
	Travées	1,986	1,33	3T10 = 2,36
	Appuis de rive	0.39	0.205	1T12= 1,13

**Remarque :** le ferrailage est le même pour les autres types de poutrelles.

#### Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend  $A_t = 2 \times \phi 6 = 0.57$   
 L'espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$  Pour toutes les poutrelles.

#### Vérification à l'ELS :

##### a) Etat limite de compression de béton :

**Tableau III.6 :** Vérification des états limites de compression du béton.

Plancher d'habitation et RDC	En travée			En appui			
	$M_t$ KN.m	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma$ Mpa	$M_a$ KN.m	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma$ Mpa	$\bar{\sigma}$ Mpa
Poutrelles de type 2	8.288	7356.99	4.28	6.467	7356.99	3.34	15

**b) Etat limite de déformation :****Tableau III.7.** Calcul de différentes sollicitations

	type	$q_{jser}$ KN/m	$q_{gser}$ KN/m	$q_{pser}$ KN/m	$M_{jser}$ KN.m	$M_{gser}$ KN.m	$M_{pser}$ KN.m	$I_0$ Cm <sup>4</sup>	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$
Plancher d'habitation et RDC	2	1.852	4.245	4.895	4.688	10.745	12.391	45067.93	0.014	3.05	1.22

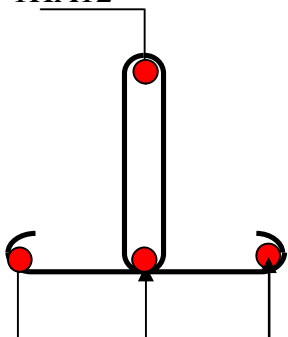
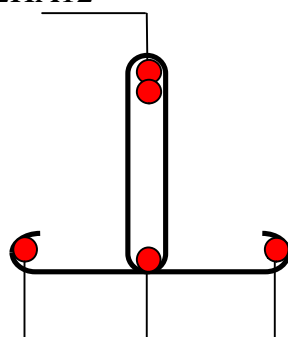
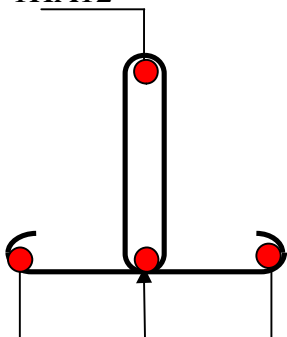
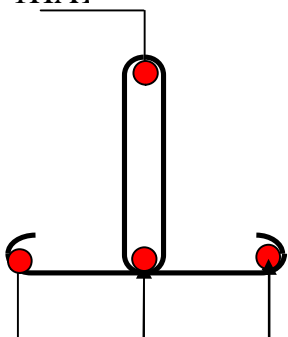
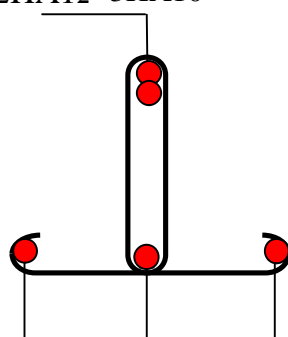
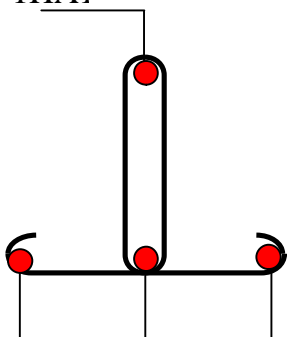
**Tableau III.8.** Calcul des contraintes

	type	$\sigma_{sj}$ Mpa	$\sigma_{sg}$ Mpa	$\sigma_{sp}$ Mpa	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$	$I_{f_{ij}}$ Cm <sup>4</sup>	$I_{f_{ig}}$ Cm <sup>4</sup>	$I_{f_{ip}}$ Cm <sup>4</sup>
Plancher d'habitation et RDC	2	131.6	301.52	347.71	0.61	0.81	0.83	17293.9	14284.6	14037.9

Tableau III.9. Vérification des états limites de déformation.

	typ e	$I_{vg}$ Cm <sup>4</sup>	$f_{ji}$ mm	$f_{gi}$ mm	$f_{pi}$ mm	$f_{gv}$ mm	$\Delta f$ mm	$f_{adm}$ mm
Plancher d'habitation et RDC	2	24934.47	1.71	4.74	5.56	3.71	2.83	8.8

Fig.III.11. schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant et RDC	1HA12 	2HA12 	1HA12 
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible	1HA1 3HA10  3HA10	2HA12 3HA10  3HA10	1HA1 3HA10  3HA10

### III.1.4.3. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera armée par des treillis soudés continu, totalement ancré sur les appuis de rives. La section des aciers porteurs du treillis soudé, placé perpendiculairement à la portée des poutrelles, est au moins égale à  $1 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , et la section des armatures de répartitions sont parallèles à la portée des poutrelles, est au moins égale à  $0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

L'écartement entre les axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, donc la section des armatures perpendiculaires aux nervures (armatures porteuses) doit être égale à :

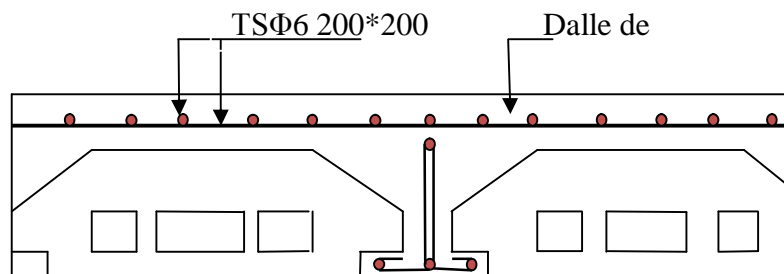
$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2 / m$$

On choisit:  $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$        $St = 20 \text{ cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / m$$

Soit:  $A_{//} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / m$        $St = 20 \text{ cm}$

On prend un treillis soudé TS de  $\Phi 6$  (200×200).



**Fig.III.12.** Schéma de ferrailage de la dalle de

## III.2. les escaliers :

### III.2.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

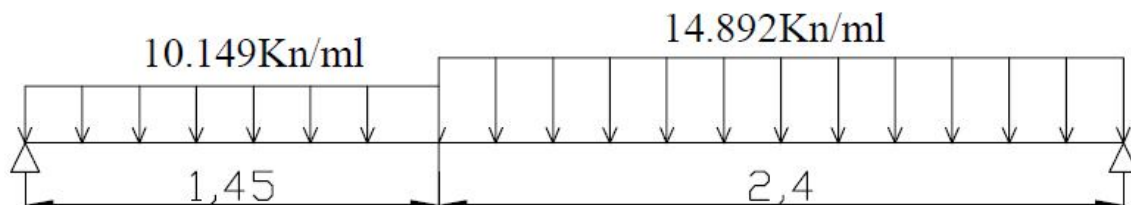
### III.2.2. Calcul des sollicitations et ferrailage de l'escalier :

#### a) Charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 4.74 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{paillasse}} = 8.253 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$



#### b) Calcul des sollicitations

- L'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 8.253 + 1.5 \times 2.5 = 14.892 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 4.74 + 1.5 \times 2.5 = 10.149 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$G_{\text{eq}} = (8.253 \times 2.4) + (4.74 + 1.45) / (1.45 + 2.4) = 6.93 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_u = (1.35 G_{\text{eq}} + 1.5 Q) \times 1 = 13.106 \text{ KN} / \text{m}.$$

- L'ELS :

$q_s=9.43 \text{ KN/m}$ .

**c) Calcul des moments et efforts tranchants :**

- **L'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}=q_u.l^2/8 = 24.283\text{KN.m.} \\ V_u=q_u.l/2 = 25.235\text{KN.} \end{array} \right.$$

- **L'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0s}=q_s.l^2/8 = 17.472\text{KN.m.} \\ V_s=q_s.l/2 = 18.153\text{KN.} \end{array} \right.$$

- **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu}=0.75M_{0u}=18.212\text{KN.M} \\ M_{ts}=0.75M_{0s}=13.104\text{KN.M} \end{array} \right.$$

- **En appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{au}=0.5M_{0u}=12.142\text{KN.M} \\ M_{as}=0.5M_{0s}=8.736\text{KN.M} \end{array} \right.$$

**d) Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 20.48\text{KN.m}$  : Moment en travée

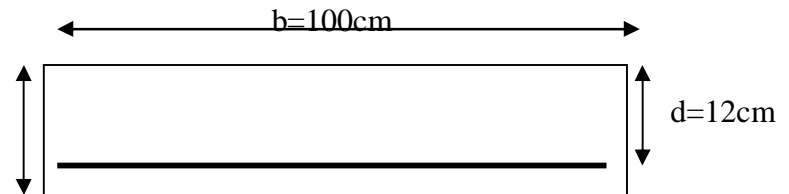
$M_a = 13.65\text{KN.m}$  : Moment en appuis

**Caractéristique de la section :**

$b=100\text{cm}$

$h=15\text{cm}$

$d=12\text{cm}$



**Figure III.13. : Section à ferrailer**

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableaux III-10 : Résumé des résultats de ferrailage**

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adobté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
<b>En travée</b>	18.212	0.089	0.117	0.114	4.575	5T12 = 5.65	20
<b>En appuis</b>	12.142	0.059	0.076	0.116	3.008	5T10 = 3.93	20

**e) Les Vérifications :**

- **Vérification à l'ELU**
- **Vérification de la condition de non fragilité :**



$$A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.12.2.1/400 = 1.449\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A_t > A_{\min}$  .....Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$  .....Condition vérifiée.

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.25\text{MPa}.$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{25.235 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.21\text{MPa}$$

$\tau_U = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.25\text{MPa}$  .....Condition vérifiée.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(25.235 \times 10^{-3} - \frac{18.212 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}\right) \times \frac{1.15}{400} = -0.00041\text{m}^2$$

▪ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4$$

- En travée :  $A_r = 1.413\text{cm}^2$ .

- En appui :  $A_r = 0.983\text{cm}^2$ .

On adopte :  $A_r = 5\text{T}8 = 2.51\text{cm}^2$ , et un espacement de 20cm.

• **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

▪ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$by^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$$

$$y = 5.436cm$$

$$I = 9006.02cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.104 \times 10^{-3}}{9006.02 \times 10^{-8}} \times 5.436 = 7.91MPa$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 7.91MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La flèche admissible est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{385}{500} = 0.77cm$$

La flèche calculée est donnée par l'annexe D de CBA 93 sous la forme suivante :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

**Evaluation des moments en travée :**

$$q_{jser} = q_{gser} = 0.75 \times G.$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q).$$

$$M_{jser} = M_{gser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

**Propriétés de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 5.436cm$$

Moment d'inertie:

$$I_0 = 15A_s(v_2 - e)^2 + b(v_1^3 + v_2^3)/3.$$

$$V1 = (bh^2/2 + 15A_s d)/B_0$$

$$V1 = h - v_1$$

$$B_0 = b \times h + 15A_s$$

$$I = by^3/3 + 15A_s * (d - y)^2.$$

$$A_s = 5.65cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4Mpa$$

**Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{sj,g} = 15M_{sj,g} (d - y) / I \quad ; \quad ; \sigma_{sp} = 15M_{sp} (d - y) / I$$

**Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij,g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

**Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{igj}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = q_{gser} = 0.75 \times G = 0.75 \times 6.93 = 5.197 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.75 \times (G + Q) = 0.75 \times (6.93 + 2.5) = 7.073 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = M_{gser} \cdot 9.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 13.104 \text{ KN.m}$$

$$y = 5.436 \text{ cm}$$

$$I_0 = 29749.41 \text{ cm}^4$$

$$I = 9006.02 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.005$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{1}{1}) \times 0.005} = 4.2$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.2 = 1.68$$

$$\sigma_{sj} = 105.282 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 105.282 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 143.262 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 0.13$$

$$\mu_g = 0.13$$

$$\mu_p = 0.26$$

$$If_{ij} = 21167.12 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 21167.12cm^4$$

$$I_{f_{ip}} = 15642.61cm^4$$

$$I_{f_{vg}} = 26858.46cm^4$$

$$f_{ji} = f_{gi} = 2.1mm.$$

$$f_{gv} = 4.96mm.$$

$$f_{pi} = 3.86mm.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00496 - 0.0021 + 0.00386 - 0.0021 = 0.00462m$$

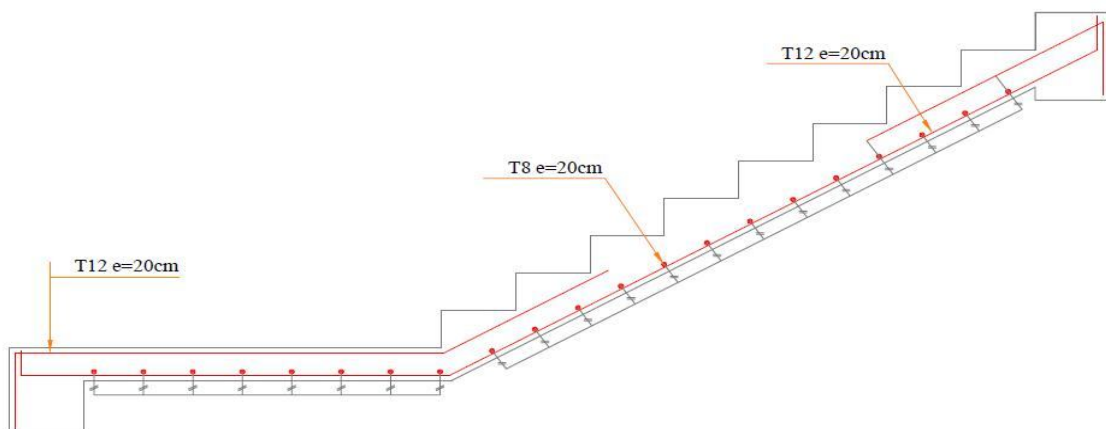
$$\Delta f = 0.462cm \leq f_{adm} = 0.77cm$$

▪ **Ferraillage :**

En travée :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{les armatures longitudinales : } A_t=5T12/ml \dots\dots\dots e=20cm \\ \text{les armatures de répartition : } A_r=5T8/ml \dots\dots\dots e=20cm \end{array} \right.$

En appuis :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{les armatures longitudinales : } A_t=5T10/ml \dots\dots\dots e=20cm \\ \text{Les armatures de répartition : } A_r=5T8/ml \dots\dots\dots e=20cm \end{array} \right.$

Schéma de ferraillage :



**Figure III.14.** Schéma de ferraillage de l'escalier.

**III.2.3. Calcul de la poutre palière :**

**a) Pré dimensionnement :**

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}.$$

**Vérifications :** (selon le RPA 99)

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

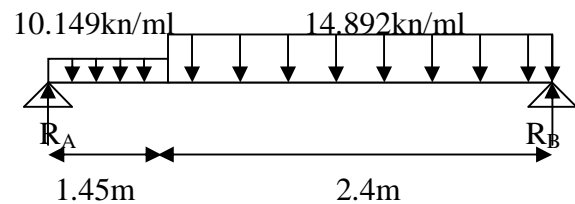
**Charge revenant à la poutre palière :**

La poutre palière sera calculée comme étant semi encastrée et uniformément chargée sous son poids propre G et sous la réaction  $R_A$  qui est due à la charge de la volée et du palier, et se qui est équivalent au schéma statique représenté ci-dessous.

$$G = 25 \times 0.3^2 = 2.25 \text{KN/ml}.$$

**Calcul des réactions :**

Les différentes charges :



**Tableau III.11.** Calcul des différentes charges.

	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Palier $q_p$	10.149	7.24
Volée $q_v$	14.892	10.758

Avec un calcul par la méthode de RDM on trouve :

$$R_A = 23.778 \text{KN}.$$

$$R_B = 26.679 \text{KN}.$$

La charge totale reprise par la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_U = 1.35G + R_A = 26.816 \text{KN/m}. \\ q_S = G + R_A = 26.028 \text{KN/m}. \end{array} \right.$$

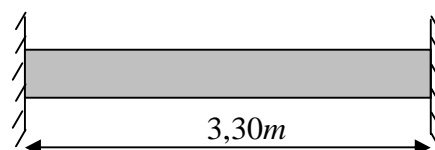
**b-) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :**

les sollicitations sont comme

suite :

$$M_0^U = q_U \cdot l^2 / 8 = 36.5 \text{KN.m}$$

$$M_0^S = q_S \cdot l^2 / 8 = 35.43 \text{KN.m}$$



**Figure III.14.** Schéma de la poutre palière.

$$\text{En travée : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = 12.168 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 11.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{12} = 24.336 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 23.62 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage de la poutre palière à la flexion :**

**Tableau III.12.** Tableau récapitulatif du ferraillage de la poutre palière

	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	12.168	1.27	1.014	2T12=2.26
Appuis	24.336	2.59	1.014	2T14=3.08

• **Vérification diverse :**

a) **A l'ELU :**

**Condition de non fragilité**

$$A_t = 1.27 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.014 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.59 > A_{\min} = 1.014 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ( $A_{adoptée} > A_{\min}$ ).

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.043 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_t > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(3.687 \times 10^{-3} - \frac{12.168 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}\right) \times \frac{1.15}{400} = -1.28 \text{ cm}^2.$$

Donc aucune vérification à faire.

- **Calcul de diamètre des armatures transversales :** Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\{h/30, \phi_l, b/10\}$$

- $h/30 = 300/30 = 10\text{mm}$
  - $\phi_l = 12\text{mm}$
  - $b/10 = 300/10 = 30\text{mm}$
- } on prend  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

$$A_t = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,50\text{cm}^2$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2.$$

• **Espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 33.66\text{cm} \rightarrow 1$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 25.2\text{cm} \rightarrow 2$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} < 0 \rightarrow 3$$

On prend le min entre(1 .2.3) : Soit  $S_T \leq 25\text{cm}$ .

On adopte :  $\begin{cases} S_t=15\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en travée} \\ S_t=10\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en appui} \end{cases}$

**b) Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{SER} \frac{Y}{I} < \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

**Tableau III.13.** Vérification des contraintes.

	$M_{ser}$ (KN.m)	y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	11.81	6.905	18377.704	4.44	15	Vérifiée
Appui	23.62	7.87	23595.45	7.88	15	Vérifiée

▪ **Vérification de l'état limite de déformation :**

La vérification de la flèche s'impose si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :



- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{11.81}{10 \times 35.43} = 0.033 < 0,09 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 0.0026 < 0.01 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**c-) Calcul de la poutre palière à la torsion :**

- **Contrainte de cisaillement ultime de torsion :**

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

Pour une section pleine, la section réelle est remplacée par une section équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale :

$$e = b / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \cdot (h - e) = 625 \text{ cm}^2 \quad (\text{l'aire du contour mi-épaisseur de la paroi}).$$

$$M_T = \frac{m_t \cdot l}{2}$$

$M_T$  : le moment de torsion

$M_t$  : moment en appui créée par les deux volées et le palier.

$L$  : longueur de la poutre palière.

$$M_t = M_a = 12.142 \text{ KN.m.}$$

$$M_T = 20.034 \text{ KN.m.}$$

$$V = 25.235 \text{ KN.}$$

- **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.034 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \cdot 10^{-4} \times 0.05} = 3.205 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Vérification vis-à vis de l'effort tranchant**

$$\tau_{uv} = \frac{V}{b.d} = \frac{25.235 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.30 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\tau = \sqrt{\tau_{utor}^2 + \tau_{uvt}^2} = \sqrt{3.205^2 + 0.3^2} = 3.22MPa < 3.25MPa.....v\acute{e}rifi\acute{e}$$

• **Ferraillage :**

La section d'armature longitudinal et transversale est donn\ee par :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_L \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_a}{2 \times \Omega}$$

• **Armatures longitudinales :**

$$A_L = \frac{M \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = 4.61cm^2$$

Soit  $A_L=4T14=6.16cm^2$ .

Avec  $\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100cm$

• **Armature transversale :**

$S_t=15cm$ .

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.034 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0.69cm^2$$

Pourcentage minimum d'armature en trav\ee :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times U \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 1 \times 0.005}{400} = 0.05cm^2 .....c'est / v\acute{e}rifi\acute{e}$$

**-Ferraillage final de la poutre pali\ere :**

**-En trav\ee :** on choisit  $A_t = (A_{flexion} + A_{torsion}) / 2 = 2.28cm^2$

**-En appui :** on choisit  $A_a = (A_{flexion} + A_{torsion}) / 2 = 3.08 cm^2$

• **Sch\ema de ferraillage de la poutre pali\ere :**

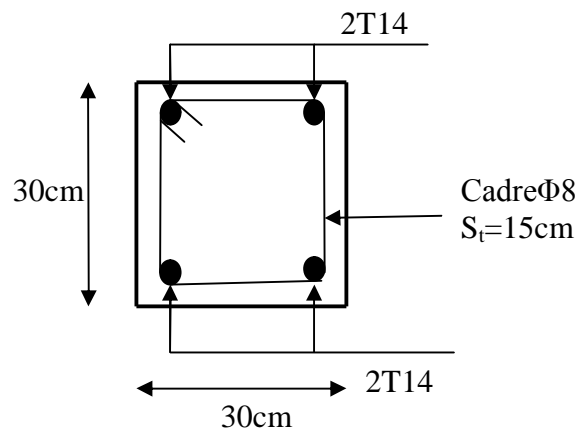


Figure III.15. Ferraillage de la Poutre pali\ere.

**III.3. Acrotère :**

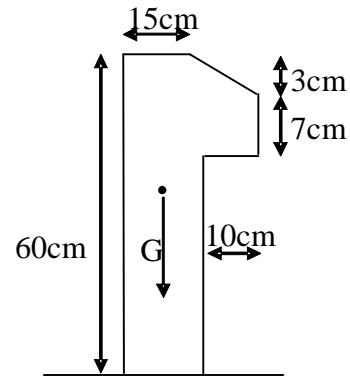
C'est un élément en béton armé encasté au niveau du plancher terrasse (inaccessible), ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985m^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.



**Fig III..16.** Vue en plan d'un acrotère

**III.3.1. Evaluation des charges :**

- Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 KN$ .
- Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 KN$ .
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 KN$ .

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 KN.$$

$$Q = 1KN.$$

La force sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

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

**RPA99**

(Article 6.2.3)

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

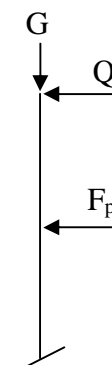
$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38 KN.$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :



$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

### III.3.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

### III.3.3. Combinaisons d'actions :

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

Tableau III.14. Combinaison d'action.

### III.3.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

### III.3.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

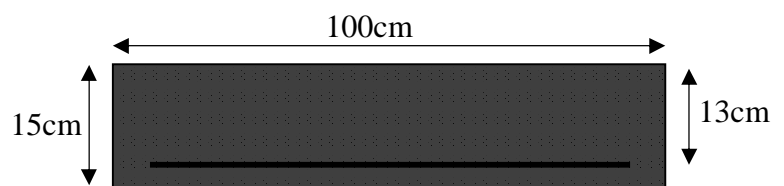
Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm.$$

Tel que :

$M_u$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.



**Fig III.17.** Section à ferrailer.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 1.56cm^2$ .

Se qui fait  $4T8 = 2.01cm^2 / ml$ .

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13cm^2 / ml.$$

Calcul des espacements :

$$\text{Les armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm \quad \text{soit } S_t = 30cm$$

$$\text{Les armatures de répartition : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm \quad \text{soit } S_t = 30cm$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad V_u = F_p + Q = 2.38Kn.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183MPa.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a  $\tau_u = 0.0183MPa < \bar{\tau}_u$  c'est vérifiée.

➤ **Vérifications à L'ELS:**

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s$$

**BAEL91** (Article J.II.2)

Avec  $\sum u_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48mm.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 MPa .$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa$$

$\psi = 1.5$  Pour les HA

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$  c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[ (A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2) \right]$$

Détermination de  $y_{ser}$  :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de  $y_c$  telle que :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$  (\*)

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c-d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c-d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

On  $A' = 0$ ,  $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$ ,  $b = 1m$  et  $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (\*) on trouve :  $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

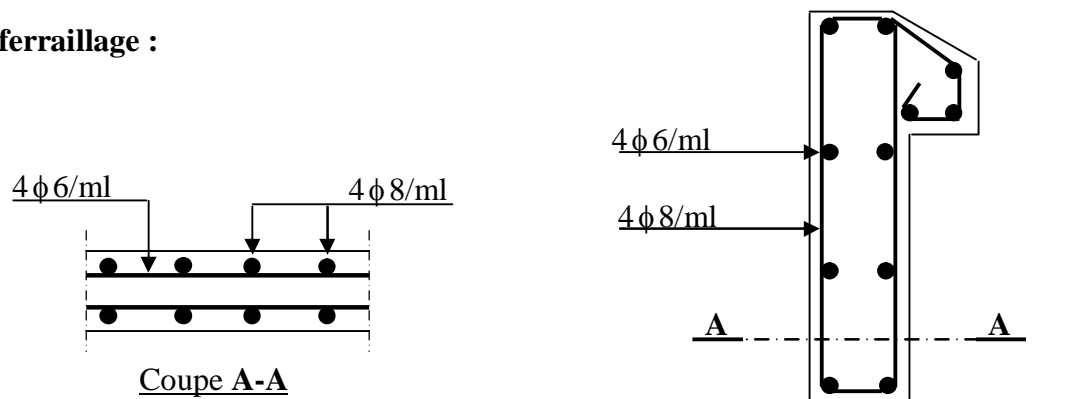
Calcul de  $I$  :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$

**III.3.6. Schéma de ferrailage :**



**III.4. Dalles pleines :**

**Fig III.18.** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

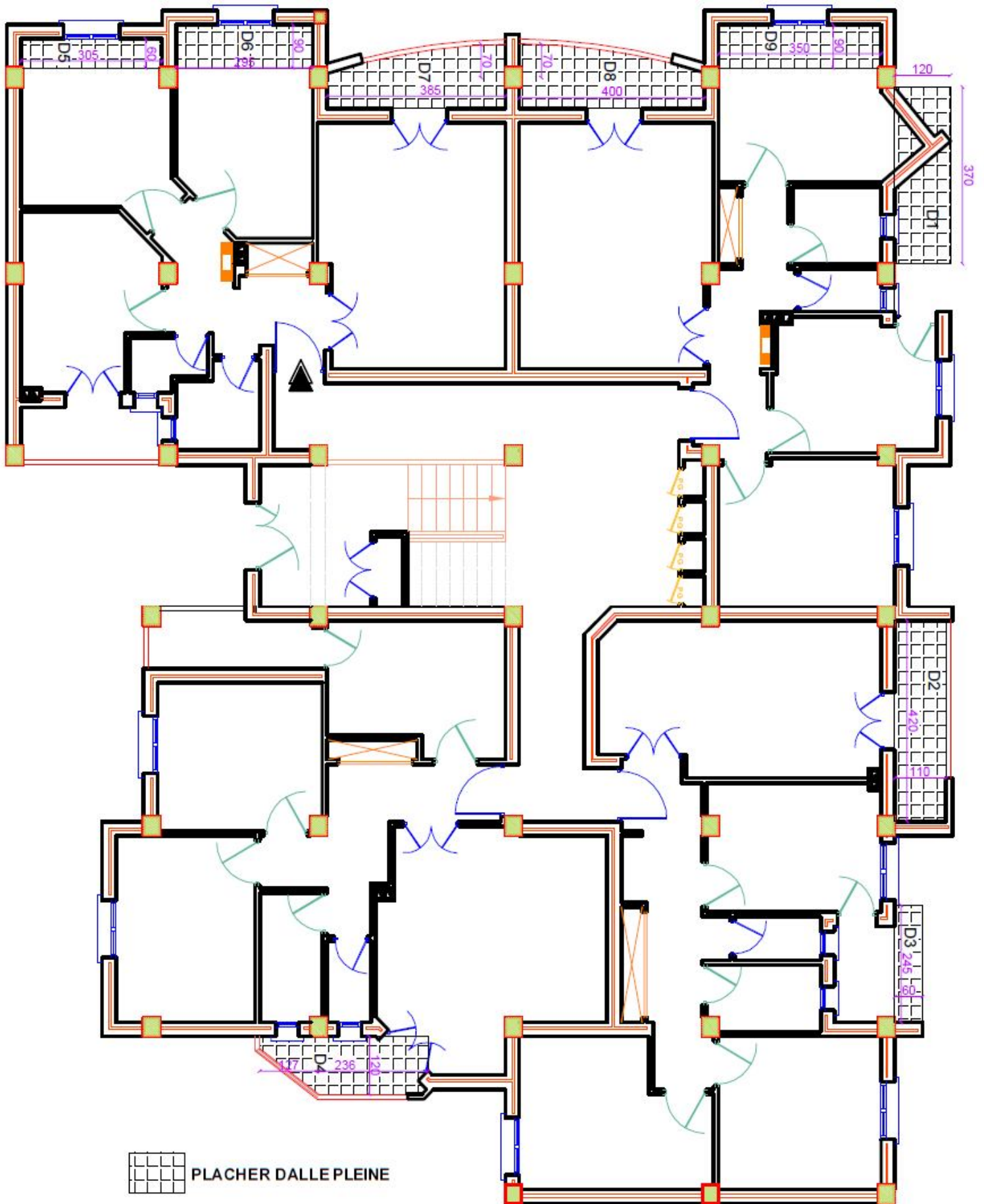
**III.4.1. Introduction :**

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons et les porte-à-faux sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm



III.4.2. Calcul des différents types des dalles :



## III.4.2.1. Dalle sur deux appuis (D3) :

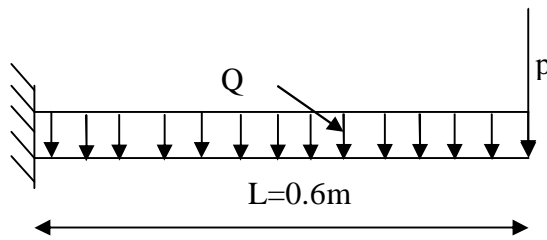


Fig III.19. Schéma statique de la dalle sur un seul appui

$$L_x = 0.6\text{m}$$

$$L_y = 2.55\text{m}$$

$$\rho = \frac{0.6}{2.55} = 0,24 < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens (sens x) (console).}$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$G = 4.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G_g = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ (La charge concentrée due au poids propre de garde corps).}$$

• **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.285 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$p_u = 1.35 \times G_g = 1.35 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

• **A l'ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 4.47 + 3.5 = 7.897 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$p_{ser} = G_g = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Calcul des sollicitations :**

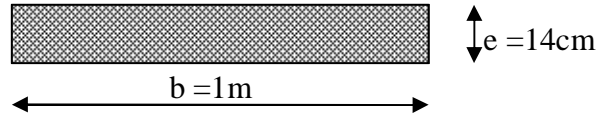
$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 8.12 \text{ KN}$$

- **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Fig.III.20.**Section de la dalle pleine a ferraillé

$$M_u = 2.84 \text{ KN.m / ml}$$

$$\mu_{bu} = 0.014$$

$$\alpha = 0.018$$

$$Z = 0.119 \text{ m}$$

$$A = 0.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification à l'ELU:**

**a) Condition de non fragilité:**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{cal}} < A_{\min}$  donc on ferraille avec  $A_{\min}$ .

Soit  $A = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**b) Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On choisit  $A = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**C) Calcul des espacements :**

Parallele à  $l_x$  :  $St \leq \min (3.e , 33\text{cm})$

Parallele à  $l_y$  :  $St \leq \min (4.e , 40\text{cm})$

Parallele à  $l_x$  :  $St \leq \min (3.14, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Parallele à  $l_y$  :  $St \leq \min (4.14 , 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$ .

On prend:

Parallele à  $l_x$  :  $St = 25 \text{ cm}$ .

Parallele à  $l_y$  :  $St = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.068 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

**Vérification à l'ELS**

**Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (D1), alors on ne vérifiera que la contrainte de compression dans le béton.

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

**Tab III.15: vérification des contraintes**

$M_{ser}$ (KN.m)	y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
2.02	2.4	3239.424	1.5	15	vérifiée

**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

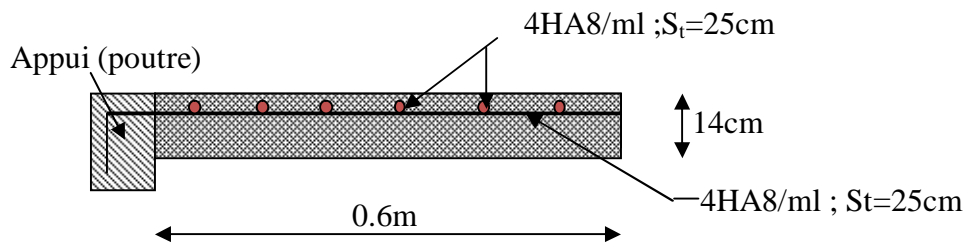
$\frac{h}{L} = \frac{14}{60} = 0.23 > \frac{1}{16}$  La première condition est vérifiée.

$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 < \frac{h}{L} = 0.23$  La deuxième condition est vérifiée.

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0017 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01$  La troisième condition est vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- Schémas de ferrailage



**Fig.III.21:** schéma de ferrailage de la dalle D3

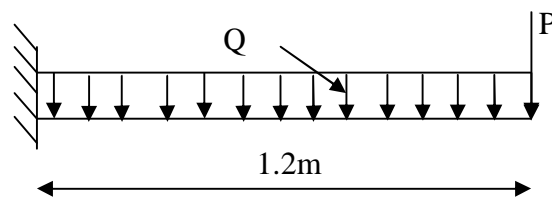
### III.4.2.2. Dalle sur un seul appui (D1.D4) :

Le calcul se fera pour la dalle D1 (la plus sollicitée).

$$L_x = 1.20\text{m}$$

$$L_y = 3.70\text{m}$$

$$\rho = \frac{1.2}{3.7} = 0,32 < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens (sens x) (console).}$$



**Fig III.22:** schéma statique de la dalle sur un seul appui

- Evaluation des charges :

$$G = 4.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G_g = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ (La charge concentrée due au poids propre de garde corps).}$$

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.285 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$p_u = 1.35 \times G_g = 1.35 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

- A l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 4.47 + 3.5 = 7.897 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$p_{Ser} = G_g = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Calcul des sollicitations

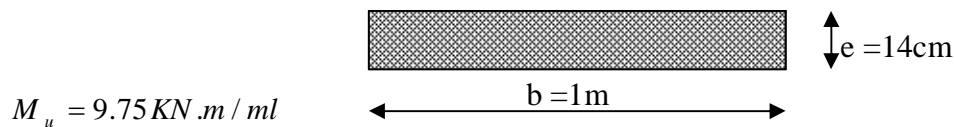
$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 14.89 \text{ KN}$$

- **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



$$\mu_{bu} = 0.048$$

$$\alpha = 0.062$$

$$Z = 0.117 \text{ m}$$

$$A = 2.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Fig.III.23.**Section de la dalle pleine a ferrailé

- **Vérification à l'ELU:**

**a) Condition de non fragilité:**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{cal}} > A_{\min} \rightarrow$  condition vérifiée.

Soit  $A = 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**b) Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On choisit  $A = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**c) Calcul des Espacements :**

Parallele à  $l_x$  :  $St \leq \min (3.e , 33\text{cm})$

Parallele à  $l_y$  :  $St \leq \min (4.e , 40\text{cm})$

On prend:

Parallele à  $l_x$  :  $St = 25 \text{ cm}$ .

Parallele à  $l_y$  :  $St = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.124 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

**Vérification à l'ELS**

**Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (D1), alors on ne vérifiera que la contrainte de compression dans le béton.

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

**Tab .III.16: vérification des contraintes**

$M_{ser}$ (KN.m)	y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
6.89	2.92	4713.128	4.27	15	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{120} = 0.116 > \frac{1}{16} \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 < \frac{h}{L} = 0.127 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0026 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage :

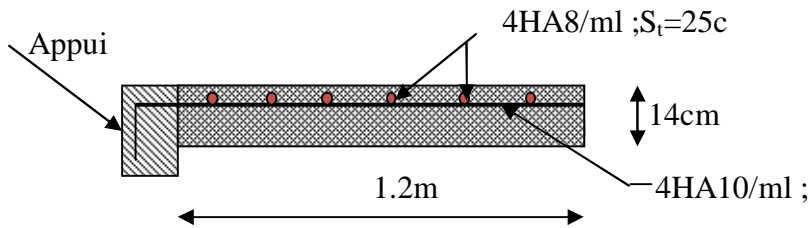


Fig.III.24: schéma de ferrailage de la dalle (D1, D4)

III.4.2.3 : Dalle sur trois appuis (D9) :

On a :  $L_y = 3.5\text{m}$

$L_x = 1.20\text{m}$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.5}{2} = 1.75\text{m} > L_x = 1.2\text{m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_0^x = PL_x^2 \times L_y / 2 - 2PL_x^3 / 3 \\ M_0^y = \frac{P \times l^3}{6} \end{cases}$$

On a:  $G = 4.47 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4.47 + 1,5 \times 3.5 = 11.285 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_S = G + Q = 4.47 + 3.5 = 7.897 \text{ KN/m}^2$$

▪ **l'ÉLU :**

$$M_0^x = 11.285 \times 1.2^2 \times 3.5 / 2 - 2 \times 11.285 \times 1.2^3 / 3 = 15.44 \text{ KNm}$$

$$M_0^y = \frac{11.285 \times 1.2^3}{6} = 3.25 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 15.44 = 13.12 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 3.25 = 2.76 \text{ KNm}$$

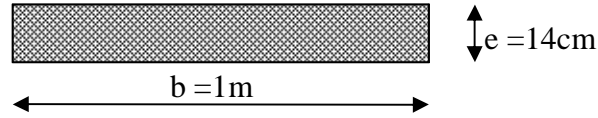
• **Aux appuis :**

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -4.63 \text{ KNm}$$



$$M_a^y = M_a^x = -4.63KNm$$

- **Ferraillage:**
- Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Fig.III.25.**Section de la dalle pleine a ferrailé

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17.** Calcul du ferraillage de la dalle

Localisation	M <sup>0</sup> (KN)		M <sup>t</sup> (KN)		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	S <sub>t</sub> (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
<b>En travée</b>								
<b>Sens x</b>	15.44	10.80	13.12	9.18	3.25	1.12	4HA12=4.52	25
<b>Sens y</b>	3.25	2.27	2.76	1.93	0.66	1.12	4HA8=2.01	25
<b>En appui</b>								
<b>Sens x, y</b>	/	/	-4.63	-3.24	1.12	1.12	4HA8=2.01	25

Avec  $A_{y\min} = A_{x\min} = 0.0008 \times b \times e$

- **Vérification diverse :**
- **A l'ELU :**
- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{Pu \times l_x}{2} = \frac{11.285 \times 1.2}{2} = 6.77KN$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.056MPa \leq \tau_{adm} = 0.07 \times f_{c28} = 1.75MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25cm \leq \min (3 e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25cm \leq \min (4 e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

- **A l'ELS :**
- **vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

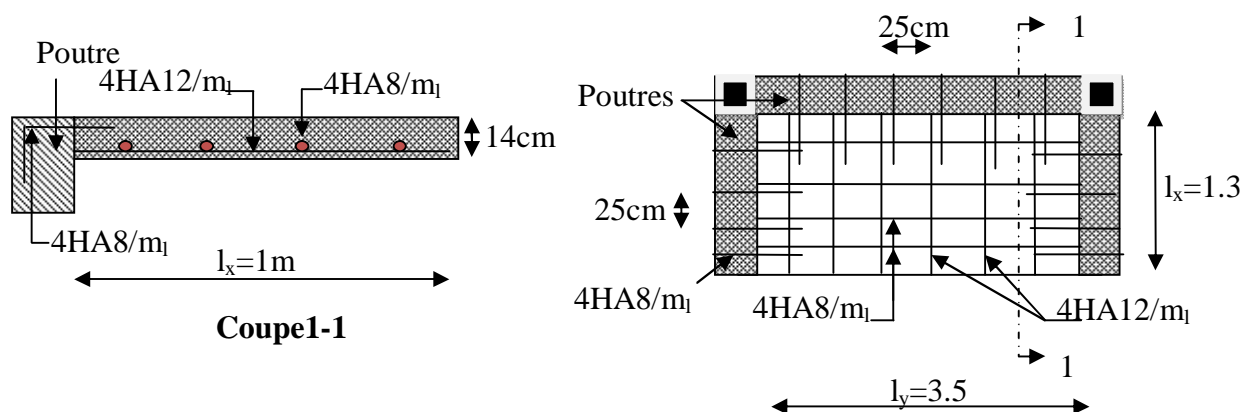
$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.18.** vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	-2.57	3239.424	2.4	1.904	<b>15</b>	Vérifiée
Travées (x)	9.18	6324.62	3.4	4.94	<b>15</b>	Vérifiée
Travées (y)	1.12	3239.424	2.4	0.83	15	Vérifiée

- **Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.26.**Schéma de ferrailage de D<sub>9</sub>

#### III.4.2.4. Dalle sur trois appuis (D8, D7) :

On ferraille la dalle la plus sollicitée c.-à-d. la dalle D8.

On a :  $L_y = 4\text{m}$

$L_x = 0.70\text{m}$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m} > L_x = 0.7 \text{ m}$$

Donc :

$$M_0^x = PL_x^2 \times L_y / 2 - 2PL_x^3 / 3$$

$$M_0^y = \frac{P \times l^3_x}{6}$$

On a :  $G = 4.47 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4.47 + 1,5 \times 3.5 = 11.285 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 4.47 + 3.5 = 7.897 \text{ KN/m}^2$$

▪ **l'ÉLU :**

$$M_0^x = 11.285 \times 0.70^2 \times 4 / 2 - 2 \times 11.285 \times 0.70^3 / 3 = 8.48 \text{ KNm}$$

$$M_0^y = \frac{11.285 \times 0.70^3}{6} = 0.65 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 8.48 = 6.36 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.65 = 0.55 \text{ KNm}$$

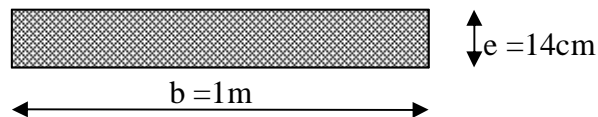
• **En appuis :**

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -4.24 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -4.24 \text{ KNm}$$

• **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Fig.III.27.**Section de la dalle pleine a

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab.3.18) suivant :

Tableau III.19. Calcul du ferrailage de la dalle

Localisation	M <sup>0</sup> (KN)		M <sup>t</sup> (KN)		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	S <sub>t</sub> (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
<b>En travée</b>								
<b>Sens x</b>	8.48	5.93	6.36	4.45	1.55	1.12	4HA8=2.01	25
<b>Sens y</b>	0.65	0.45	0.55	0.38	0.132	1.12	4HA8=2.01	25
<b>En appui</b>								
<b>Sens x, y</b>	/	/	-4.24	-2.96	1.024	1.12	4HA8=2.01	25

$$\text{Avec } A_{y \min} = A_{x \min} = 0.0008 \times b \times e$$

- **Vérification diverse :**

- b) **A l'ELU :**

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

$$V_u^x = \frac{Pu \times l_x}{2} = \frac{11.285 \times 0.70}{2} = 3.95 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.182 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.068 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{cases}$$

- c) **A l'ELS :**

- **vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

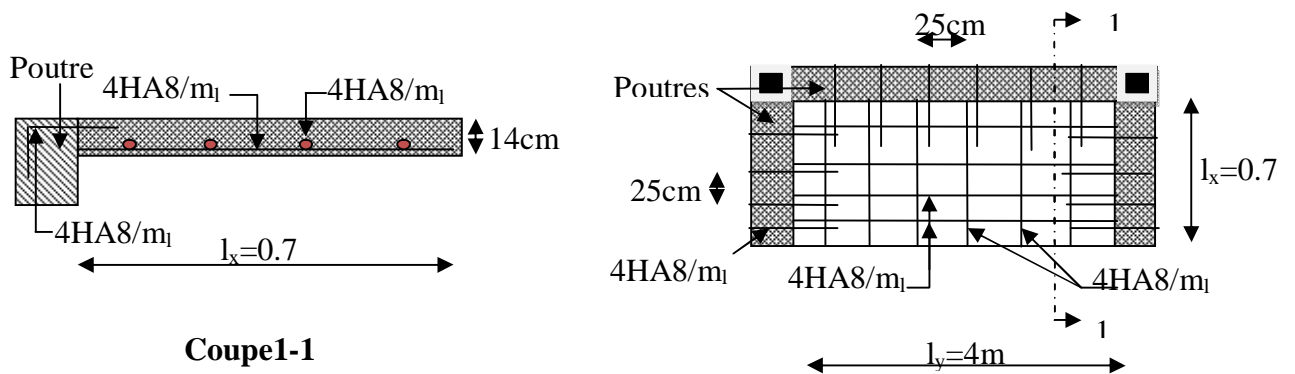
$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

**Tableau III.20.** Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	-2.96	3239.424	2.4	2.19	<b>15</b>	vérifiée
Travées (x)	4.45	3239.424	2.4	3.29	<b>15</b>	vérifiée
Travées (y)	0.38	3239.424	2.4	0.28	15	vérifiée

• Schéma de ferrailage :



**Fig.III.28.** Schéma de ferrailage de (D<sub>8</sub>, D<sub>7</sub>)

**III.4.2.5 Dalle sur trois appuis (D5, D6) :**

On choisit la plus sollicitée c-à-dire D6 :

On a :  $L_y = 2.95\text{m}$

$L_x = 0.90\text{m}$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2.95}{2} = 1.48\text{m} > L_x = 0.90\text{m}$$

Donc :

$$M_0^x = PL_x^2 \times L_y / 2 - 2PL_x^3 / 3$$

$$M_0^y = \frac{P \times l^3_x}{6}$$

On a :  $G = 4.47\text{ KN/m}^2$

$$Q = 3.5\text{ KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4.47 + 1,5 \times 3.5 = 11.285\text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.47 + 3.5 = 7.897 \text{ KN/m}^2$$

▪ **l'ÉLU :**

$$M_0^x = 11.285 \times 0.90^2 \times 2.95 / 2 - 2 \times 11.285 \times 0.90^3 / 3 = 8 \text{ KNm}$$

$$M_0^y = \frac{11.285 \times 0.90^3}{6} = 1.37 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 8 = 6.8 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 1.37 = 1.03 \text{ KNm}$$

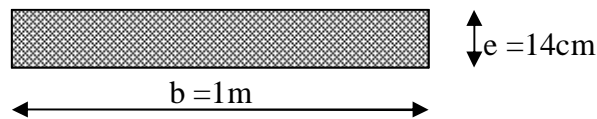
• **En appuis :**

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -2.4 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -2.4 \text{ KNm}$$

• **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Fig.III.29.**Section de la dalle pleine a ferrailé

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21.**Calcul du ferraillage de la dalle

Localisation	M <sup>0</sup> (KN)		M <sup>t</sup> (KN)		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
<b>En travée</b>								
<b>Sens x</b>	8	5.6	6.8	4.76	1.66	1.12	4HA8=2.01	25
<b>Sens y</b>	1.37	0.96	1.03	0.72	0.25	1.12	4HA8=2.01	25
<b>En appui</b>								
<b>Sens x, y</b>	/	/	-2.4	-1.68	0.58	1.12	4HA8=2.01	25

Avec  $A_{y\min} = A_{x\min} = 0.0008 \times b \times e$

• **Vérification diverse :**

d) **A l'ELU :**

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

$$V_u^x = \frac{Pu \times l_x}{2} = \frac{11.285 \times 0.90}{2} = 5.08 \text{KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.04 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

e) **A l'ELS :**

-**vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

**Tableau III.22.** Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	-1.68	3239.424	2.4	1.24	<b>15</b>	Vérifiée
Travées (x)	4.76	3239.424	2.4	3.53	<b>15</b>	Vérifiée
Travées (y)	0.72	3239.424	2.4	0.53	15	Vérifiée

• Schéma de ferrailage :

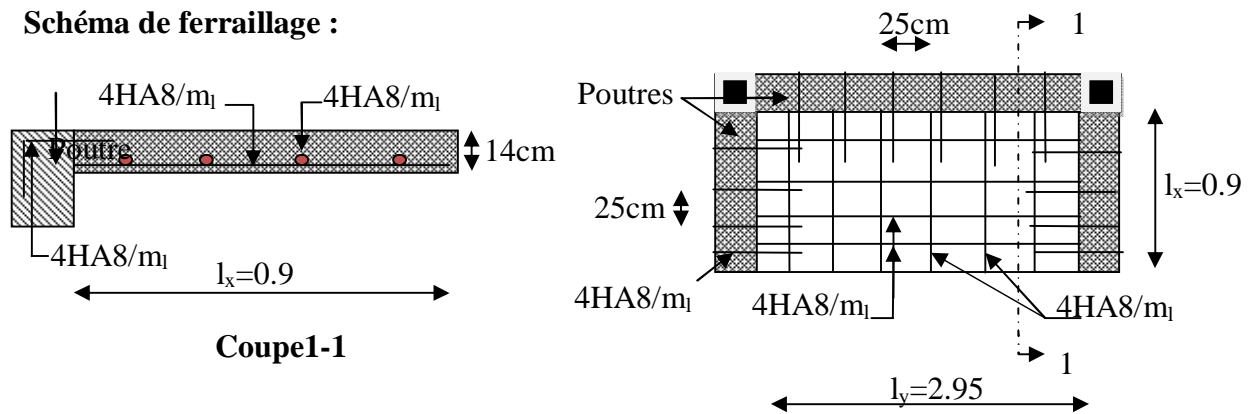


Fig.III.30.Schéma de ferrailage de D5 et D6

III.4.2.6. Dalle sur trois appuis (D2) :

On a :  $L_y = 4.20\text{m}$

$L_x = 1.1\text{m}$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.20}{1.1} = 3.82\text{m} > L_x = 1.1\text{m}$$

Donc :

$$M_0^x = PL_x^2 \times L_y / 2 - 2PL_x^3 / 3$$

$$M_0^y = \frac{P \times l^3_x}{6}$$

On a :  $G = 4.47 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4.47 + 1.5 \times 3.5 = 11.285 \text{ KN / m}^2$$

$$P_S = G + Q = 4.47 + 3.5 = 7.897 \text{ KN/m}^2$$

▪ PÉLU :

$$M_0^x = 11.285 \times 1.1^2 \times 4.2 / 2 - 2 \times 11.285 \times 1.1^3 / 3 = 18.66 \text{ KNm}$$

$$M_0^y = \frac{11.285 \times 1.1^3}{6} = 2.50 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

• En travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 18.66 = 14 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 2.5 = 2.13 \text{ KNm}$$

• En appuis :

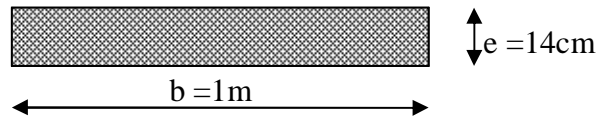


$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -6.53 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -7 \text{ KNm}$$

• **Férrailage:**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Fig.III.31.**Section de la dalle pleine aferrailé

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.23.** Calcul du ferrailage de la dalle

Localisation	M <sup>0</sup> (KN)		M <sup>t</sup> (KN)		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /m <sub>l</sub> )	S <sub>t</sub> (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
<b>En travée</b>								
<b>Sens x</b>	18.66	13.06	14	9.8	3.47	1.12	4HA12=4.52	25
<b>Sens y</b>	2.50	1.75	2.13	1.49	0.514	1.12	4HA8=2.01	25
<b>En appui</b>								
<b>Sens x, y</b>	/	/	-7	-6.53	1.705	1.12	4HA8=2.01	25

Avec  $A_{y \min} = A_{x \min} = 0.0008 \times b \times e$

• **Vérification diverse :**

f) **A l'ELU :**

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

$$V_u^x = \frac{Pu \times l_x}{2} = \frac{11.285 \times 1.1}{2} = 6.21 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.052 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- **Vérification des espacements :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ vérifiée (sens principale)}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)}$$

**g) A l'ELS :**

**-vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

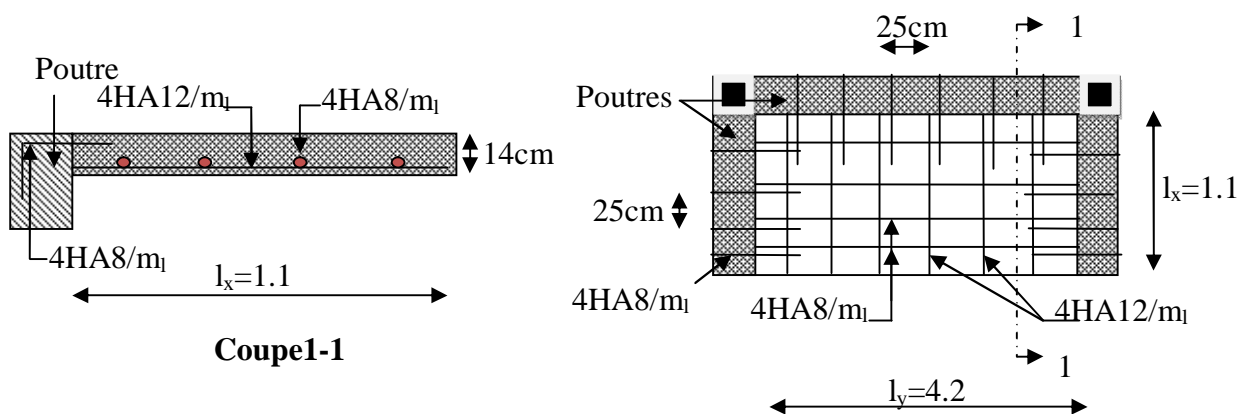
$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

**Tableau III.24.** Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	-6.53	6324.62	3.4	3.51	<b>15</b>	Vérifiée
Travées (x)	9.8	3239.424	2.4	7.26	<b>15</b>	Vérifiée
Travées (y)	1.49	3239.424	2.4	1.1	15	Vérifiée

• **Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.32.** Schéma de ferrailage de D<sub>2</sub>

### III.5. Calcul des chaînages :

#### III.5.1. Définition :

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux, afin de reprendre le poids de mur.

#### III.5.2. Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :

$$\frac{l_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow 26.56\text{cm} \leq h \leq 42.5\text{cm}$$

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

RPA99 [1] (Article 9.3.3)

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

#### III.5.3. Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage reprend une charge répartie qui est son poids propre et la charge du mur extérieur.

$$P_{\text{poutre}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25\text{KN/ml}$$

$$P_{\text{mur}} = 2.67 \times (3.06 - 0.30) = 7.369\text{KN/ml}$$

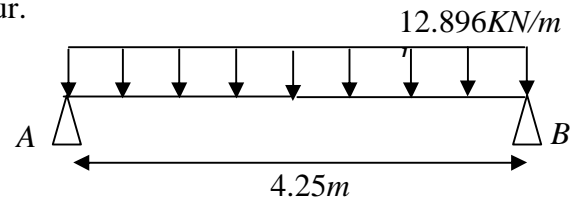


Figure III.33 Schéma statique de Chainage.

#### III.5.4. Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times (2.25 + 7.369) = 12.896\text{KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 29.32\text{KNm.}$$

#### III.5.5. Ferrailage :

##### a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 Résumé des résultats de ferrailage.

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
29.32	0.095	0.125	0.2565	3.28471242	3T12= 3.39

**b) Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57mm \quad \text{BAEL91 (Article III.3.b page 112)}$$

Soit un cadre  $\phi 8$  plus un étrier  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4 \times \phi 8 = 2.01cm^2$

**c) Les espacements :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 67cm$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.30cm \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} < 0$$

Le **RPA99 version 2003** exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$ .

On adopte  $S_t = 20cm$ .

**III.6.6. Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.978075cm^2 < A_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 27.595KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.34MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa; F.P.N$$

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

**III.5.6. Vérifications à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$M_{ser} = 9.639 \times \frac{4.25^2}{8} = 21.7630547 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est...v\u00e9rifi\u00e9e}$$

• **V\u00e9rification des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible; donc aucune v\u00e9rification n'est \u00e0 effectuer.

• **V\u00e9rification de la fl\u00e8che :**

La v\u00e9rification de la fl\u00e8che est n\u00e9cessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

- $\frac{h}{l} = 0.071 \geq \frac{1}{16}$  ..... Condition v\u00e9rifi\u00e9e.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1$  ..... Condition non v\u00e9rifi\u00e9e.
- $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.00342 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$  ..... Condition v\u00e9rifi\u00e9e.

La deuxi\u00e8me condition n'est pas v\u00e9rifi\u00e9e, alors il faut calculer la fl\u00e8che.

La fl\u00e8che totale est d\u00e9finie d'apr\u00e8s le BAEL91 comme suit :  $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Pour une port\u00e9e inf\u00e9rieur \u00e0 5m, la fl\u00e8che admissible :  $f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm}$

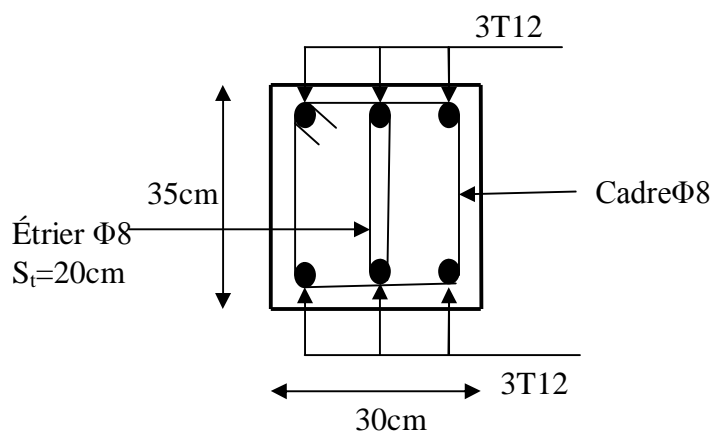
Le calcul par **SOCOTEC** nous a donn\u00e9 :  $\Delta f = 10.64 \text{ mm} > f_{adm} = 8.5 \text{ mm}$

Donc on augmente la retomb\u00e9e de la poutre de 5 cm.

Apr\u00e8s calcul par **SOCOTEC** avec les nouvelles dimensions de la poutre on a eu une fl\u00e8che

$$\Delta f = 6.45 \text{ mm} < f_{adm} = 8.5 \text{ mm}$$

**III.5.7. Sch\u00e9ma de ferrailage :**



**Figure III. 34.** Sch\u00e9ma de ferrailage de la poutre de ch\u00e2nage.



**IV.1.Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène séismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donnée que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa selon le classement du RPA99 addenda 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

**IV.2. Objectifs et exigences :**

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'ELS.

**IV.3. Méthode de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Par la méthode statique équivalente ;

Par la méthode d'analyse modale spectrale ;

Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### Calcul de la force sismique totale :

**RPA99** (Article 4.2.3)

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient  $A$  représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

- $Q$  : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité  $Q$  exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage  $A$  que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation  $\Delta_D$  liée à  $A$  est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur  $Q$  est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :



- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1** Valeurs des pénalités Pq.

" Critère q "	Pq	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	0	
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	
6- Contrôles de qualité des d'exécution	0	

Donc  $Q = 1.15$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

**Tableau IV.2** Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0.30
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	
	- Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Concernant notre projet on a des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux avec le poids des murs extérieurs :

**Tableau IV.3.** Valeurs des poids d'étages et des poids cumulés .

	Poids cumulé (KN)	Poids d'étage(KN)
RDC	27060.742	4610.958
Etage 1	22449.784	4598.741
Etage 2	17851.043	4530.028
Etage 3	13321.015	4529.89
Etage 4	8791.125	4437.265
Etage 5	4353.86	4353.86

$W = 27060.742$  KN.

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient **D** est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (**T**), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure **T** (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de **T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99** (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99** (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_2$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.1s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**Tableau IV.4.** Tableau donnant les valeurs de  $\zeta(\%)$  :

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV.4** Les valeurs de  $\zeta(\%)$ 

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

**RPA99** (Formule 4-6)

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 18.36m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau suivant :

**Tableau IV.5.** Tableau donnant les valeurs de  $C_T$  :

Cas N°	Système de contreventement	$C_T$
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques autos-tables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (18.36)^{3/4} = 0.443 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

RPA99 (Formule 4-7)

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 23.40\text{m}, \quad L_y = 18.80\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.342 \text{ s} \\ T_y = 0.381 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.342 \text{ s} < T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.381 \text{ s} < T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \eta \quad \text{car} \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 = 2.04 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 = 2.04 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T = 1.3 \times 0.443 = 0.577 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{5} \times 27060.742 = 1904.53 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{5} \times 27060.742 = 1904.53 \text{ KN}$$

**IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :**

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (**spectre**).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

T	U <sub>x,y</sub>	T	U <sub>x,y</sub>	T	U <sub>x,y</sub>	T	U <sub>x,y</sub>	T	U <sub>x,y</sub>
0.000	0.190	1.000	0.060	2.000	0.038	3.000	0.029	4.000	0.018
0.100	0.130	1.100	0.056	2.100	0.037	3.100	0.027	4.100	0.017
0.200	0.095	1.200	0.053	2.200	0.035	3.200	0.026	4.200	0.016
0.300	0.095	1.300	0.050	2.300	0.034	3.300	0.025	4.300	0.016
0.400	0.095	1.400	0.048	2.400	0.033	3.400	0.023	4.400	0.015
0.500	0.095	1.500	0.046	2.500	0.033	3.500	0.022	4.500	0.015
0.600	0.084	1.600	0.044	2.600	0.032	3.600	0.021	4.600	0.014
0.700	0.076	1.700	0.042	2.700	0.031	3.700	0.020	4.700	0.014
0.800	0.070	1.800	0.040	2.800	0.030	3.800	0.019	4.800	0.013
0.900	0.064	1.900	0.039	2.900	0.029	3.900	0.019	4.900	0.013
								5.000	0.012

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

#### IV.4. Description du logiciel SAP 2000 :

Le SAP 2000 version 14 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

##### IV.4.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les résultats ci-dessous sont obtenus par l'application **Socotec**.

**Tableau IV.6.** Tableau des caractéristiques géométriques de la structure

Niveau	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$I_X$ (m <sup>4</sup> )	$I_Y$ (m <sup>4</sup> )
3.06	354.655	10.5	10.78	8784.3909	15135.2593
6.12	354.655	10.5	10.78	8784.3909	15135.2593
9.18	354.655	10.5	10.78	8784.3909	15135.2593
12.24	354.655	10.5	10.78	8784.3909	15135.2593
15.3	354.655	10.5	10.78	8784.3909	15135.2593
18.36	354.655	10.5	10.78	8784.3909	15135.2593

$A_i$  : Surface du plancher au niveau  $i$ .

$X_G$  : Abscisse du centre de gravité du niveau.

$Y_G$  : Ordonnée du centre de gravité du niveau.

$I_X$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

$I_Y$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

1) Première disposition :

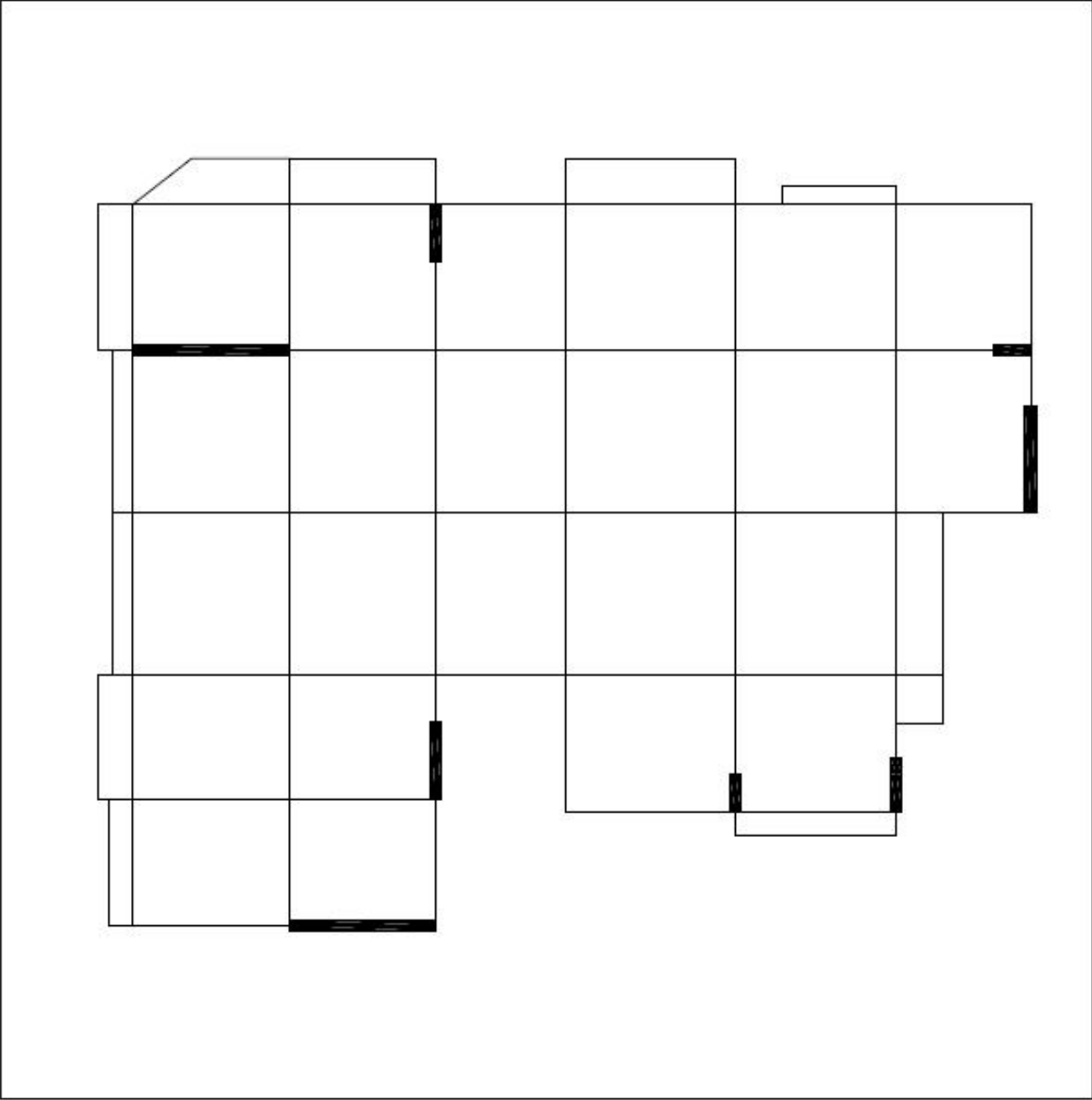
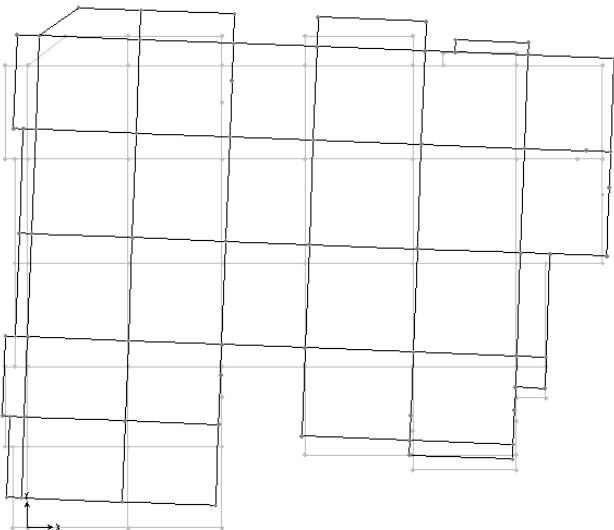
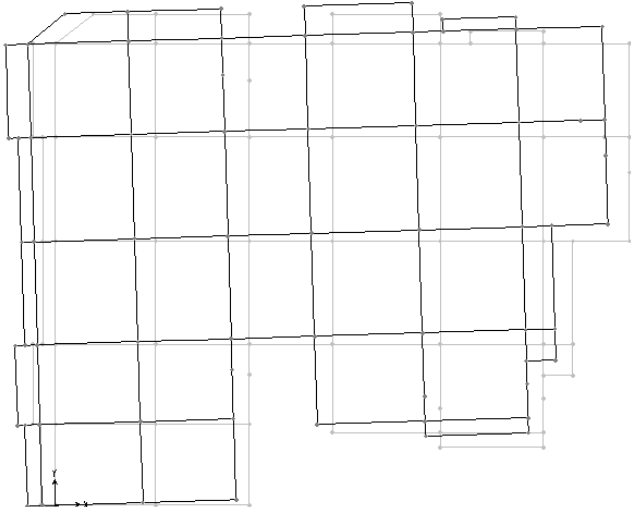


Fig.IV.1 disposition des voiles.

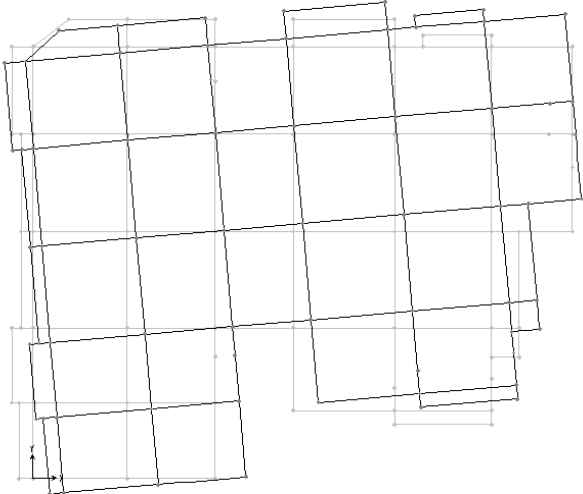




Modes1 :  $T= 0.576974$  s  
Translation selon y-y



Modes2 :  $T=0.490162$  s  
Translation selon x-x



Modes3 :  $T=0.411812$  s  
Rotation autour de z-z

**Fig.IV.2** modes de vibration de la structure

## a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Tableau IV.7. Tableau des Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.576974	0.0241	0.61022	0.00001258	0.0241	0.61022
2	0.490162	0.56902	0.07484	0.00002774	0.59312	0.68506
3	0.411812	0.11526	0.06722	4.536E-07	0.70838	0.75228
4	0.169636	0.00354	0.11747	0.00005711	0.71192	0.86975
5	0.127761	0.14022	0.01455	0.00003428	0.85214	0.8843
6	0.104277	0.05342	0.00822	0.00002096	0.90556	0.89252
7	0.084212	0.00189	0.04637	0.00024	0.90745	0.93889
8	0.061798	0.03609	0.00394	0.04256	0.94354	0.94283
9	0.061366	0.00664	0.00105	0.17033	0.95019	0.94388
10	0.061014	0.00000393	0.000008085	0.04204	0.95019	0.94389
11	0.060903	0.00007448	0.00057	0.01962	0.95027	0.94446
12	0.059515	0.000001309	0.00001246	0.01439	0.95027	0.94447

## ❖ Analyse des résultats :

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation ; le premier selon x x, et le deuxième selon yy. Telle que montrée par les figures précédentes.

**IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :****IV.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article 3-4-4-a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

**a) Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**b) Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont illustrés dans les deux tableaux qui suit :

➤ **Sous charges verticales**

**Tableau IV.8.** Tableau des charges verticales.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	27484.426	2594.338	91.374852	8.62514829
1 <sup>er</sup> étage	20736.164	4192.48	83.182078	16.8179224
2 <sup>ème</sup> étage	16228.298	3562.361	81.999786	18.0002141
3 <sup>ème</sup> étage	11991.887	2729.421	81.459385	18.5406147
4 <sup>ème</sup> étage	7785.154	1866.959	80.65751	19.3424901
5 <sup>ème</sup> étage	3744.529	940.679	79.922364	20.0776358

➤ **Sous charges horizontales :**

**Tableau IV.9.** Tableau des charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	880.54	860.381	50.578	49.421	987.733	645.336	60.4832	39.516
1 <sup>er</sup> étage	405.236	1226.78	24.830	75.169	817.803	719.888	53.1838	46.816
2 <sup>ème</sup> étage	443.667	1009.85	30.523	69.476	792.814	582.892	57.6296	42.370
3 <sup>ème</sup> étage	473.874	738.554	39.084	60.915	758.106	391.365	65.9525	34.047
4 <sup>ème</sup> étage	392.221	519.992	42.996	57.003	601.507	244.688	71.0837	28.916
5 <sup>ème</sup> étage	432.621	196.199	68.798	31.201	524.647	111.744	82.4409	17.559

A partir des deux tableaux on déduit que les interactions sous charges horizontales et verticales sont vérifiées.

**IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que 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 déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

$\alpha$  : Facteur de participation du mode pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens de vibration (voir tableau IV.9).

On doit vérifier que  $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

**Tableau IV.10.** Tableau des Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	Mode	$\alpha$	D	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	6	90.55	2.04	1724.55	1896.547	1517.2376	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$
y-y	7	93.88	2.04	1786.44	1896.547	1517.2376	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$

**IV.11 Vérification de l’effort normale réduit : [1]**

Dans le but d’éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0,30 \quad (\text{Art : 7.1.3.3})$$

Avec :

$N_d$  : désigne l’effort normale de calcul s’exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l’aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c_j}$  : est la résistance caractéristique du béton .

**Tableau IV.11.** Vérification de l’effort normale réduit.

	section	P	B	Fc28	v	Condition
niveau	cm×cm	KN	cm <sup>2</sup>	Mpa	KN	$v < 0.3$
RDC	50×50	-1376.387	2500	25	0.220222	vérifiée
1	50×50	-1135.377	2500	25	0.18166	vérifiée
2	45×50	-896.189	2250	25	0.159322	vérifiée
3	45×50	-659.734	2250	25	0.117286	vérifiée
4	45×45	-424.48	2025	25	0.083848	vérifiée
5	45×45	-206.444	2025	25	0.040779	vérifiée

**IV.5.3. Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  RPA99 (Article 5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad (\text{article 4.4.3 R.P.A99/v2003})$$

$$R = 5$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que:  $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}}$  (article 5.10 R.P.A99/v2003)

**Tableau IV.11.** Vérification des déplacements.

Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0.07	0.35	0	0.35	306.0	0.114	vérifiée
Eage 1	0.2	1	0.35	0.65	306.0	0.212	vérifiée
Eage 2	0.36	1.8	1	0.80	306.0	0.261	vérifiée
Eage 3	0.53	2.65	1.8	0.85	306.0	0.278	vérifiée
Eage 4	0.7	3.5	2.65	0.85	306.0	0.278	vérifiée
Etag 5	0.86	4.3	3.5	0.80	306.0	0.261	vérifiée

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0.08	0.400	0	0.40	306.0	0.131	vérifiée
Eage 1	0.23	1.150	0.400	0.75	306.0	0.245	vérifiée
Eage 2	0.41	2.050	1.150	0.90	306.0	0.294	vérifiée
Eage 3	0.57	2.850	2.050	0.80	306.0	0.261	vérifiée
Eage 4	0.71	3.550	2.85	0.70	306.0	0.229	vérifiée
Etage 5	0.83	4.150	3.550	0.60	306.0	0.196	vérifiée

**IV.15 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [1]**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \quad (\text{Art : 5.9})$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi}) \quad (\text{Art : 5.9})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

Tableau IV.12. Vérification de l'effet p-  $\Delta$ 

	Sens x-x					
Niveaux	$h_k$	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
RDC	306.0	22449.784	0.35	1740.921	0.015	vérifiée
Eage 1	306.0	17851.043	0.65	1632.022	0.023	vérifiée
Eage 2	306.0	13321.015	0.8	1453.518	0.024	vérifiée
Eage 3	306.0	8791.125	0.85	1212.428	0.020	vérifiée
Eage 4	306.0	4353.86	0.85	912.213	0.013	vérifiée
Etag 5	306.0	0	0.8	628.82	0.000	vérifiée

	Sens y-y					
Niveaux	$h_k$	$P_k$	$V_k$	$\Delta_k$	$\theta_k$	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
RDC	306.0	22449.784	0.4	1633.069	0.018	vérifiée
Eage 1	306.0	17851.043	0.75	1537.691	0.028	vérifiée
Eage 2	306.0	13321.015	0.9	1375.706	0.028	vérifiée
Eage 3	306.0	8791.125	0.8	1149.471	0.020	vérifiée
Eage 4	306.0	4353.86	0.7	846.195	0.012	vérifiée
Etag 5	306.0	0	0.6	636.391	0.000	vérifiée



## V.1 INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

## V.2. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillement se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
  - 2)  $G+Q$
  - 3)  $G+Q+E$
  - 4)  $G+Q-E$
  - 5)  $0.8G+E$
  - 6)  $0.8G-E$
- RPA99 /version2003 (Article 5.2)

Pour notre structure, nous avons cinq types de poteaux à étudier :

- RDC, 1<sup>ère</sup> étages :  $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$ ,
- 2, 3<sup>ème</sup> étages :  $(b \times h) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$ ,
- 4, 5<sup>ème</sup> étages :  $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$ ,

### V.2.1. Recommandations du RPA99

#### a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % de la section du poteau en zone courante.
  - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est  $l_r = 40\phi$  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 poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

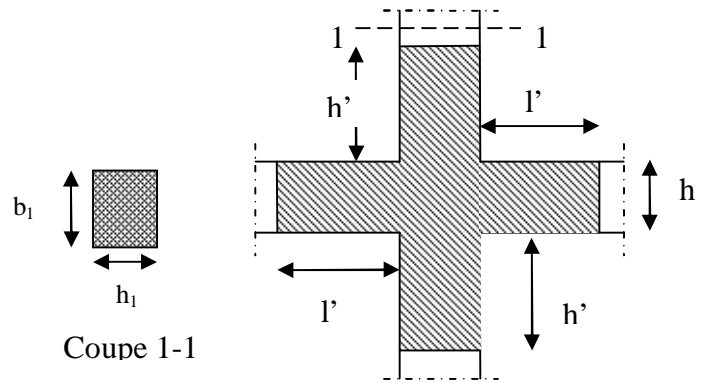


Fig.V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
RDC, 1 <sup>ère</sup> étage	50 × 50	20	100	150
2, 3 <sup>ème</sup> étage	45 × 50	18	90	135
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étages	45 × 45	16.2	81	121.5

**b) Armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2).}$$

Avec

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espace est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :

-  $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

-  $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la}$$

direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{\text{max}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$			$M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{cor}}$			$N_{\text{min}} \longrightarrow M_{\text{cor}}$			V (Kn)
	N (KN)	M (KN.m)	Com	M (KN.m)	N (KN)	com	N (KN)	M (KN.m)	com	
RDC,	2691.91	76.547 6	3	88.519	1098.6 4	3	13.452	67.149 8	3	160.86 2
1 <sup>ier</sup> Etage	1370.606	29.245 8	3	108.57 03	284.33 5	3	14.819	4.9885 5	5	96.959
2 <sup>eme</sup> étage	897.594	1.5247	1	105.39 04	262.27 7	4	22.913	40.016 9	3	29.046

3 <sup>ème</sup> étage	677.806	1.8866	1	104.856 5	225.989	4	2.377	4.8965	3	100.94
4 <sup>ème</sup> étage	458.396	1.8918	1	86.0326	163.056	6	2.724	25.4045	5	84.875
5 <sup>ème</sup> étage	241.734	2.9492	1	78.0662	94.517	3	0.011	26.2268	3	50.32

**V.2.3. Ferrailage des poteaux**

**a) Armatures longitudinales**

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tab V.3 :** Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section	A <sub>cal</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>adop</sub>	Barres
RDC, 1 <sup>ère</sup> étages	50 × 50	0	20	24.13	12HA16
2, 3 <sup>ème</sup> étages	45 × 50	0	18	20.33	4HA16+8HA14
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étages	45 × 45	0	16.8	18.47	12HA14

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tab V.4 :** Armatures transversales des poteaux

Section (cm <sup>2</sup> )	∅ <sub>l</sub> <sup>min</sup> (cm)	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	V <sub>u</sub>	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>opt</sup> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
50 × 50	1.6	2.142	4.284	160.862	10	15	4.52	4.657	4.71	6HA10
45 × 50	1.4	2.142	4.284	100.94	10	15	2.84	4.192	4.71	6HA10
45 × 45	1.4	2.142	4.76	84.875	10	15	2.65	4.995	6.79	6HA12

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons  $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$ .

### V.2.4. Vérification

#### a) Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec :  $B_r$  : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement  $\lambda_g$ .

$A_s$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

$$\text{Cas d'une section rectangulaire : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'où : } \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \quad \text{avec } l_f : \text{longueur de flambement}$$

$$\text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$$

$A_s$  : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ul</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)
RDC, 1 <sup>ère</sup> étages	50 × 50	3.06	2.142	14.823	0.821	24.33	2304	4192.276	2691.91
2, 3 <sup>ème</sup> étages	45 × 50	3.06	2.142	16.47	0.814	20.33	2064	3686.891	897.594
4, 5 <sup>ème</sup> étages	45 × 45	3.06	2.142	16.47	0.814	18.47	1849	3338.543	458.396

On voit bien que N<sub>max</sub> < N<sub>u</sub> pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

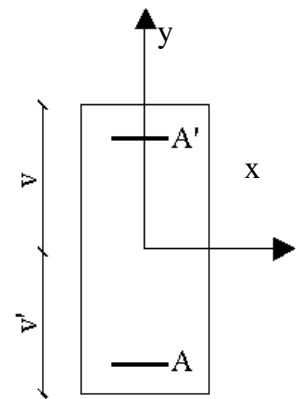


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
RDC, 1 <sup>ère</sup> étages	50 × 50	45	24.13	27.529	22.471	0.0065	1001.873	2.3546	4.11	15
2, 3 <sup>ème</sup> étages	45 × 50	45	20.33	27.387	22.613	0.0058	653.828	1.1169	2.96	15
4, 5 <sup>ème</sup> étages	45 × 45	40.5	18.47	24.666	20.334	0.0042	334.527	1.3827	1.73	15

On voit bien que σ<sub>bc</sub> < σ̄<sub>bc</sub> dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**c) Vérification aux sollicitations tangentes**

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tab V.7 : Vérification des sollicitations tangentes**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
RDC, 1 <sup>ère</sup> étages	50×50	2.142	4.284	0.04	45	160.862	0.715	1.00
2, 3 <sup>ème</sup> étages	45×50	2.142	4.284	0.04	45	100.94	0.498	1.00
4, 5 <sup>ème</sup> étages	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	84.875	0.466	1.00

On voit bien que  $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée.

**V.2.5. Dispositions constructives**

- **Longueur des crochets des armatures transversales**

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 10mm \rightarrow L = 10cm$$

$$\phi_t = 10mm \rightarrow L = 10cm$$

$$\phi_t = 10mm \rightarrow L = 10cm$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64cm.$$

On adopte :  $L_r = 65cm.$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56cm$$

On adopte :  $L_r = 60cm.$

### ▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres ( $h'$ ) et ( $l'$ ) voir paragraphe (II.1.a).

- RDC, 1<sup>ère</sup> étage :

$$L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

$$h' = \max(51; 50; 50; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

- 2, 3<sup>ème</sup> étages :

$$L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

$$h' = \max(51; 50; 45; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

- 4, 5<sup>ème</sup> étages :

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

$$h' = \max(51; 45; 45; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

### V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux

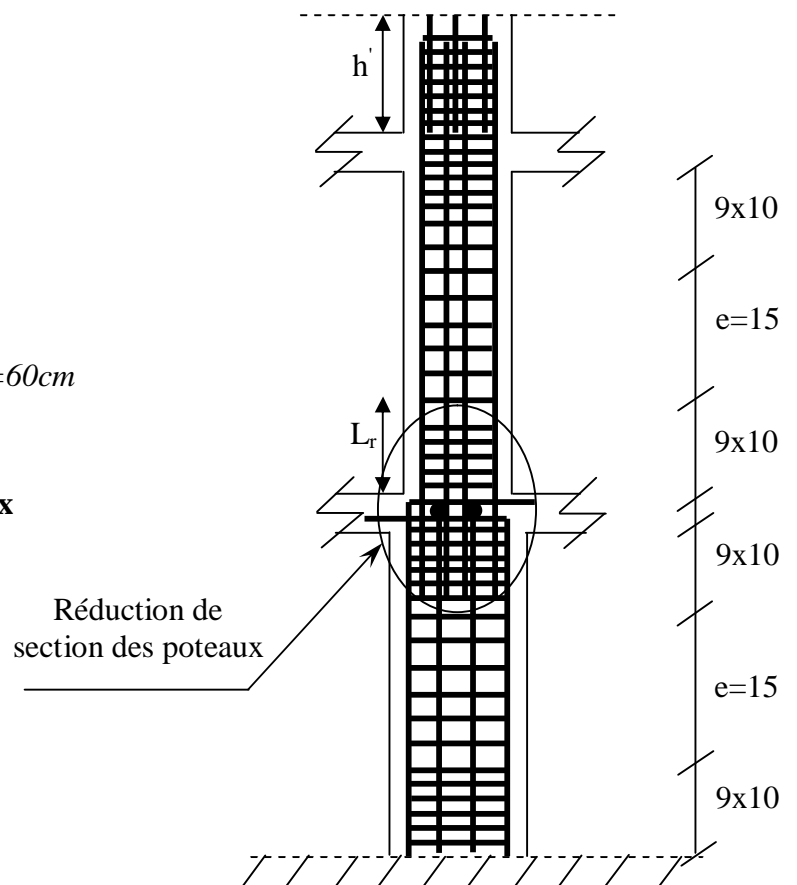
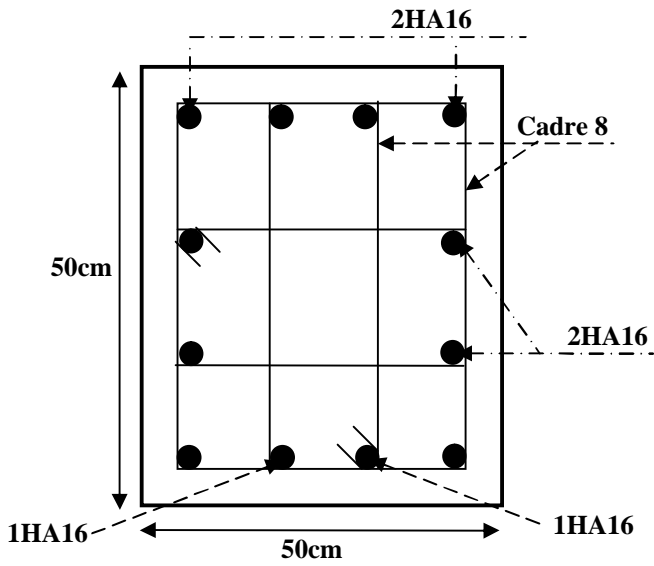
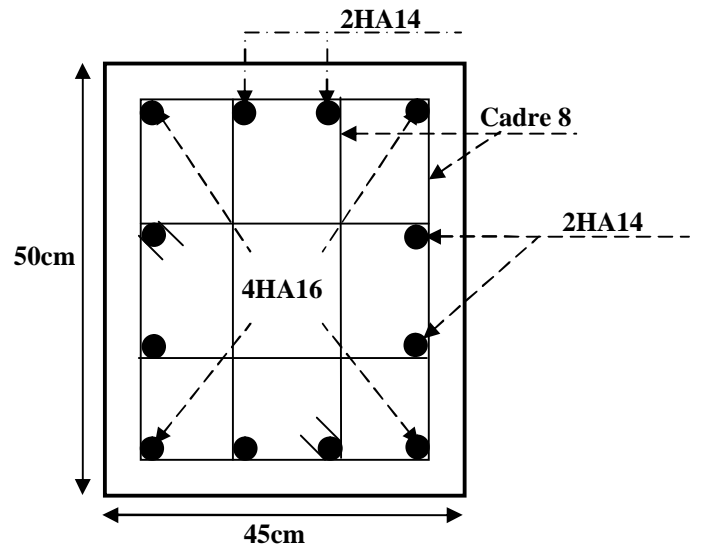


Fig 3 : Coupe longitudinale des poteaux

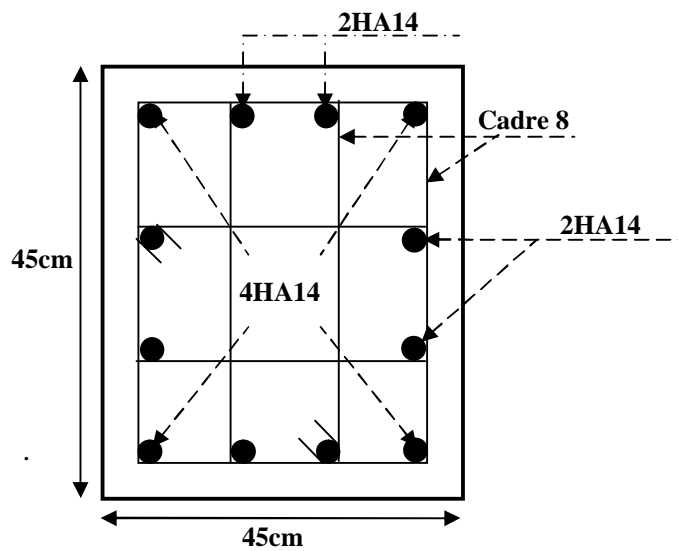




Ferrailage des poteaux (50x50)



Schémas de ferrailage des poteaux (45x50)



Schémas de ferrailage des poteaux (45x45)

Fig V4. Schéma de ferrailage des poteaux

### V.3. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

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

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99/version 2003 (Art 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×35) cm<sup>2</sup>
- poutres secondaires (30×30) cm<sup>2</sup>

#### V.3. 1. Recommandation du RPA 99/V2003

##### a) Coffrage

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

##### b) Ferrailage RPA99 (Art 7.5.2)

##### - Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% b×h en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4 % b×h En zone courante.
  - 6% b×h En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale des recouvrements est de :  
 $40\phi$  En zone IIa.  
avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tab V.8:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etages courants	Principale	30×35	42	63	5.25
	Secondaire	30×30	36	54	4.5
Terrasse	Principale	30×35	42	63	5.25
	Secondaire	30×30	36	54	4.5

#### Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale :  $S \leq \frac{h}{2}$  Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

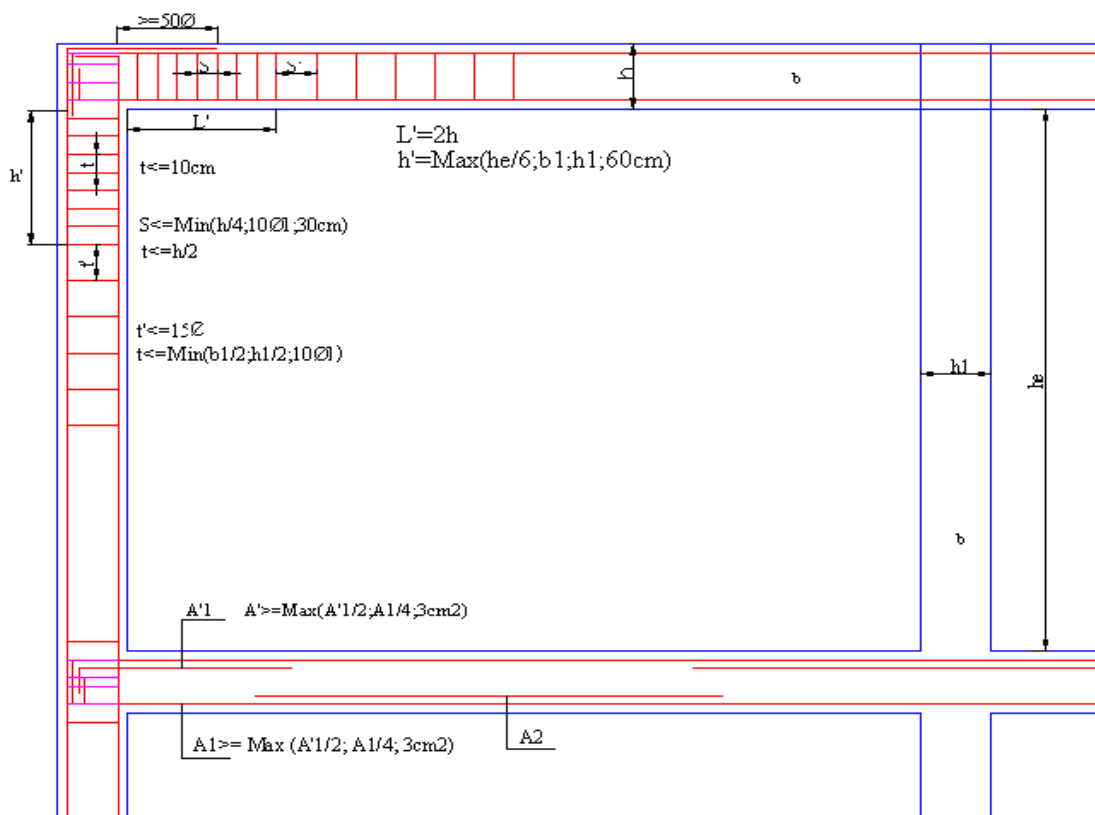


Fig V.5 : Dispositions constructives des portiques

### V.3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

#### a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ( $A_{min}$ ) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tab V.9: Ferrailage des poutres

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (cm)
Etages courants	Principale	30×35	Appui	11.33	5.25	6HA16=12.06	70
			Travée	9.42		3HA16+3HA14=10.65	70
	Secondaire	30×30	Appui	5.43	4.5	3HA16=6.03	70
			Travée	5.22		3HA16=6.03	70
Terrasse	Principale	30×35	Appui	7.94	5.25	3HA16+3HA14=10.65	70
			Travée	4.33		3HA16=6.03	70
	Secondaire	30×30	Appui	4.34	4.5	3HA14=4.62	56
			Travée	4.28		3HA14=4.62	56

L<sub>r</sub> : longueur de recouvrement.

**b) Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales**  $\phi \leq \min\left(2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(2; 1; 3)$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**  $\phi \leq \min\left(1.4; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 0.88; 3)$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- Zone nodale :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$ ,

Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(8.75\text{cm}; 16.8\text{cm}, 30\text{cm})$  Soit :  $S_t=8\text{ cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(7.5\text{cm}; 16.8\text{cm}, 30\text{cm})$  Soit :  $S_t=7\text{cm}$

- Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm}$  ; Soit :  $S_t=15\text{cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$  ; Soit :  $S_t=15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.3.3. Vérifications

#### A) A ELU

##### 1) Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

##### 2) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant :  $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

**Tab V.10** : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	180.062	1.82	Vérifiée
Poutres secondaires	90.807	1.08	Vérifiée

##### 3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

###### • Terrasse

###### Poutres principales

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 104.094 - \frac{82.2532}{0.9 \times 0.33} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -4.97 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 104.094 \times 10^{-3}}{400} = 2.99 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

###### Poutres secondaires

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 48.911 - \frac{19.2166}{0.9 \times 0.28} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -0.79 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 48.91 \times 10^{-3}}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Etages courants**

**Poutres principales**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [180.062 - \frac{111.8491}{0.9 \times 0.33}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -5.65 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 180.062 \times 10^{-3}}{400} = 5.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [90.807 - \frac{48.7176}{0.9 \times 0.28}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -2.95 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 90.807 \times 10^{-3}}{400} = 2.61 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**À l'ELS**

**1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**2) État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab V.11 :** Vérification de la contrainte limite de béton

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Etages courants	Poutres principales	Appuis	-111.849	145345.82	4.76	3.66	15
		Travées	-95.5614	130668.19	4.5	3.29	15
	Poutres secondaires	Appuis	-23.9743	56125.51	3.16	1.35	15
		Travées	-14.9403	56125.51	3.16	0.84	15
terrasse	Poutres principales	Appuis	-60.0527	130668.19	4.5	2.07	15
		Travées	-28.4615	79391.80	3.45	1.24	15
	Poutres secondaires	Appuis	-19.2166	44260.38	2.79	1.21	15
		Travées	-14.8221	44260.38	2.79	0.93	15

**3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

**Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{425} = 0.082 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{29.2011}{10 \times 36.5014} = 0.079 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

**Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{440} = 0.68 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.068 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{14.9403}{10 \times 22.564} = 0.066 \quad \text{Condition vérifiée}$$



$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.28} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**B) Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.

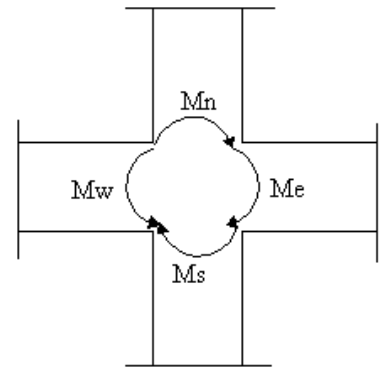


Figure V.6 : Les moments sur la zone nodale

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

**1) Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tab V.12 : Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC, 1 <sup>ère</sup> étages	50 × 50	0.425	24.13	356.883
2, 3 <sup>ème</sup> étages	45 × 50	0.425	20.33	300.681
4, 5 <sup>ème</sup> étages	45 × 45	0.3825	18.47	245.854

**2) Détermination du moment résistant dans les poutres**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tab V.13 : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)
RDC, 1 <sup>ère</sup> étages	Sens yy	125.38	125.38	313.45
	Sens xx	94.77	94.77	236.93
2, 3 <sup>ème</sup> étages	Sens yy	109.53	109.53	273.825
	Sens xx	86.55	86.55	216.375
4, 5 <sup>ème</sup> étages	Sens yy	94.68	94.68	236.7
	Sens xx	74.12	74.12	185.3

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.4. Schémas de ferrailage des poutres

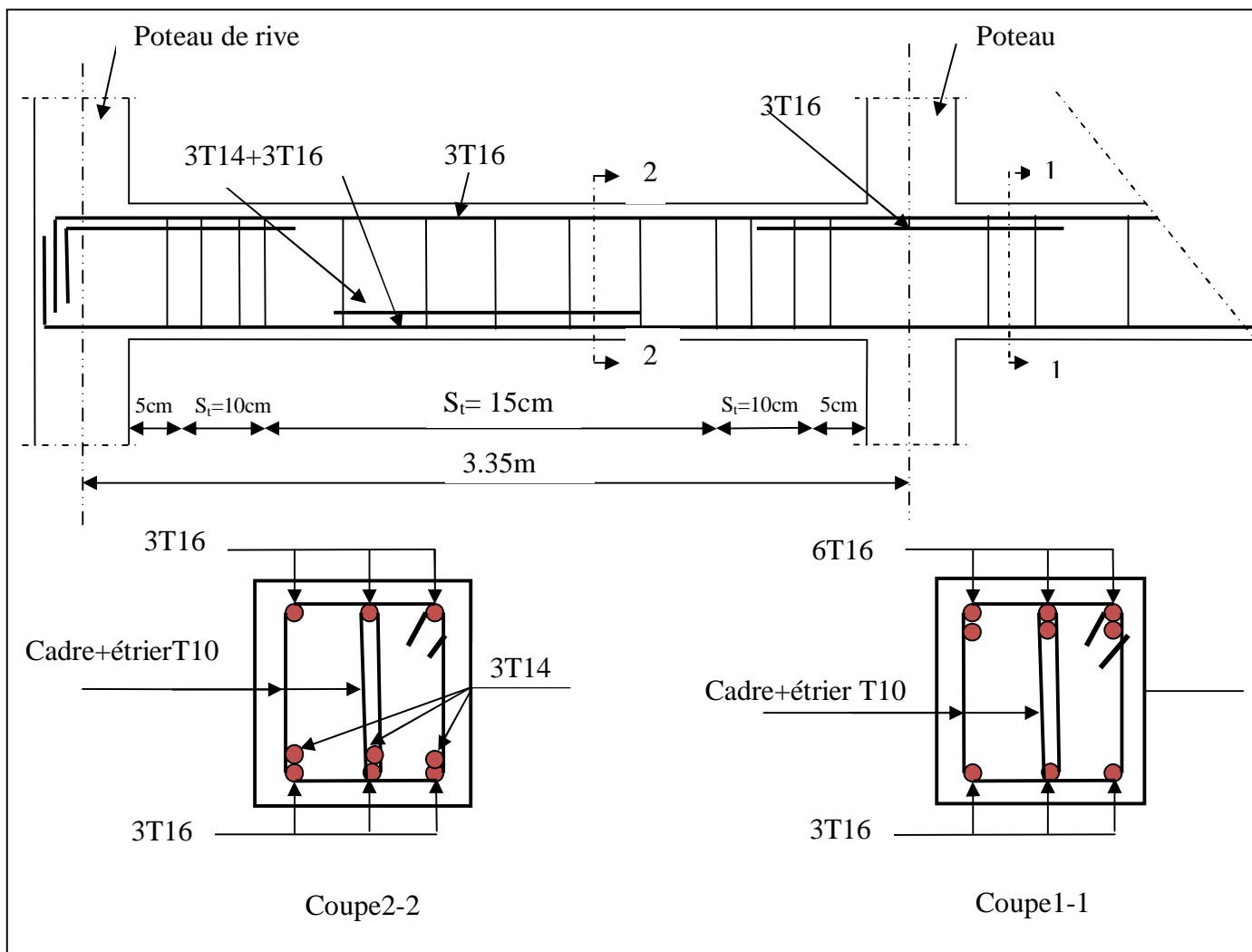


Fig V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales (étage courant)

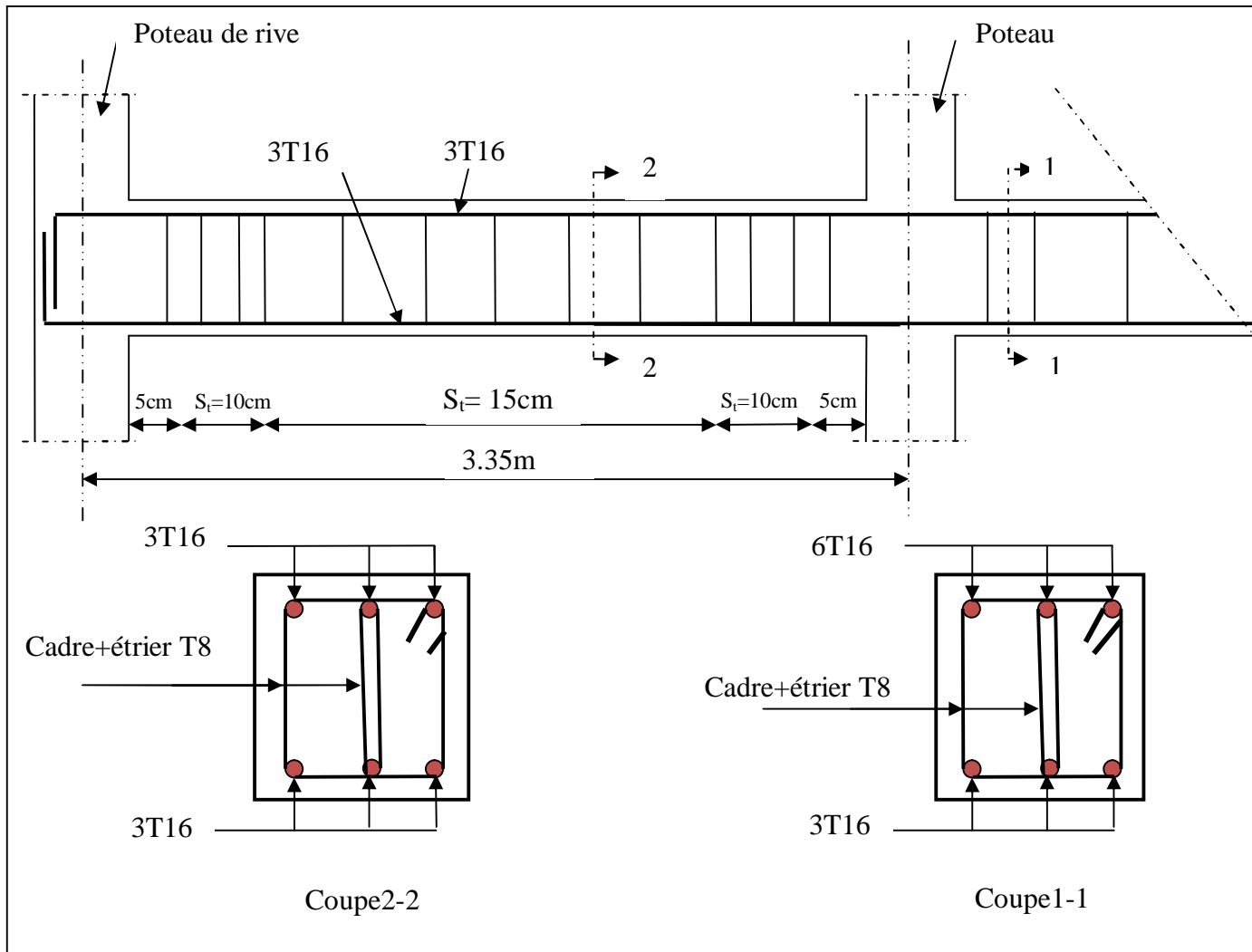


Fig V.8 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (étage courant)

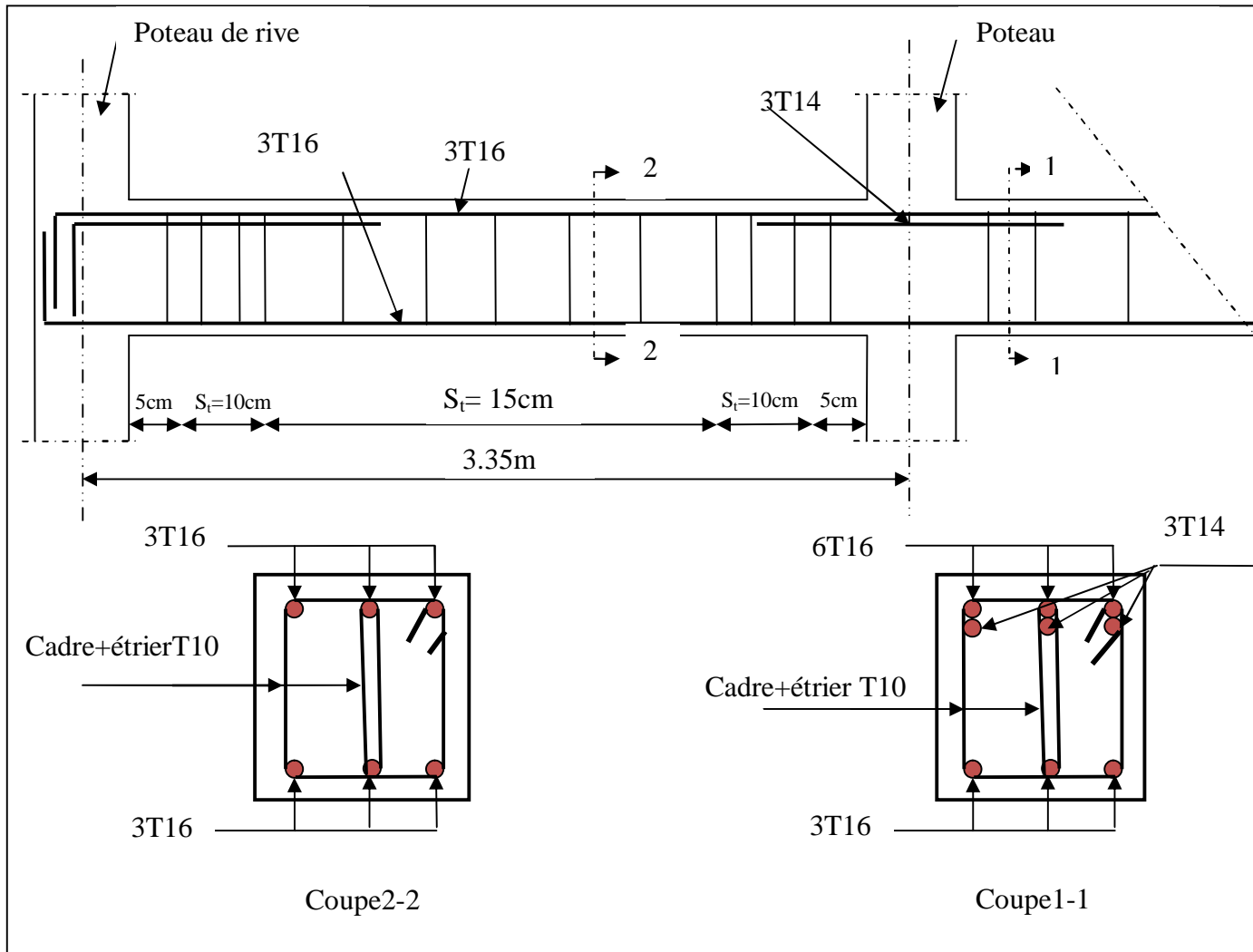
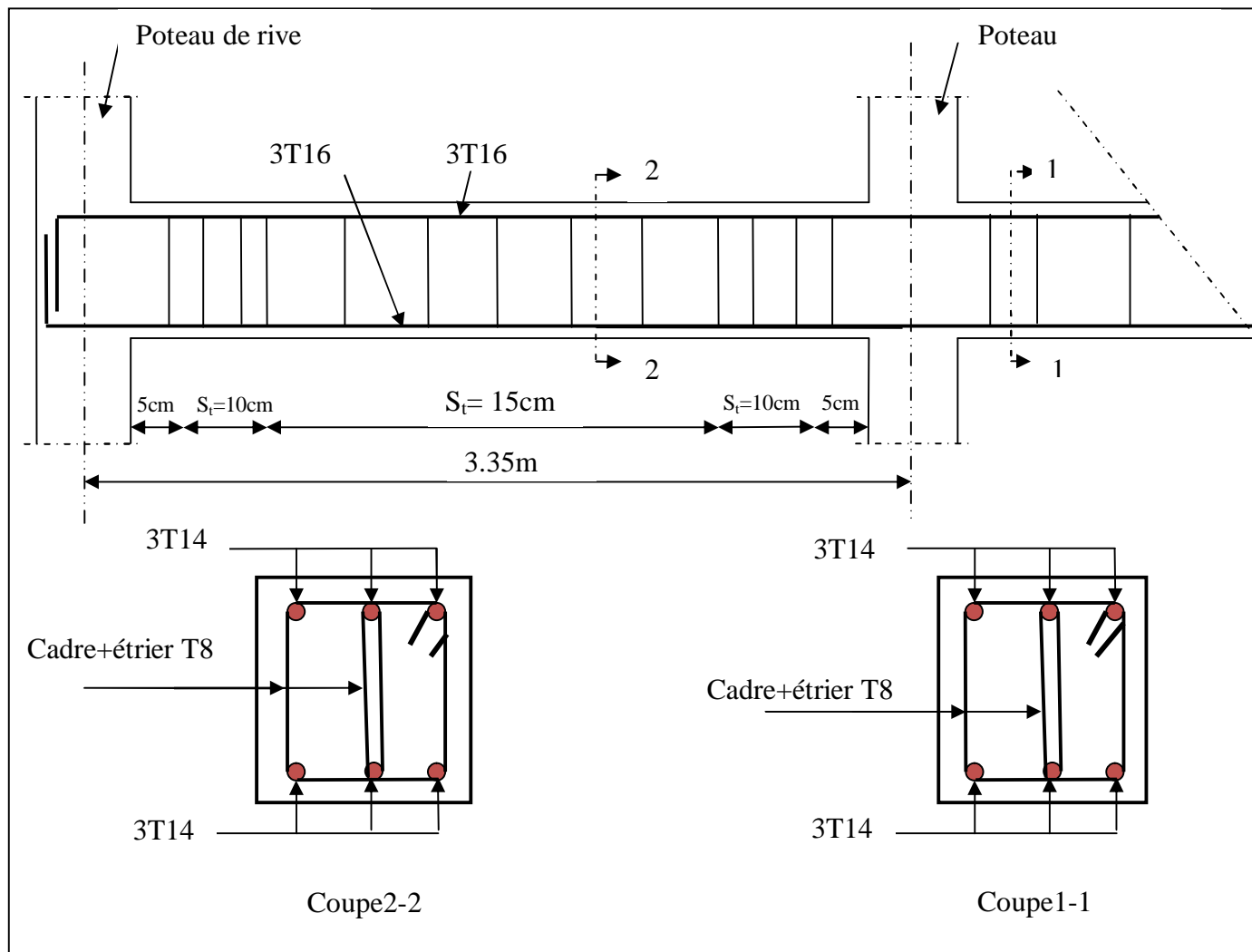


Fig V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales (terrasse inaccessible)



**Fig V.10** : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (terrasse inaccessible)

#### V.4.ETUDE DES VOILES

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

- ELU.
- $G+Q\pm E$ .
- $0.8G\pm E$ .

#### V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

##### a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $St < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

##### b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

##### c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

##### d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.}$$

-  $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

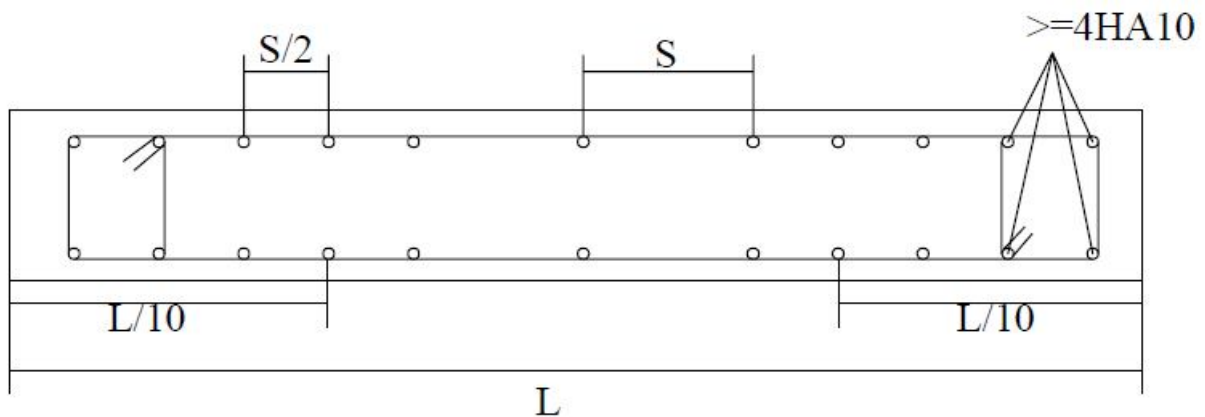
- L'espacement :  $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$ . ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par  $m^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.



**V.4.2. Le ferrailage**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant

$d = 0.9 L$  ;  $d' = 0.1 L$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

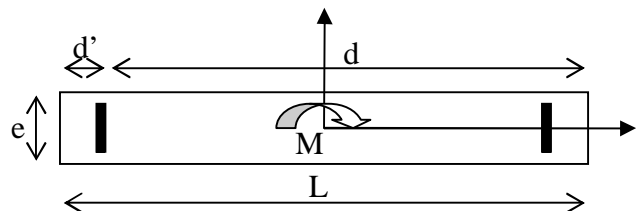


Fig. V.12 : Schéma d'un voile pleine

• **Armatures horizontales :**

On fixe  $S_t$  et on calcul  $A_t$  avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

• **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi L_r & \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

• **Diamètres des barres :**

$$\phi < e/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

• **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

Av cal /face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

Av min/face : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Av adop/face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N<sup>barre</sup>/face: nombre de barres adoptées par face.

S<sub>t</sub> : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur L/10 et l'autre au milieu du voile).

Ah min/face/ml : Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

Ah cal/face/ml : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

Ah adop/face : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

N<sup>barre</sup>/face/ml : nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

• **Calcul du ferrailage du voile :**

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'actions citées auparavant, nous aboutissant aux résultats de calcul récapitulés dans les tableaux suivant :



## V.4.3.1. Le ferrailage des voiles //plan xz

- Voile V1 :

Tab V.14 : Résultats de ferrailage du voile V1

Niveau		RDC ,1 <sup>er</sup>	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage
L (cm)		100	100	100
e (cm)		20	20	20
M (KN.m)		1499	647.402	314.063
N (KN)		822.817	667.091	349.98
V(KN)		50.195	49.513	37.932
$\tau_U$ Mpa		0.59	0.39	0.3
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		36.65	30.174	14.988
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		3	3	3
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		37.68	32.16	18.48
N <sup>barre</sup> /face		12HA20	16HA16	12HA14
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.922	0.609	0.469
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /face/ml		5HA8	5HA8	5HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25

- Voile V2 :

Tab V.15 : Résultats de ferrailage du voile V3.8

Niveau		RDC 1 <sup>er</sup> et étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> , 5 <sup>em</sup> étage
L (cm)		380	380	380
e (cm)		20	20	20
M (KN.m)		119.674	113.191	73.25
N (KN)		880.743	758.72	393.757
V(KN)		-469.83	376.657	201.672
$\tau_U$ Mpa		0.962	0.771	0.413
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		14.019	12.191	6.492
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		11.4	11.4	11.4

Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		18.48	13.57	12.57
N <sup>barre</sup> /face		12HA14	12HA12	16HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )		1.503	1.205	0.645
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /face/ml		5HA8	5HA8	5HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25

- Voile V3 :

**Tab V.16 :** Résultats de ferrailage du voile V4.1

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage
L (cm)		410	410	410
e (cm)		20	20	20
M (KN.m)		146.292	104.026	41.211
N (KN)		1524.39	1342.479	735.723
V(KN)		814.629	808.075	319.486
$\tau_U$ Mpa		1.55	1.533	0.61
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		23.573	20.479	11.044
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		12.3	12.3	12.3
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		24.64	22.60	15.71
N <sup>barre</sup> /face		16HA14	20HA12	20HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )		2.422	2.395	0.953
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		3.93	3.93	2.51
N <sup>barre</sup> /face/ml		5HA10	5HA10	5HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25

## V.4.3.2. Le ferrailage des voiles //plan yz

- Voile V1 :

Tab V.17 : Résultats de ferrailage du voile V1.4

Niveau		RDC ,1 <sup>er</sup>	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage
L (cm)		100	100	100
e (cm)		20	20	20
M (KN.m)		781.438	647.402	314.063
N (KN)		822.817	667.091	349.98
V(KN)		50.195	49.513	37.932
$\tau_U$ Mpa		0.59	0.39	0.3
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		36.655	30.174	14.988
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		3	3	3
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		37.68	32.16	18.48
N <sup>barre</sup> /face		12HA20	16HA16	12HA14
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.922	0.609	0.469
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		20	20	20
N <sup>barre</sup> /face/ml		5HA8	5HA8	5HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25

- Voile V2 :

Tab V.18 : Résultats de ferrailage du voile V1.4

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage
L (cm)		140	140	140
e (cm)		20	20	20
M (KN.m)		-259.384	18.2084	-2.2951
N (KN)		508.123	417.317	223.924
V(KN)		85.165	67.299	46.299
$\tau_U$ Mpa		0.473	0.374	0.257
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		0.622	6.560	3.290
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		4.2	4.2	4.2

Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		9.42	9.42	9.42
N <sup>barre</sup> /face		12HA10	12HA10	12HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.739	0.584	0.402
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /face/ml		5HA8	5HA8	5HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25

- **Voile V3:**

**Tab V.19 :** Résultats de ferrailage du voile V1.5

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage
L (cm)		150	150	150
e (cm)		20	20	20
M (KN.m)		-344.248	-25.6198	-57.003
N (KN)		715.621	549.108	308.749
V(KN)		-156.463	-98.479	-62.788
$\tau_U$ Mpa		0.811	0.511	0.326
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		2.01	8.63	6.077
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		4.5	4.5	4.5
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		9.42	9.42	9.42
N <sup>barre</sup> /face		12HA10	12HA10	12HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )		1.267	0.798	0.509
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /face/ml		5HA8	5HA8	5HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25

- Voile V4 :

**Tab V.20:** Résultats de ferrailage du voile V2

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> , 5 <sup>em</sup> et 6 <sup>em</sup> étage
L (cm)		200	200	200
e (cm)		20	20	20
M (KN.m)		-3039.555	1.250	-57.003
N (KN)		5720.386	566.087	308.749
V(KN)		1258.589	203.193	-62.788
$\tau_U$ Mpa		2.9	0.79	0.244
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		25.197	8.164	5.667
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		6	6	6
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		28.15	9.42	9.42
N <sup>barre</sup> /face		14HA16	12HA10	12HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )		4.531	1.234	0.381
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		7.85	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /face/ml		10HA10	5HA8	5HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25

- Voile V5 :

**Tab V.21 :** Résultats de ferrailage du voile V2.8

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage
L (cm)	280	280	280
e (cm)	20	20	20
M (KN.m)	-1022.382	-16.776	-150.462
N (KN)	727.009	550.593	354.221
V(KN)	280.028	221.105	-91.217

$\tau_U$ Mpa		0.778	0.614	0.253
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		0.0	8.173	7.409
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		8.4	8.4	8.4
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		9.42	9.42	9.42
N <sup>barre</sup> /face		12HA10	12HA10	12HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm <sup>2</sup> )		1.216	0.959	0.395
Ah min/face/ml (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /face/ml		5HA8	5HA8	5HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25

A travers ces tableaux on voit bien que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### V.4.4. Schémas de ferrailage

- On prend comme exemple de ferrailage le voile V5 dans le sens //plan xz, Au niveau du RDC ( $L \times e = 280 \times 20 \text{ cm}^2$ ) :

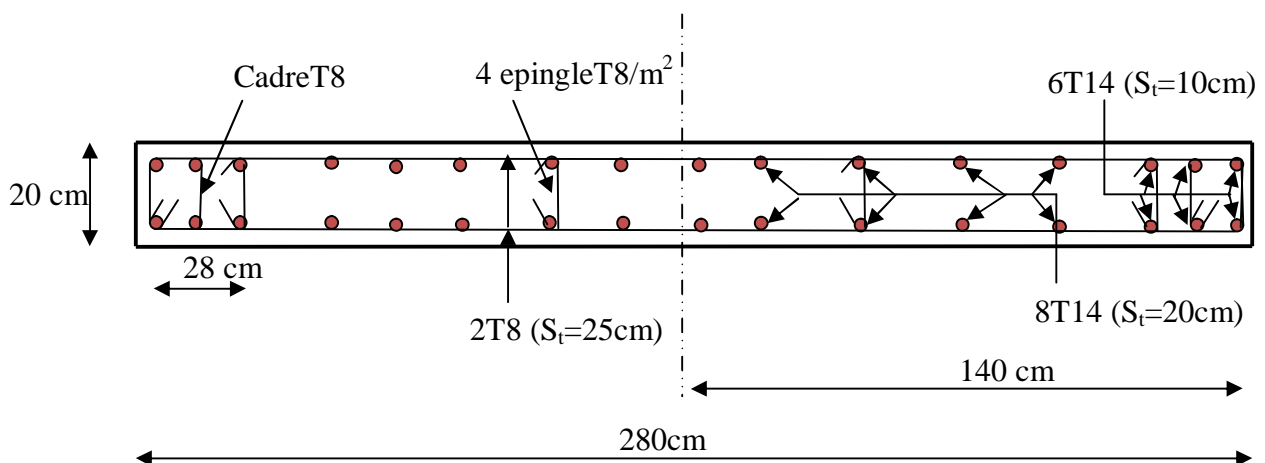


Fig. V.13 : Schéma de ferrailage du voile RDC

#### V.4.5. CONCLUSION

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Pour ce qui concerne les poteaux courts (sont situé au croisement des planchers) on a disposé un ferrailage transversal important par rapport aux autres poteaux car l'élancement géométrique des poteaux court est plus petit.

### VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

#### VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

**VI.2.2. Capacité portante du sol :** D'après le rapport de sol qui a été établi Le terrain réservé pour la réalisation de notre projet et essentiellement constitué par des alluvions grossières, surmontées par une couche de remblais de 0.5 à 0.8m d'épaisseur du côté ouest du terrain. Ainsi la contrainte admissible à retenir est de 2.5 bars pour des fondations superficielles encrées à 1.5m de profondeur

#### *Annexe I*

#### VI.2.3. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux étant de section carrée, on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$



Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

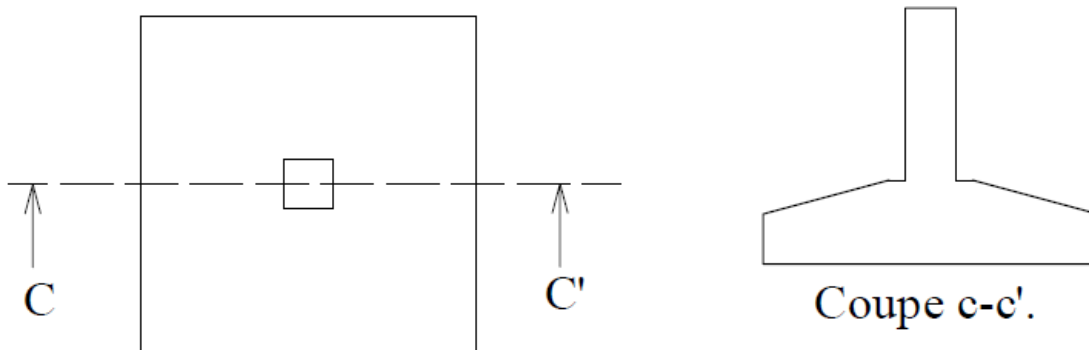
Avec :

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison  $G + Q + E$

Obtenue par le logiciel SAP2000.

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.



**Fig. VI.1** schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3256.263}{250}} = 3.60m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans le sens  $xx'$  est de 4.4m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

#### VI.2.4. Vérification des semelles filantes :

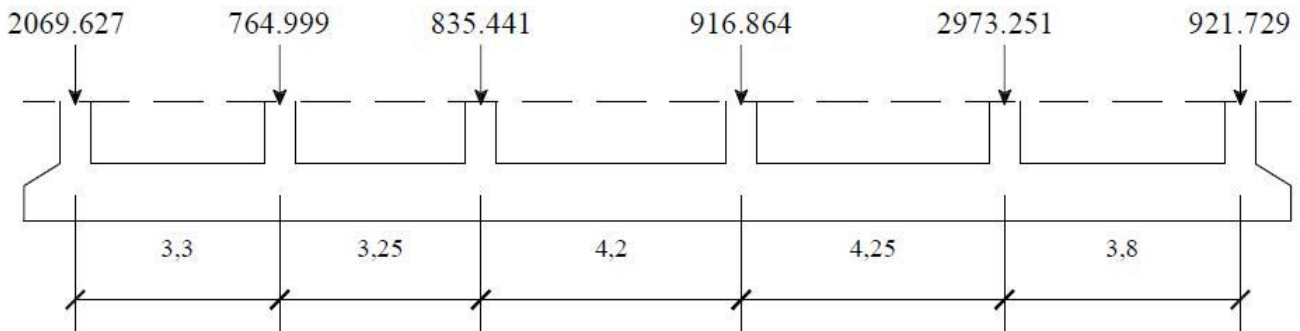
Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$B$  : Largeur de la semelle.

$L$  : Longueur de la semelle.



**Fig VI.2** Semelle filante S2.

**Portique N°2 (le plus sollicité) :**

$$B_2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{8481.911}{250 \times 20.30} = 1.67m .$$

**Portique N°1 (adjacent) :**

$$B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7437.379}{250 \times 20.30} = 1.46m .$$

**Remarque :**

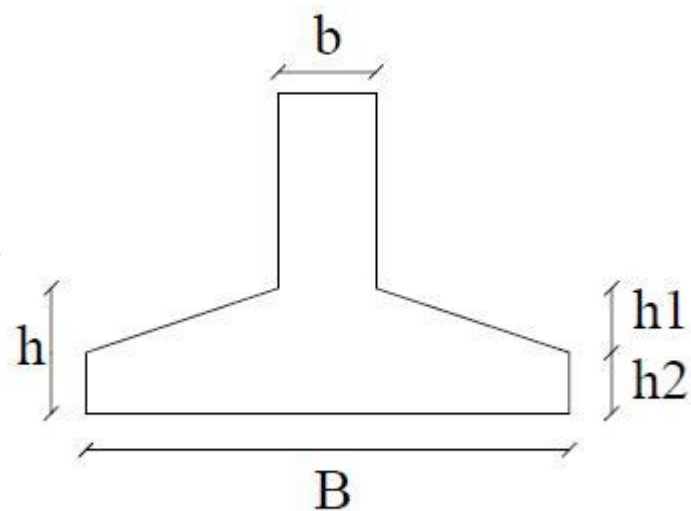
On a l'entre axe des deux portiques précédents est de 4.1m, donc le choix de semelles filantes convient pour cette structure.

**VI.3. Dimensionnements de la semelles (S2) :**

$B \geq 1.67m$  donc on prend  $B=1.7m$ .

$$h = \frac{B - b}{4} + 5cm = \frac{170 - 50}{4} + 5 = 35cm$$

$h_1=20cm$  ;  $h_2=15cm$  de sorte a avoir  $h=h_1+h_2=35cm$



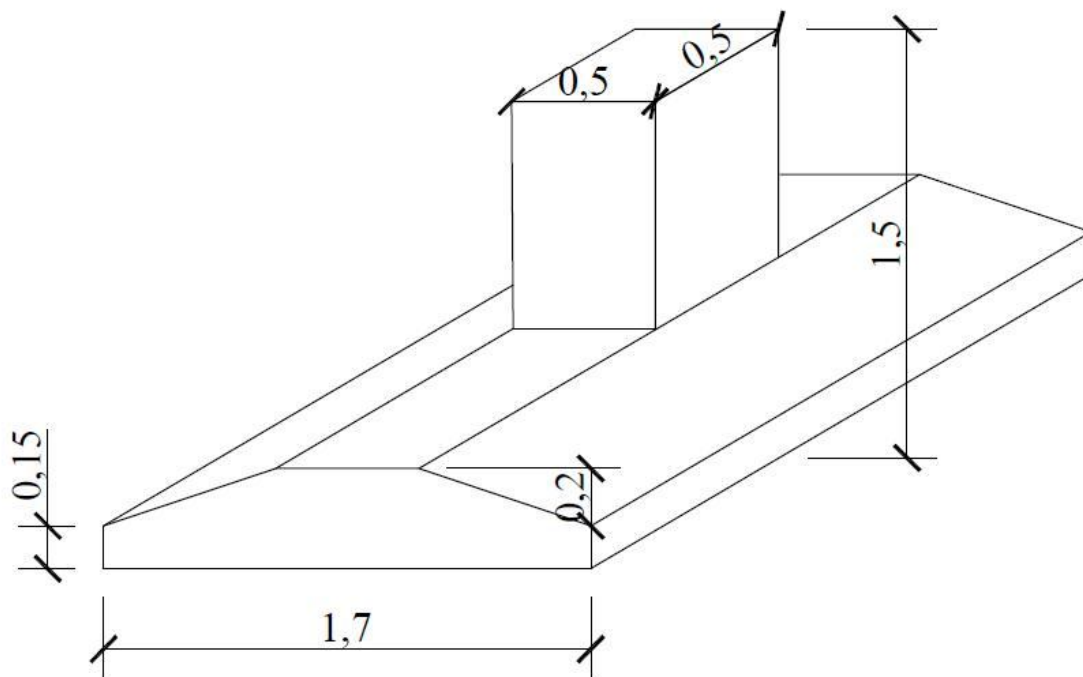
**Fig VI.2** coupe d'une semelle filante

**VI.3.1 .Vérification de la contrainte :**

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{\sum N + 1.35G_0}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

Calcul de  $G_0$  :

La semelle est encrée a 1.5 m de profondeur :



$G_0$  = poids de la semelle + poids des avant poteaux

$$G_0 = [(1.7 \times 0.35) - (0.2 \times 1.2)] \times 20.3 \times \gamma_b + 6 \times (0.5 \times 0.5 \times 1.5) \times \gamma_b$$

$$G_0 = 180.1625 \text{ KN} + 56.25 \text{ KN} = 236.4125 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{8481.911 + 1.35 \times 236.4125}{1.7 \times 20.3} = 255.03 \geq \sigma_{sol}$$

donc on augmente la largeur de la semelle a une valeur  $B=1.8\text{m}$

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{8481.911 + 1.35 \times 236.4125}{1.8 \times 20.3} = 240.86 = 2.4 \text{ bar}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} = \frac{180-50}{4} + 5 = 37.5\text{cm}$$

$$\sigma \leq \sigma_{\text{sol}}$$

donc on opte pour une semelle avec les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 1.8\text{m} \\ h_1 = 20\text{cm} \\ h_2 = 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \end{array} \right.$$

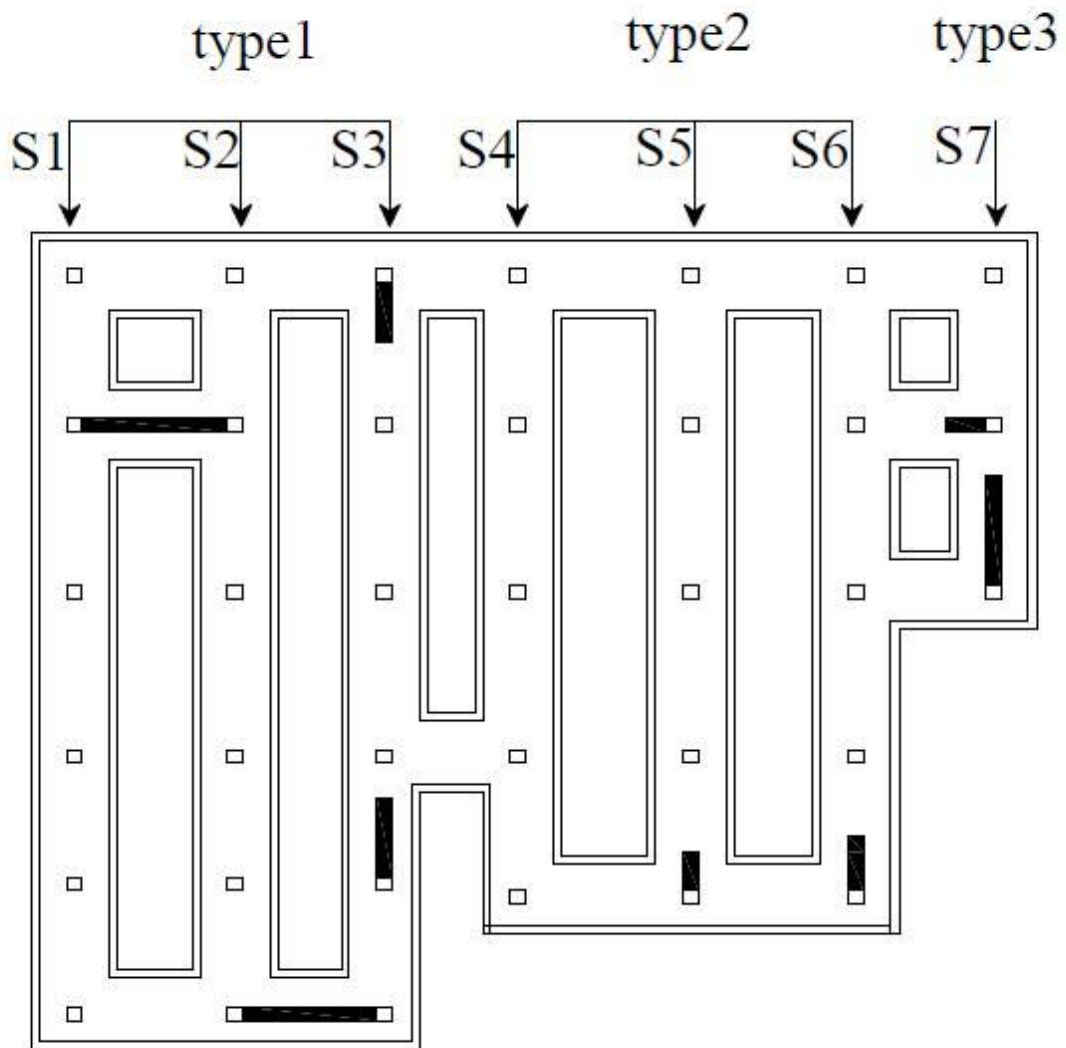
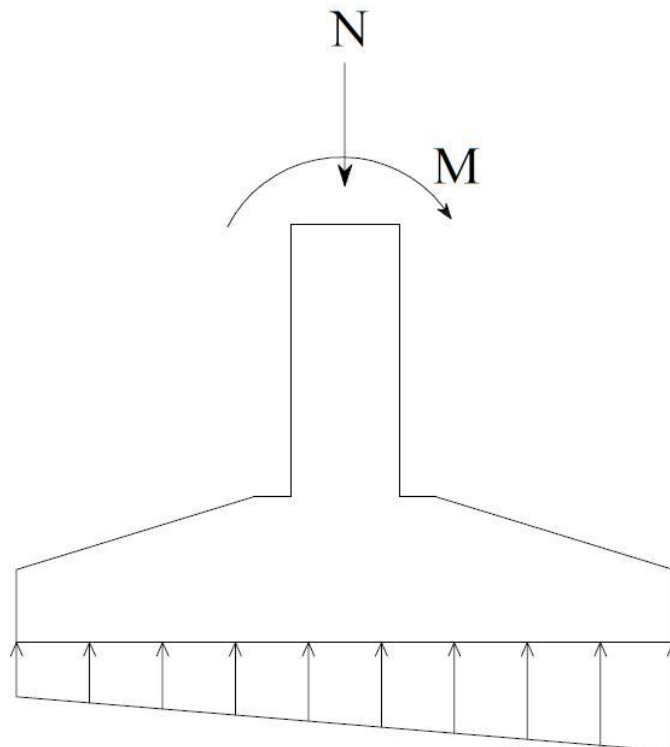


Fig VI.3. repérage des fondations .

	semelle	L	Nx	B=	h=
Type1	S1	20.3	7658.5665	1.6	35
	S2	20.3	8718.3235	1.8	40
	S3	20.3	6965.966	1.4	30
Type2	S4	17.35	4763.76175	1.1	20
	S5	17.35	4828.22875	1.2	25
	S6	17.35	4636.38975	1.1	20
Type3	S7	9.55	2634.21675	1.2	25

### VI.3.2. Vérification au renversement des semelles soumises a un moment fléchissant :



**Fig VI.4.** Semelle soumise a un effort normal et un moment fléchissant

Dans le cas où la semelle est soumise à un moment  $M$  la réaction du sol n'est dans ce cas pas uniforme sous la semelle, alors il y a lieu de vérifier la contrainte qui est une contrainte moyenne

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\text{min}} + 3\sigma_{\text{max}}}{4} ; \text{ les valeurs de } \sigma \text{ données par :}$$

1./si  $e = M/N \leq B/6$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = (N/B \times L) \times (1 + 6e/B) \\ \sigma_{\text{min}} = (N/B \times L) \times (1 - 6e/B) \end{array} \right.$$

Les résultats des valeurs de « e » sont données par le tableau suivant :

semelle	N	M	e	B=	B/6	Observation e ≤ B/6
S1	7658.5665	261.5911	0.03415667	1.6	0.26	vérifiée
S2	8718.3235	265.8676	0.03049527	1.8	0.3	vérifiée
S3	6965.966	238.8665	0.03429051	1.4	0.23	vérifiée
S4	4763.76175	189.5338	0.03978658	1.1	0.18	vérifiée
S5	4828.22875	178.0033	0.03686721	1.2	0.2	vérifiée
S6	4636.38975	179.0298	0.03861405	1.1	0.18	vérifiée
S7	2634.21675	120.1141	0.04559765	1.2	0.2	vérifiée

Les résultats des valeurs de  $\sigma$  sont données par le tableau suivant :

**Tab.VI.1.** valeurs des contraintes sous les différentes semelles.

semelle	N	M	L	B	$\sigma_{\text{max}}$	$\sigma_{\text{min}}$	$\sigma_{\text{moy}}$	$\sigma_{\text{sol}}$
S1	7658.5665	261.5911	20.3	1.6	265.995478	205.5911292	250.894391	250
S2	8718.3235	265.8676	20.3	1.8	262.8502691	214.3431354	250.723486	250
S3	6965.966	238.8665	20.3	1.4	281.1287675	209.0869961	263.118325	250
S4	4763.76175	189.5338	17.35	1.1	303.7769179	195.4383559	276.692277	250
S5	4828.22875	178.0033	17.35	1.2	274.651549	189.1552474	253.277474	250
S6	4636.38975	179.0298	17.35	1.1	294.1009134	191.7664956	268.517309	250
S7	2634.21675	120.1141	9.55	1.2	282.2676483	177.4560428	256.064747	250

Remarque :

On remarque que pour toutes les semelles, la contrainte est supérieure à celle du sol alors il y a lieu d'augmenter la largeur B des semelles.

Les nouvelles valeurs de B et de  $\sigma$  sont données par le tableau suivant :

**Tab.VI.2.** valeurs des contraintes sous les différentes semelles après redimensionnement.

semelle	N	M	L	B	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	$\sigma$	Observatio $\sigma \leq 250 \text{KPA}$
S1	7658.5665	261.5911	20.3	1.7	248.6765925	195.169626	235.299851	vérifiée
S2	8718.3235	265.8676	20.3	1.9	247.8067253	204.2712368	236.922853	vérifiée
S3	6965.966	238.8665	20.3	1.5	260.1455501	197.3891626	244.456453	vérifiée
S4	4763.76175	189.5338	17.35	1.3	249.990385	172.4225389	230.598424	vérifiée
S5	4828.22875	178.0033	17.35	1.3	250.4891351	177.6402154	232.276905	vérifiée
S6	4636.38975	179.0298	17.35	1.2	265.6838977	179.6945605	244.186563	vérifiée
S7	2634.21675	120.1141	9.55	1.3	256.8336302	167.5267	234.506898	vérifiée

#### VI.4.Ferrailage:

##### VI.4.1 Ferrailage de la semelle :

La section d'acier sera choisie par le calcul fait sur la semelle la plus sollicitée des trois types, notamment les semelles S2, S5 et S7.

##### ➤ La semelle S2

##### • Transversalement :

La transmission des charges par les bielles de béton comprimé :

ELU :

$$N_x = \sum N + 1.35G_0$$

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{8718.3235 \times (1.9 - 0.5)}{8 \times (0.4 - 0.03) \times 348 \times 1000}$$

$$A_s = 0.011849 \text{m}^2 = 118.49 \text{cm}^2$$

- **longitudinalement :**

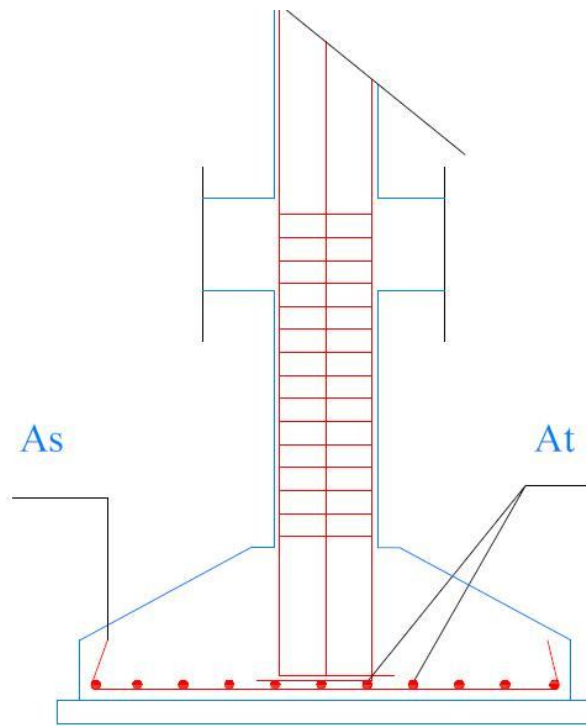
$$A_t = \frac{A_s}{3}$$

$$A_t = \frac{118.49}{3} = 39.49 \text{ cm}^2$$

Les résultats des sections d'acier à adopter pour les semelles sont données par le tableau suivant :

**Tab.VI.3.** Sections d'aciers à adoptées pour les différents types de semelles.

	B=(m)	h=	Nx=(KN)	L=	As=(cm <sup>2</sup> )	A adopter	A <sub>t</sub> =(cm <sup>2</sup> )	A adopter
Type1	1.9	0.4	8718.3235	20.3	118.492281	105HA12 ST=15	39.4974271	13HA20 ST=14
Type2	1.3	0.25	4828.22875	17.35	63.0646388	56HA12 ST=30	21.0215463	7HA20ST=15
Type3	1.3	0.25	2634.21675	9.55	34.4072198	31HA12 ST=30	11.4690733	6HA16ST=20



**Fig VI.4.** Schéma de ferrailage de la semelle filante



#### VII.4.2. Ferrailage de la poutre de rigidité :

Pour faire répartir les charges de la semelle venant des poteaux sur toute sa longueur, on introduit une poutre de rigidité entre les poteaux et la semelle inférieure, cette poutre va reprendre les différents moments engendrés par les différents efforts normaux venants des poteaux.

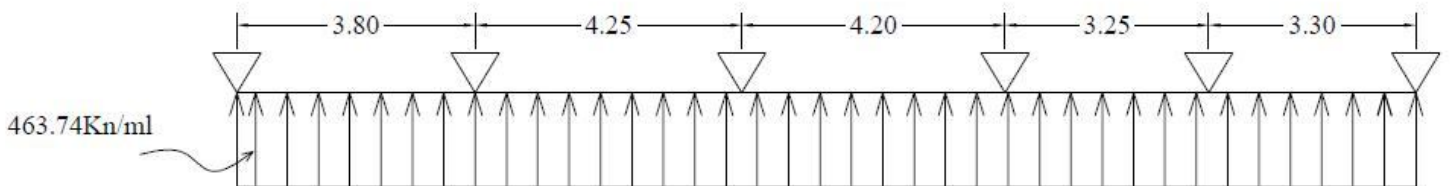
- **dimensionnement de la poutre de rigidité :**

La hauteur de la poutre «h» est donnée par  $l/6 \leq h \leq l/9$ . Avec l : entre axe maximum des poteaux  $l=4.25\text{m}$ . Donc  $0.472 \leq h \leq 0.708$ .

la largeur de la poutre « b » sera égale a la dimension des poteaux de RDC ; donc  $b=50\text{cm}$ .

On opte pour une poutre de dimension  $b \times h = 50 \times 70 \text{ cm}^2$ .

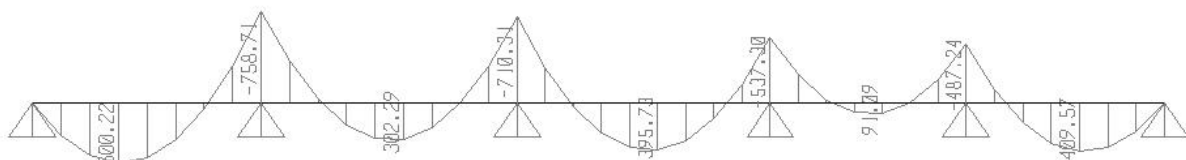
- **semelle type 1 :**



**Fig VI.5.**Schéma statique de la poutre de rigidité 1

le diagramme des moments obtenu avec le logiciel SAP 2000 est représenté dans la figure ci-après :

les valeur sont en Kn.m.



La section d'acier est déterminée en calcul en flexion avec les moments maximum en travée et en appui :

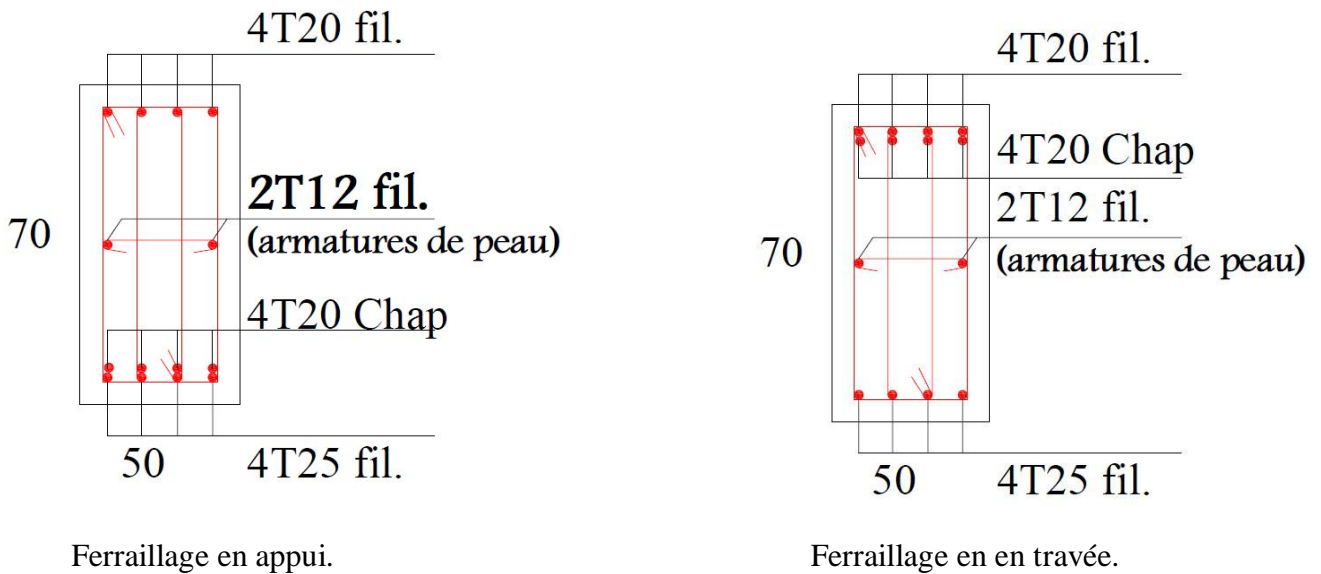
$$M_{t \max} = 0.5Mn.m$$

$$M_{a \max} = 0.75Mn.m$$

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

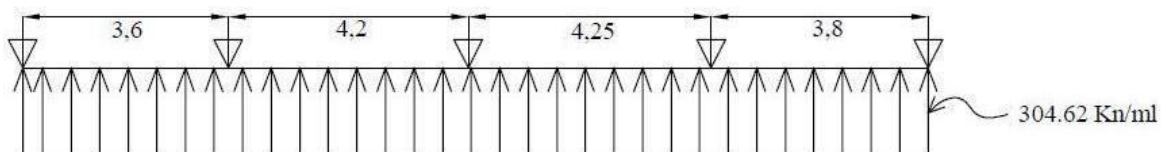
**Tab.VI.4.** Sections d'aciers a adoptées pour la PDR type1

	$\mu$	$\alpha$	d	z	Mu(Mn.m)	$\sigma_{st}$	As
TRAVEE	0.167	0.22988971	0.65	0.59022867	0.5	348	24.3427958
APPUI	0.251	0.36788606	0.65	0.55434962	0.75	348	38.8774939



**Fig VI.6.** Schéma de ferrailage de la PDR type1

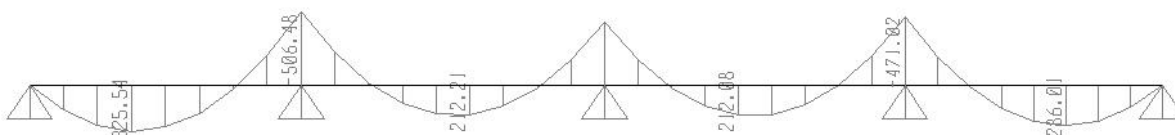
- semelle type 2 :



**Fig VI.7.** Schéma statique de la poutre de rigidité 2

le diagramme des moments obtenu avec le logiciel SAP 2000 est représenté dans la figure ci-après :

les valeur sont en Kn.m.



La section d'acier est déterminée en calcul en flexion avec les moments maximum en travée et en appui :

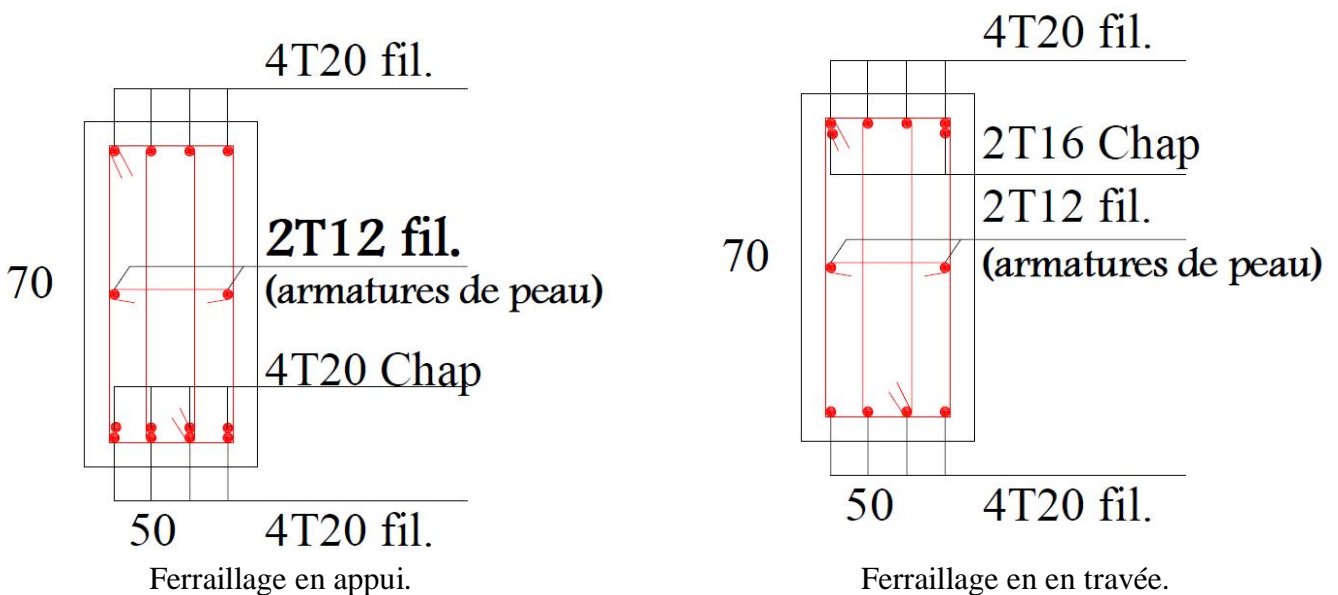
$$M_{t_{max}} = 0.32Mn.m$$

$$M_{a_{max}} = 0.5Mn.m$$

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

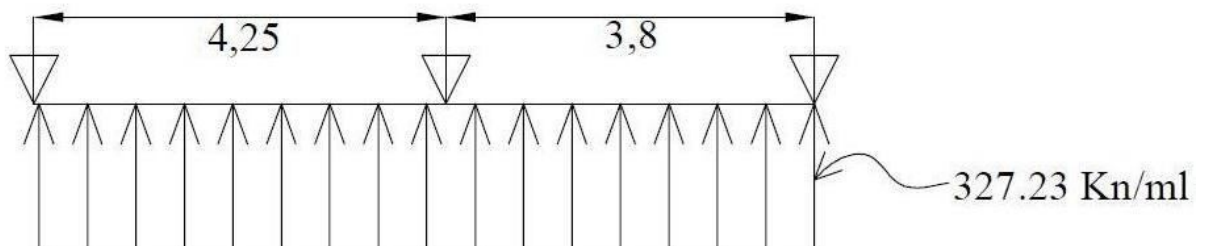
**Tab.VI.5.** Sections d'aciers a adoptées pour la PDR type2

	$\mu$	$\alpha$	d	z	Mu	$\sigma_{st}$	As
TRAVEE	0.109	0.14461545	0.65	0.61239998	0.325	348	15.2499685
APPUI	0.167	0.22988971	0.65	0.59022867	0.5	348	24.3427958



**Fig VI.8.** Schéma de ferrailage de la PDR type2

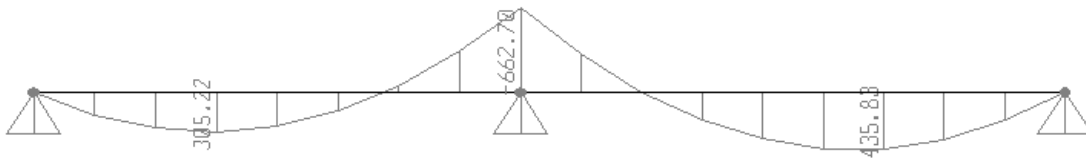
- **semelle type 3 :**



**Fig VI.9.** Schéma statique de la poutre de rigidité 3

le diagramme des moments obtenu avec le logiciel SAP 2000 est représenté dans la figure ci-après :

les valeurs sont en Kn.m.



La section d'acier est déterminée en calcul en flexion avec les moments maximum en travée et en appui :

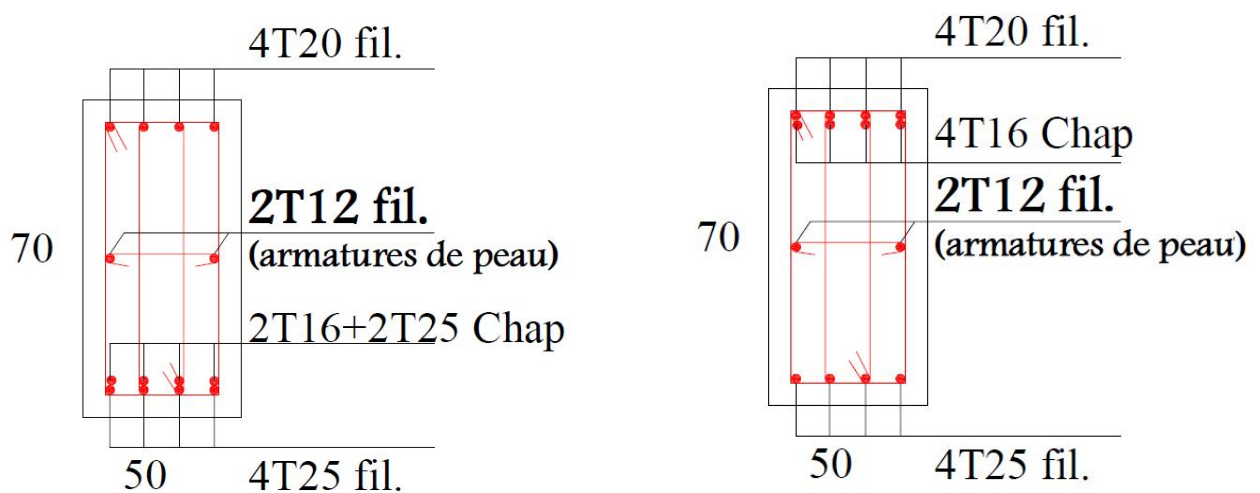
$$M_{t \max} = 0.43 M_n.m$$

$$M_{a \max} = 0.66 M_n.m$$

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

**Tab.VI.6.** Sections d'aciers adoptées pour la PDR type3

	$\mu$	$\alpha$	d	z	Mu	$\sigma_{st}$	As
TRAVEE	0.144	0.19524884	0.65	0.5992353	0.43	348	20.6201501
APPUI	0.221	0.31625753	0.65	0.56777304	0.66	348	33.4033422



Ferraillage en appui.

Ferraillage en en travée.

**Fig VI.10.** Schéma de ferraillage de la PDR type3

## Conclusion générale

---

L'étude de notre ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du Génie civil et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- 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.
- La disposition et les dimensions des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Eviter des constructions ayant une rigidité insuffisante dans un sens par rapport à l'autre.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99addenda2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Les semelles filantes sont avérées le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

# ***Bibliographie***

## ***Règlements :***

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- D.T.R. BC 2.33.2 « Méthodes de calcul des fondations profondes ».
- D.T.U 13.2 : « Fondations profondes ».

## ***Logiciels:***

- *SAP 2000 v14.2.2*
- *Auto CAD 2006*
- *Application SOCOTEC*

**10. CONCLUSION :**

Les sols de fondation relatifs au projet « 90/620 Logements RHP » à Hallouane – Commune d'Ouzellaguen – sont constitués par des alluvions grossières, surmontées par une couche de remblais de 0.5 à 0.80m d'épaisseur du coté Ouest du terrain.

Ainsi nous recommandons de retenir une contrainte admissible du sol de 2.5 bars pour des fondations superficielles types filantes ancrée à 1.5m de profondeur dans les alluvions grossières.

L'agressivité des sols pour le béton de fondation est nulle, un ciment ordinaire peut être utilisé.

Le site en lui-même ne pose pas de problème de stabilité.

La classification des sols rencontrés vis-à-vis des terrassements est mentionnée dans le chapitre 9.

On peut classer le sol selon la classification RPA 99, dans la catégorie S2 (sol ferme).

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE  
IL.KHAOUNI



LE DIRECTEUR REGIONAL



المدير الجهوي  
م. عباس

## Annexe 2

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



### Annexe 3

#### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 0.9$$

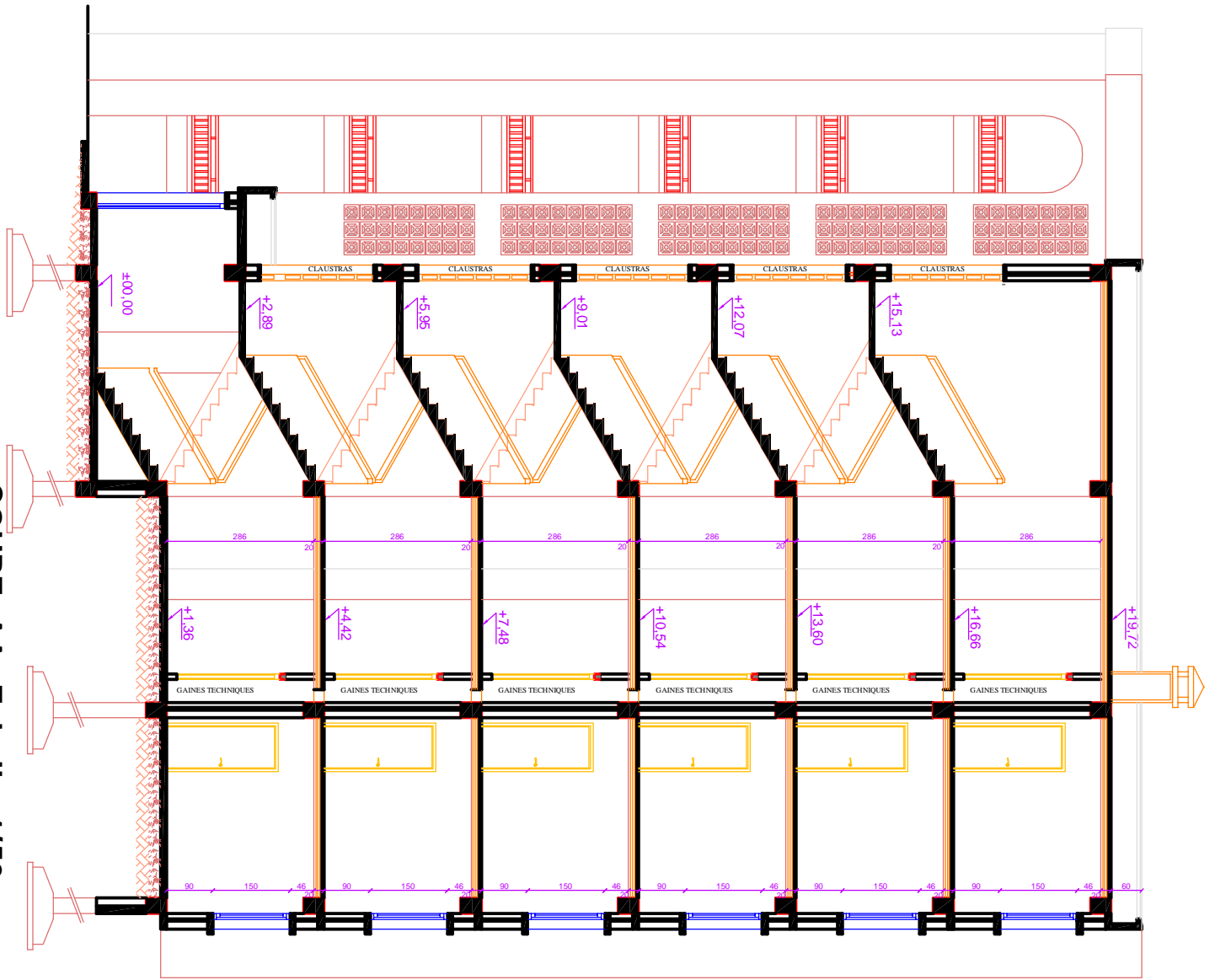
u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

## Annexe 4

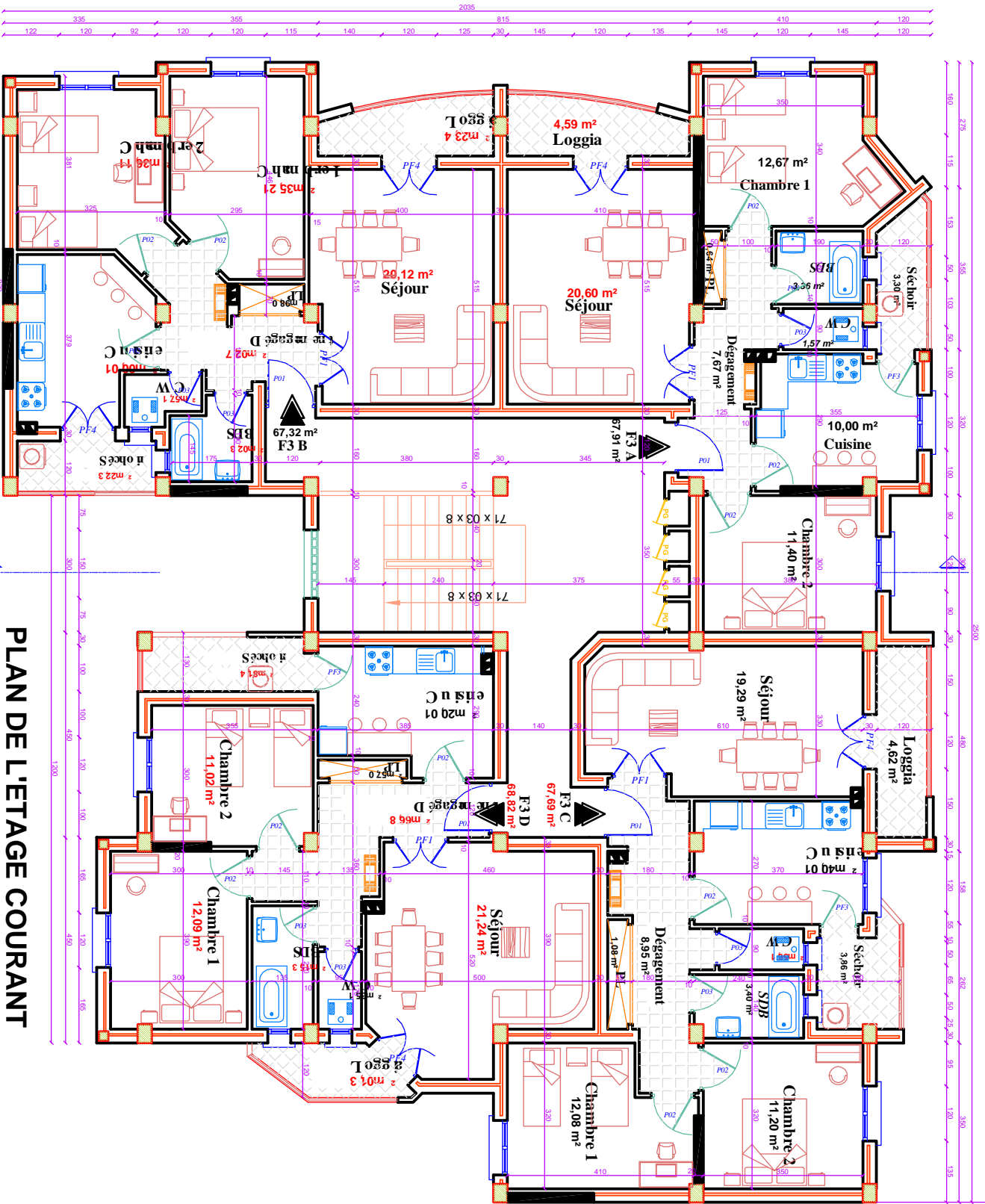
### Tableau des Armatures (en $\text{Cm}^2$ )

$\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

COUPE - AA - Echelle: 1/50

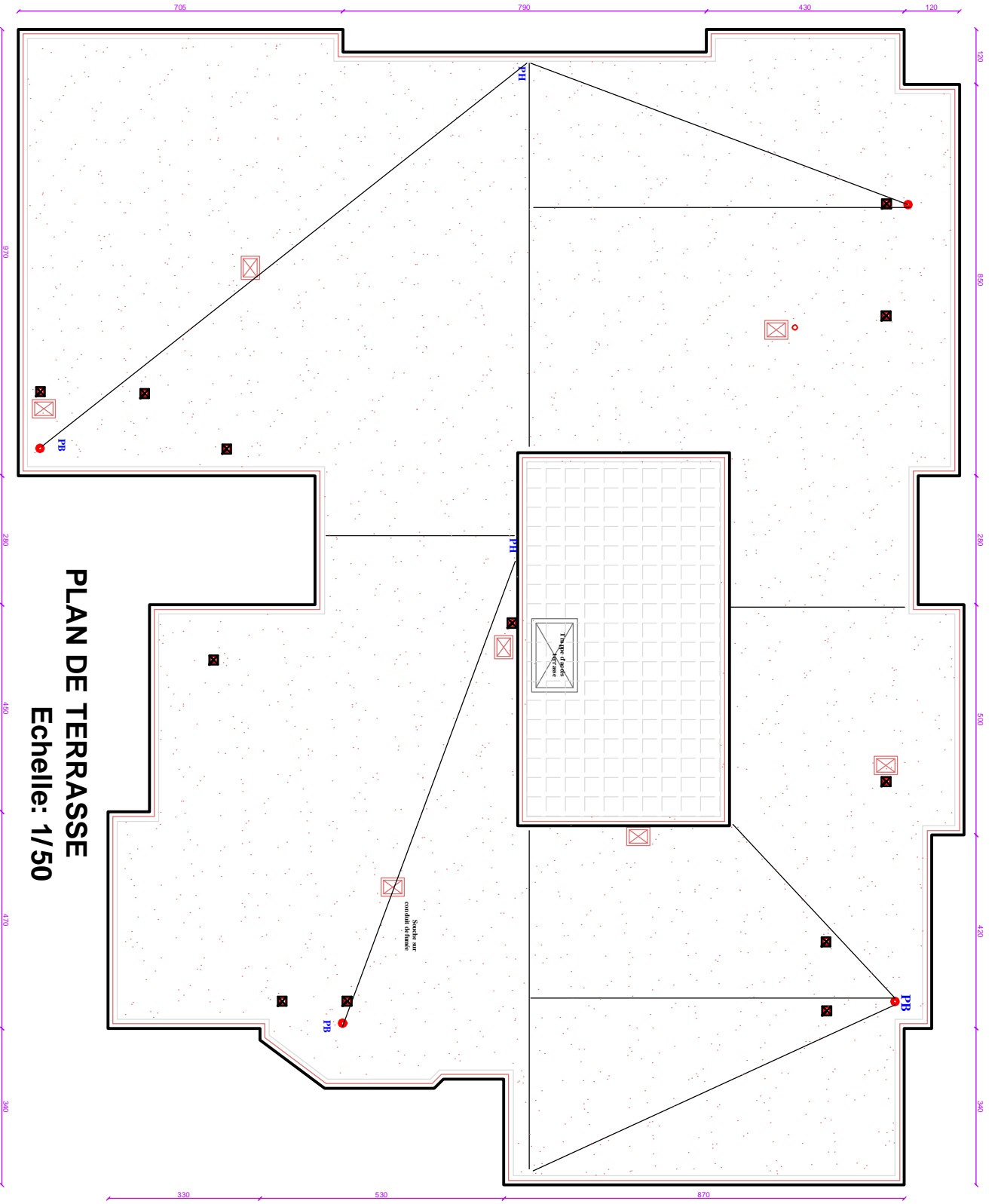






**PLAN DE L'ETAGE COURANT**

Echelle: 1/50



# PLAN DE TERRASSE

Echelle: 1/50

FACADE LATERALE Echelle: 1/50

