

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche**  
**Scientifique**  
**Université Abderrahmane Mira de Bejaia**  
**Faculté de la technologie**  
**Département de génie civil**

# *Mémoire de fin d'étude*

***En vu d'obtention du Diplôme Master2 en génie civil***  
***Option : Matériaux et structures***

## *Thème*

*Etude d'un bâtiment R+9+Sous sol ; à usage  
d'habitation et commercial contreventé par  
un système mixte (voile+portique)*

***Encadreur : M<sup>r</sup>. MERIDJA.N***

***Jurys:***

**M<sup>r</sup>. CHELOUAH. N**  
**M<sup>r</sup>. BOUKELOUDA. A/H**

***Réalisé par :***

**M<sup>r</sup> AIT BRAHAM Hakim**  
**M<sup>r</sup> TOUAZI Azeddine**

Promotion 2012

# *Remerciements*

*Au terme de cet humble travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements avant tout, au dieu 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 Mr N. MERIDJA notre encadreur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Nos remerciements vont également aux membres de jury :*

*Mr. BOUKELOUDA et Mr. CHELOUAH qui nous feront l'honneur d'examiner et juger ce modeste travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- ✓ *Mes chers parents.*
- ✓ *Toute la famille.*
- ✓ *Mes amis.*
- ✓ *Tous ceux qui me sont chers.*

*H. Ait braham*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- ✓ *Mes chers parents.*
- ✓ *Toute la famille.*
- ✓ *Mes amis.*
- ✓ *Tous ceux qui me sont chers.*

*A. Touazi*

# Sommaire

## Introduction

### Chapitre I : Généralités

|  |    |
|--|----|
| I.1. Présentation de l'ouvrage.....                          | 01 |
| I.2. Caractéristique de la structure.....                    | 01 |
| I.3. Caractéristique structurales.....                       | 01 |
| I.4. Règlements et normes utilisées .....                    | 05 |
| I.5. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91..... | 05 |
| I.6. Actions et sollicitations.....                          | 08 |
| I.7. Les caractéristiques des matériaux.....                 | 10 |

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

|  |    |
|--|----|
| II.1 Introduction.....                                 | 18 |
| II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires..... | 12 |
| II.3 Descente des charges.....                         | 12 |
| II.4 Vérification du poteau central « D2 ».....        | 29 |
| II.5 Conclusion.....                                   | 36 |

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

|  |    |
|--|----|
| III.1 Etude des planchers .....          | 38 |
| III.2 Dalle pleine.....                  | 61 |
| III.3 Etude de l'acrotère .....          | 68 |
| III.4 Etude de la dalle d'ascenseur..... | 76 |
| III.5 Etude des escaliers.....           | 85 |
| III.6 Etude de poutre brisée.....        | 94 |

### Chapitre IV : Etude au séisme

|  |     |
|--|-----|
| IV.1 Introduction.....   | 99  |
| IV.2 Etude des poteaux.....                                    | 99  |
| IV.3 Description du logiciel SAP.....                          | 104 |
| IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique ..... | 104 |

### Chapitre V : Etude de la superstructure

|                                  |     |
|----------------------------------|-----|
| V.1 Introduction .....           | 115 |
| V.2 Etude des poteaux.....       | 115 |
| V.3 Etude des poutres.....       | 125 |
| V.4 Etude des zones nodales..... | 131 |
| V.5 Etude des voiles.....        | 133 |

### Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

|                        |     |
|------------------------|-----|
| VI.1 Introduction..... | 138 |
| VI.2 Radier.....       | 142 |
| VI.3. nervure .....    | 149 |

## Conclusion

## Bibliographie

## Annexes



# Symboles Et Notations

**A'** : Section d'aciers comprimés

**A** : Section d'aciers pour l'ELU.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B** : la largeur (m).

**C** : Constante de compressibilité.

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

$E_i$  : Module d'élasticité instantanée.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier

$E_s, E_c$  : Sont les modules de déformation.

**F** : Force ou action générale.

$F_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$F_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

**H** : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

$H_c$  : la profondeur critique (m).

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>)

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité

**L** : Longueur ou portée.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**M** : Moment en général.

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**N<sub>s</sub>** : Effort normal de service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal ultime

**N<sub>r</sub>** : Poids du radier (KN).

**N** : Effort normale du aux charges verticales.

**N<sub>Tot</sub>** : Poids total transmis par la superstructure (KN).

**P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

**P<sub>radier</sub>** : Poids du radier (KN).

**R** : coefficient de comportement global.

**S** : Section.

**S<sub>r</sub>** : surface du radier (m<sup>2</sup>).

**S<sub>bat</sub>** : Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).

**St** : Espacement des armatures.

**T** : Effort tranchant.

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V** : Effort tranchant.

**V<sub>ser</sub>** : Effort normal en service.

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

**W** : poids propre de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation.

**W<sub>ca</sub>** : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

**X, Y et Z** : Coordonnées en général.

**Z** : Coordonnée d'altitude, bras de levier

**a** : Epaisseur.

**e** : Epaisseur.

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'arme d'une section

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité

**h<sub>t</sub>** : hauteur total du radier (m).

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide ( $t/m^3$ ).

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q$  : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

$\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

**DDL** : Degré de liberté.

## Notations

$|X|$  : Valeur absolue de X.

$\Rightarrow$  : Implique

$\Leftrightarrow$  : Equivalant à.

$\rightarrow$  : Dans le cas....

$*$  : Multiplication.

$N^{bre}$  : Nombre

# Introduction générale

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique
- conception architecturale parasismique
- mise en œuvre soignée.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée et à sa masse. La masse peut être réduite en utilisant un matériau ayant non seulement une masse volumique faible mais ce qui est plus performant :

Un matériau possédant une contrainte spécifique élevée (rapport entre la contrainte de rupture et la masse volumique). Le bois arrive en tête devant l'acier et le béton armé.

La limitation de l'accélération peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol et d'une manière générale en appliquant les trois principes de base de conception suivante :

- la recherche à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie.
- la recherche à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie.
- la recherche à favoriser la résistance mécanique.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+9+Sous Sol contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure, tout en suivant le cheminement ci après :

Après une brève présentation du projet et un petit rappel des notions et des hypothèses en chapitre I, nous abordant le deuxième chapitre le pré dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude des éléments non structuraux, nous passerons ensuite à l'étude sismique (chapitre IV ) en utilisant un logiciel de calcul dit « Sap2000 » afin de présenter le modèle dont le comportement dynamique est le mieux et ça par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99).

Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux, et le sixième chapitre pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

## I. Généralités :

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble R+9 avec sous-sol, bi fonctionnel qui regroupe des commerces et des logements de types F2 et F3 à usage d'habitation.

Cet ouvrage nous a été confié par le bureau d'étude AXXAM, classé selon les règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003) dans le groupe 2B et qui sera implanté à Bejaia(TOBAL), classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

### I.2 Caractéristiques de la structure :

#### I.2.1 Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Largeur en plan est : 13.97m
- ✓ Longueur en plan est : 22.77m
- ✓ Hauteur du RDC est : 4.08m
- ✓ Hauteur du sous sol est : 3.06m
- ✓ Hauteur étage courant est : 3.06 m
- ✓ Hauteur totale est : 37.74m

### I.3 Caractéristiques structurales :

#### I.3.1. Ossature :

En se référant au *RPA 99 version 2003* qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

#### I.3.2. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Lorsque le contreventement du bâtiment est obtenu par des portiques, ce sont les poutres des planchers qui constituent les traverses des portiques, et elles doivent être étudiées en conséquence.

Même dans les autres solutions de contreventement, les planchers doivent reporter les forces horizontales sur les éléments résistants, et fonctionnent à ce titre comme des poutres horizontales ; il importe alors de voir si la présence de trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

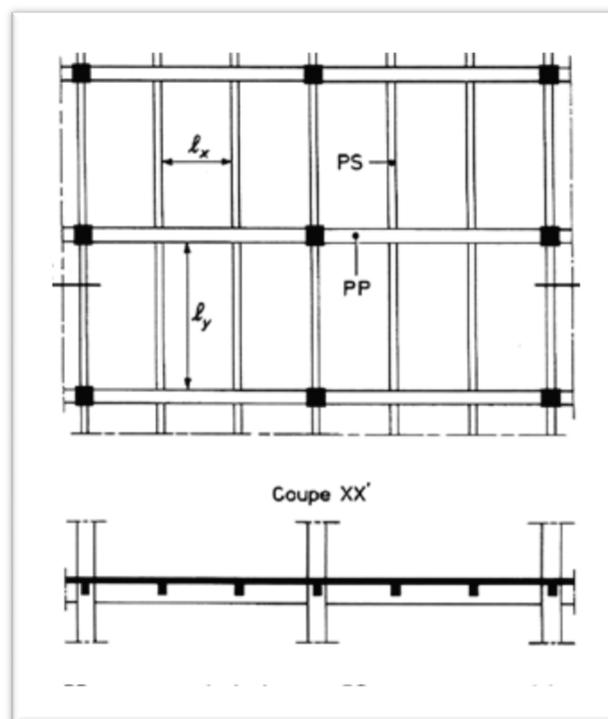
Les principales solutions que l'on peut adopter sont les suivantes.

- **Planchers avec dalle générale, poutres secondaires et principales :**

C'est la solution la plus classique, mais la présence des retombées de poutres (*soffites*) constitue une gêne dans les bâtiments à usage d'habitation ou similaires, à moins que l'on puisse disposer les poutres au droit des cloisons.

Leur emploi est donc plus spécialement réservé aux constructions industrielles, ou aux garages et parcs de stationnement.

La (**fig. I.1**) donne un exemple d'application avec répartition régulière des points d'appui. Cette solution conduit en général, dans le cadre d'un projet bien étudié, aux quantités minimales de béton et d'acier, mais la surface de coffrage nécessaire constitue un désavantage.



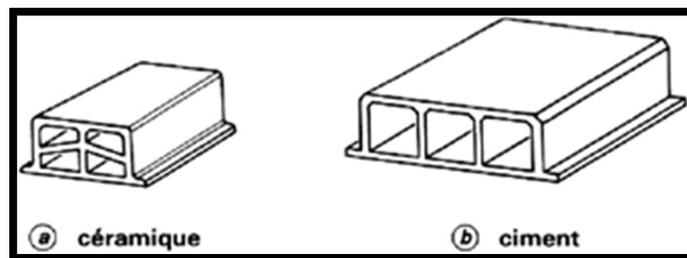
**Fig. I.1** Plancher avec dalle générale, poutres secondaires et principales.

Les méthodes de calcul applicables à de tels planchers sont définies, dans les Règles **BAEL91** (*Eyrolles troisième tirage 1997*):

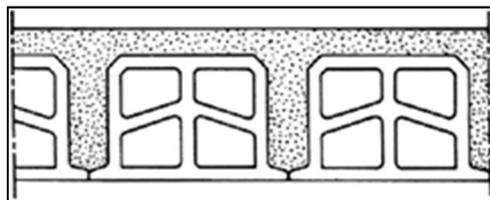
- pour les planchers à charge d'exploitation modérée, par méthode dite *forfaitaire*.
- pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée, par *la méthode de Caquot*.

- **Planchers à entrevous :**

Cette solution a été pendant longtemps très utilisée, dans les planchers des locaux d'habitation ou similaires, sous la forme suivante : les entrevous (alors appelés « corps creux ») en ciment ou en céramique (**fig. I.2**) servaient de coffrage pour le coulage de nervures surmontées d'une dalle générale de faible épaisseur (normalement 4 à 6 cm) (**fig. I.3**). Elle a quelquefois donnée lieu à des désordres de gravité variable, par suite du retrait des entrevous en ciment ou du gonflement de certains entrevous en céramique.

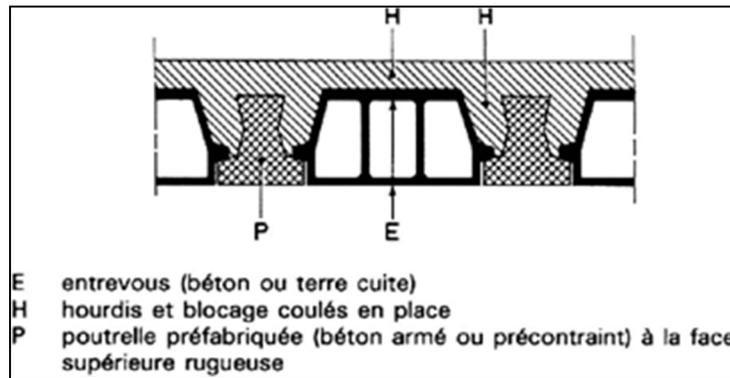


**Fig. I.2** Entrevous.



**Fig. I.3** Plancher à entrevous avec hourdis et nervures bétonnés en place.

Les Règles du BA 1960 et CCBA 1968 fixaient certaines prescriptions concernant ces planchers à « corps creux » dont les nervures et le hourdis étaient bétonnés en place ; de semblables prescriptions n'ont pas été reprises dans les Règles BAEL, car actuellement on a plutôt tendance à mettre en œuvre des *poutrelles préfabriquées*, en béton armé ou en béton précontraint, entre lesquelles sont disposés des entrevous de béton ou de terre cuite ; sur ceux-ci est bétonné un hourdis général avec blocage entre les poutrelles préfabriquées et les entrevous (**fig. I.4**).



**Fig. I.4** Plancher à poutrelles préfabriquées et entrevous.

### I.3.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

### I.3.4. La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique. (Jean Pierre Mougins « calcul des éléments simples et des structures de bâtiments ; édition Eyrolles 94 »).
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

### I.3.5. La terrasse :

On a deux terrasses inaccessibles qui vont servir de couverture pour la cage d'escalier ainsi que le dernier niveau d'étage courant.

### I.3.6. L'acrotère :

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

### I.3.7. Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe.
- Mortier pour les façades.

### I.3.8. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine

### I.3.9. l'infrastructure :

Dépende de la nature du sol, réalisé en béton armé après l'étude de la superstructure, constituée d'un ensemble résistant et rigide qui remplit les fonctions suivantes :

- limiter les tassements différentiels.
- réaliser l'encastrement de la structure au sol.
- transmettre toutes les charges au sol.

- **Rapport géotechnique du sol :**

Contrainte du sol est de 1.30 bar à 3.8m de profondeur.

## I.4. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- . RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- . CBA 93 (Code du béton armé).
- . DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- . DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- . BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

## I.5. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :

Le matériau béton – par nature non homogène - associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement **BAEL** (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment est au moins égal à 300 kg/m<sup>3</sup>.

### I.5.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

**a) Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

**b) Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

**✚ Hypothèse de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de sept. Les trois premières sont celles du calcul classique.

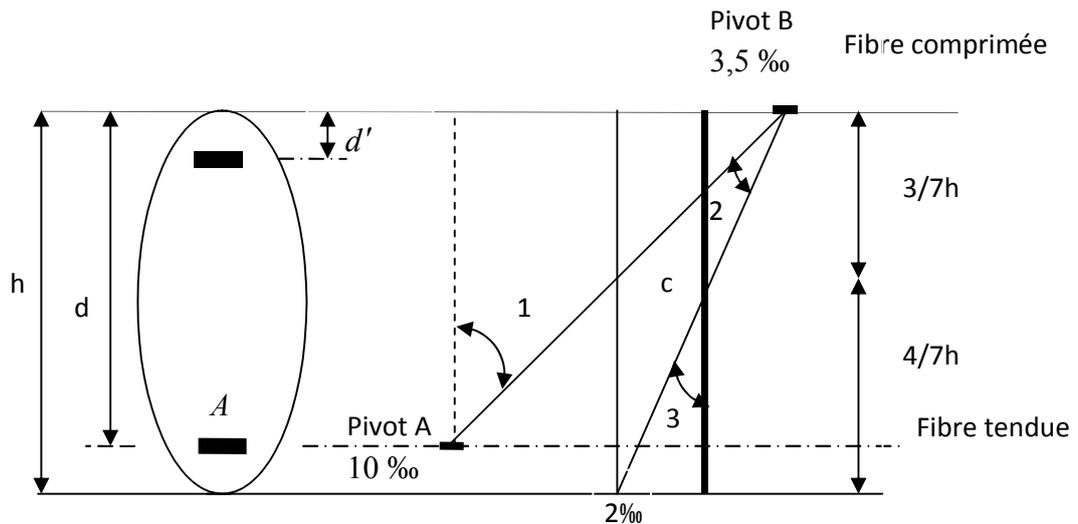
- ✓ Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :  
En flexion  $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$   
En compression simple  $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (**fig. I.5**)

- **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (**fig. I.5**). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale  $h$  de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la (**fig. I.5**) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.



**Fig. I.5.** Diagramme des déformations limites (ELU)

#### ✚ Hypothèse de calcul à l'E L S :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

**I.5.2. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91:** Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- . Les valeurs représentatives des actions.
- . Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- . Les résistances caractéristiques des matériaux.
- . Les coefficients de sécurité  $\gamma_s$  pour l'acier et  $\gamma_b$  pour le béton.

## I.6. Actions et sollicitations :

### I.6.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

- **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- **Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

### I.6.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

#### **Sollicitations de calcul :**

On note par :

$G_{max}$  : ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable dite de base.

$Q_i$  : autres actions variables dites d'accompagnement.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

### I.6.3. Les combinaisons d'action :

*RPA99 (Article V.5.2)*

Pour calculer les sollicitations (effort normal(N), effort tranchant(T) moment de flexion( $M_f$ ) et moment de torsion ( $M_t$ ) développés dans une section on utilise les combinaisons d'action suivants:

**I.6.3.1. Combinaisons d'actions à considérer à l'ELU :**

- **Situation durable ou transitoire :**

Lors de la situation durable ou transitoire il y a lieu de considérer :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**I.6.3.2. Combinaisons d'actions à l'ELS :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

**I.7. Les Caractéristiques des matériaux :****I.7.1. Béton :****a) Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Un entretien facile,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

### b) Les constituants du béton :

- Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.  
Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

- Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

Dosage :

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- 350kg/m<sup>3</sup> → ciment (C.P.A325).
- 174kg/m<sup>3</sup> → sable ( $\phi < 5\text{mm}$ ).
- 366kg/m<sup>3</sup> → gravier ( $\phi < 25\text{mm}$ ).
- 140 à 175kg/m<sup>3</sup> → eau de gâchage (selon le degré d'humidité des granulats et le mode de serrage du béton).

### c) Résistance du béton :

- Résistance mécanique à la compression  $f_{cj}$  :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour  $j \leq 28$  jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (} j \leq 28\text{jours) } \quad \mathbf{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (} j > 28\text{jours) } \quad \mathbf{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de  $j$ , on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

- Résistance à la traction  $f_{tj}$  :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \mathbf{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

$$\text{Pour notre cas } f_{c28} = 25\text{Mpa} \text{ donc } f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$$

#### **d) Valeurs de calcul à la compression :**

- Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \mathbf{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\theta = 1$  : Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions  $> 24\text{h}$

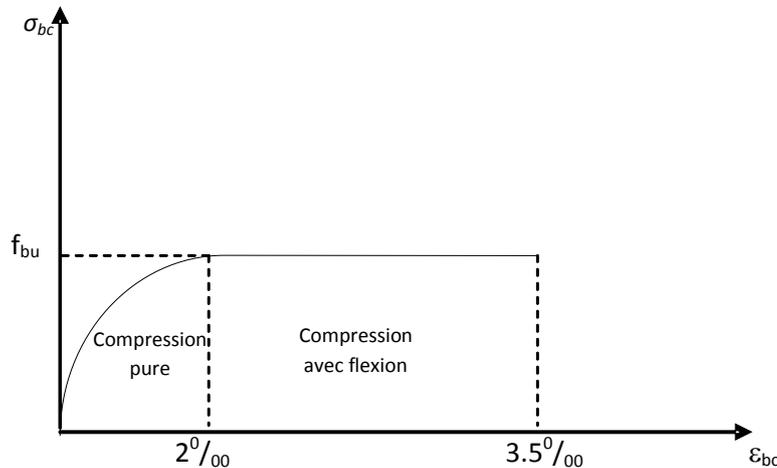
$\theta = 0.9$  : Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.8$  : Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions  $< 1\text{h}$ .

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ( $q = 0,85$ ).

**e) Diagramme des contraintes- déformations :**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (**fig. I.6**).



**Figure N°I. 6 :** Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

$2\text{‰}$  : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

$3.5\text{‰}$  : en flexion simple ou composée.

Pour  $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$   $f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc})$ .

$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$   $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

- Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

**f) Module de déformation longitudinale du béton :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  **CBA93 (Article A.2.1.2.1)**

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

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

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

$$E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$$

- Coefficient de Poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur  $l$ , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal,  $\Delta l$  mais également un gonflement transversal. Si  $a$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient  $a + \Delta a$  et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

a) *Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :*

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_{adm} = 3.33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.50\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

**I.7.2. L'Acier:**a) *Définition:*

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

b) *Différents types d'aciers:*

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

## • Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$  (contrainte à la limite élastique).

- $f_u=330$  à  $490\text{Mpa}$  (contrainte à la limite de rupture).

- $f_e=235\text{MPa}$ .

- $f_u=410$  à  $490\text{MPa}$ .

## • Les aciers à haute adhérence (H.A):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique:  $f_e=400\text{Mpa}$ .

- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348\text{Mpa}$ .

- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$

- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1.15$

- Module d'élasticité:  $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$ .

## • Treillis soudés:

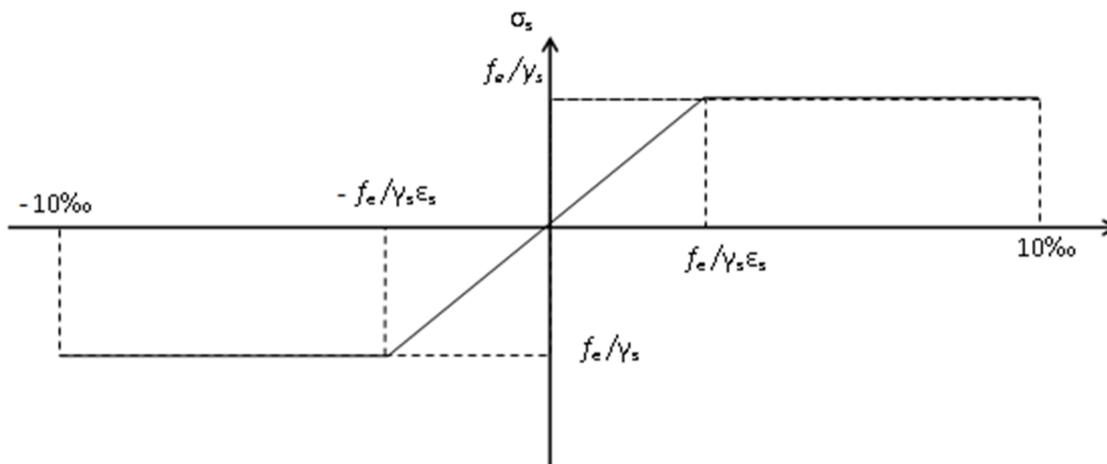
Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

\* TL50( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=500\text{Mpa}$ .

\* TL52( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=520\text{Mpa}$ .

c) *Diagramme des contraintes – déformations (acier) :*

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\varepsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit:



**Figure I.7** Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\varepsilon_s$ .

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle (choc et séisme).

d) *Contrainte limite des aciers:*

.Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

.Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- ✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

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

✓ Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6mm$ .

$\eta=1.3$  : pour les hautes adhérences  $\phi < 6mm$ .

## II.1. Introduction :

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la structure, 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 (CBA 93).

La transmission des charges dans un bâtiment se fait comme suit :  
Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

## II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

### II.2.1. Les planchers :

Les planchers de notre structure sont à corps creux composés d'une dalle de compression associée à des poutrelles et qui seront disposées selon la plus petite portée.

Selon les règles de CBA93 la hauteur ( $h_t$ ) d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA 93 .Art B.6.8.4.2.4})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_{\max} : \text{la portée maximale entre nu d'appuis des poutres secondaires} \\ h_t : \text{la hauteur du plancher} \end{cases}$$

$$L_{\max} = 620 - 40 = 580 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{580}{22.5} = 25.78 \text{ cm}$$

On va opter pour une hauteur :  $h_t = 26 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 26 \text{ cm}$  :  $\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 6 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

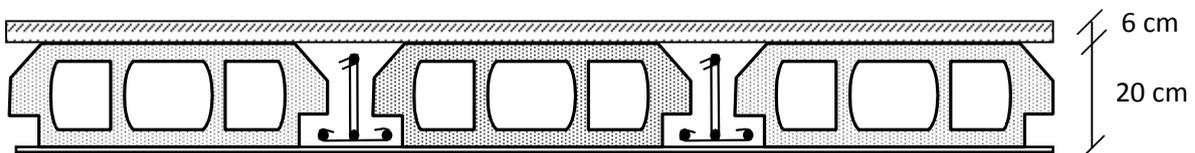


Fig. II.1 : Plancher à corps creux

• Evaluation des charges et surcharges :

○ Plancher terrasse inaccessible :

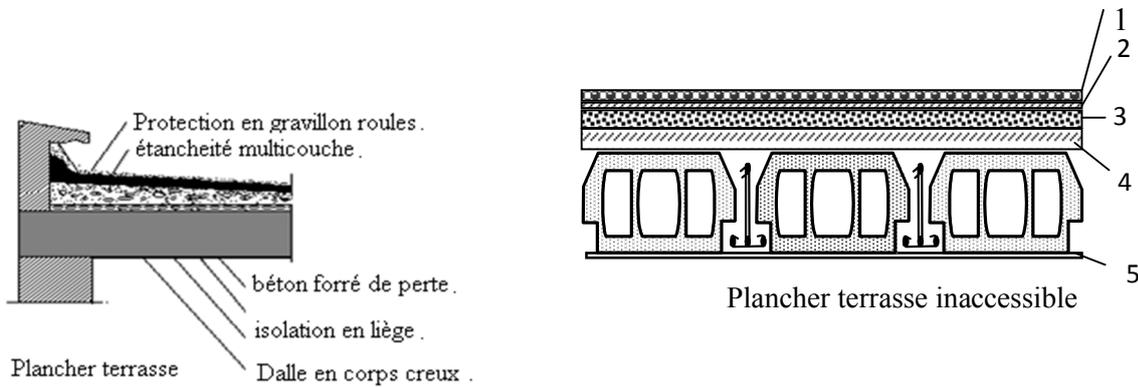


Fig. II.2 : Schéma du plancher terrasse inaccessible

|   | Désignation                 | Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Protection gravillon        | 17                                   | 0.05          | 0.85                       |
| 2 | Etanchéités multicouches    | 6                                    | 0.02          | 0.12                       |
| 3 | Forme de pente              | 22                                   | 0.1           | 2.20                       |
| 4 | Isolation thermique         | 4                                    | 0.04          | 0.16                       |
| 5 | Enduit en ciment            | 20                                   | 0.02          | 0.40                       |
|   | Dalle en corps creux (20+6) | 14.25                                | 0.26          | 3.7                        |

Tab II.1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{terr\ inacc} = 7.43\text{KN} / \text{m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à  $Q_{terrasse} = 1\text{KN}/\text{m}^2$

○ Planchers étages courant ou commercial :

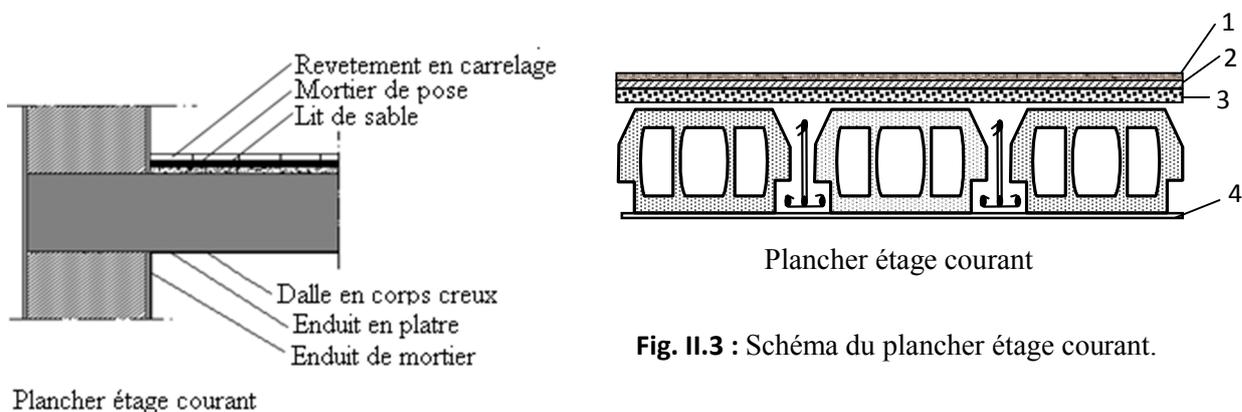


Fig. II.3 : Schéma du plancher étage courant.

|   | Désignation                  | Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|------------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage         | 22                                   | 0.02          | 0.44                       |
| 2 | Mortier de pose              | 20                                   | 0.02          | 0.4                        |
| 3 | Lit de sable                 | 18                                   | 0.02          | 0.36                       |
| 4 | Enduit en plâtre             | 10                                   | 0.015         | 0.15                       |
|   | Dalle en corps creux         | 14.25                                | 0.26          | 3.7                        |
|   | Cloison de séparation lourde | /                                    | /             | 1.00                       |

**Tab II.2 :** évaluation des charges du plancher étage courant

- La charge permanente totale :  $G_{étage} = 6.05 \text{KN} / \text{m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à  $Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage a usage de bureau est estimée à  $Q = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à  $Q = 5 \text{KN} / \text{m}^2$ .

### II.2.2. Les poutres :

**A) poutres principales :** Elles sont disposés perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est données selon le critère de flèche qui est :

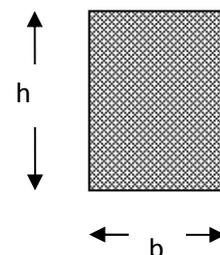
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre
- $L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales ( $L_{\max} = 668 - 40 = 628$ )

$$\Rightarrow 41.86 \text{cm} \leq h \leq 62.8 \text{cm}$$

Soit :  $h = 50 \text{cm}$  et  $b = 35 \text{cm}$ .



**Fig. II.4 :** coupe transversale d'une poutre

**Vérifications :**

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

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

$$h / b \leq 4.00$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 50 \text{ cm}$  et  $b = 35 \text{ cm}$ .

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ vérifiée}$$

$$h / b = 50 / 35 = 1.42 < 4$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = (35 \times 50) \text{ cm}^2$$

**B) Les poutres secondaires :**

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

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

$L_{\max}$  : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{\max} = 620 - 40 = 580 \text{ cm} \Rightarrow 38.66 \text{ cm} \leq h \leq 58 \text{ cm}$$

On prend:  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$  .

**Vérifications :**

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

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

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

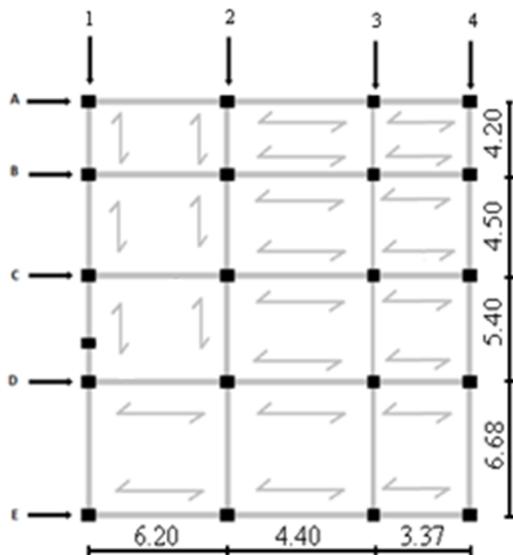
$$h / b = 45 / 30 = 1.5 < 4$$

### II.2.3. Les poutrelles :

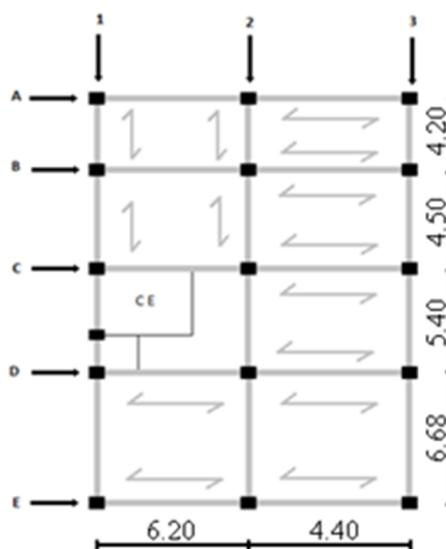
**Définition :** Les poutrelles sont des éléments de la structure reposant sur les poutres dans le but de transmettre les charges et surcharges aux poutres.

**Disposition :** Elles sont disposées selon deux critères suivants :

- Le critère de la plus grande portée (diminuer la flèche).
- Le critère de continuité (le maximum d'appuis).



La disposition des poutrelles dans le RDC



La disposition des poutrelles dans les étages courants

Fig. II.5 : Plan de repérage et disposition des poutrelles.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

Avec:

$$b_0 = (0.4 ; 0.6) \times h = (10.4 ; 15.6) \text{ cm}$$

Soit :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

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

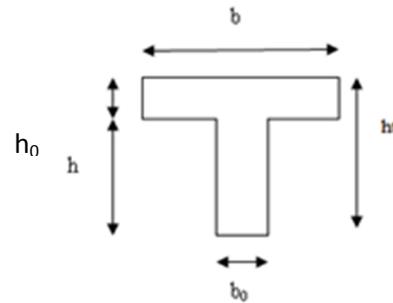


FIG. II.6 : Schéma d'une poutrelle.

$L_x$  : distance entre nus de poutrelles.

$L_y$  : La travée minimale dans la poutrelle (distance minimale entre deux poutres principales)

$$\Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

### II.2.4. Dalles pleines :

- **Condition de résistance à la flexion :**

Cette condition dépend du type de dalle (condition d'appuis)

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis ou quatre appuis avec  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 : \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
- ✓ Dalle reposant sur trois appuis ou quatre appuis avec  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4 : \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Dalle            | Lx (cm) | Ly (cm) | $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ |       |
|------------------|---------|---------|----------------------------|---|-------|
|                  |         |         |                            | Lx/35                                       | Ly/30 |
| Sur deux appuis  | 160     | 580     | 0.27                       | 4.57  | 5.33  |
| Sur trois appuis | 150     | 450     | 0.33                       | 4.28  | 5     |

Tab II.3 : Pré dimensionnement des dalles pleines.

- **Condition de coupe feu :**

- ✓  $h \geq 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe feu ;
- ✓  $h \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu.

D'après les résultats obtenus et pour vérifier les flèches on adopte une épaisseur de :

$$e = 14 \text{ cm.}$$

### II.2.5. Les voiles :

**Définition :**

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé ayant deux dimensions grandes (largeur et hauteur) par rapport au troisième qui est l'épaisseur.

- Les voiles destinés d'une part à reprendre 20% des charges et surcharges verticales et d'autres parts à assurer avec les portiques la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux (vent et séisme) leur dimensionnement se fera conformément au RPA99

### Pré dimensionnement :

Le bâtiment sera implanté à Bejaia (zone IIa) et appartenant au groupe d'usage 2

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces derniers. Le pré dimensionnement est conduit comme stipule le RPA99.

1. L'épaisseur minimale est de 15cm.....RPA99 (Art 7. 7. 1).
2.  $L_{\min} \geq 4 a$ .....RPA99 (Art 7. 7. 1).
3. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

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

$$a \geq \max \left[ \frac{306 - 26}{20}; 15cm \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max[14; 15cm]$$

Soit  $a = 15 \text{ cm}$  pour les étages courants et sous-sol

Pour l'étage RDC:

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

$$a \geq \max \left[ \frac{408 - 26}{20}; 15cm \right].$$

$$\Rightarrow a \geq \max[19.1; 15cm].$$

Soit  $a = 20 \text{ cm}$

$$L \geq 4 \times a = 80 \text{ cm}.$$

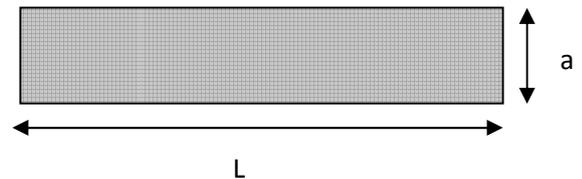


Fig. II.7 : Vue en plan d'un voile.

### II.2.5. Les murs extérieurs :

#### Définition :

C'est ceux qui sont en contact avec l'extérieur, ils permettent une bonne isolation thermique et acoustique.

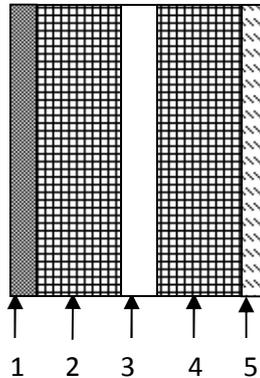


Fig. II.8 : Murs extérieurs

|   | Désignation      | Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Enduit de ciment | 20                                   | 0.02          | 0.4                        |
| 2 | Brique creuse    | 9                                    | 0.15          | 1.35                       |
| 3 | L'âme d'air      | /                                    | 0.05          | /                          |
| 4 | Brique creuse    | 9                                    | 0.1           | 0.9                        |
| 5 | Enduit de plâtre | 14                                   | 0.02          | 0.28                       |
|   | Total            |                                      |               | 2.93                       |

Tab II.3. Evaluation des charges des murs extérieurs

### II.2.6. Les murs intérieurs :

#### Définition :

C'est les murs qui permette la séparation des différent éléments à l'intérieur de la maison définissants ainsi les chambres et cuisines etc.....

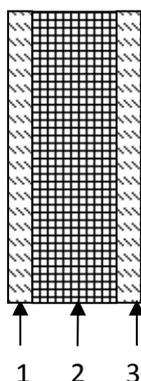


Fig. II.9 : Murs intérieurs

|   | Désignation      | Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Enduit de plâtre | 14                                   | 0.02          | 0.28                       |
| 2 | Brique creuse    | 9                                    | 0.1           | 0.9                        |
| 3 | Enduit de plâtre | 14                                   | 0.02          | 0.28                       |
|   | Total            |                                      |               | 1.46                       |

Tab II.4. Evaluation des charges des murs intérieurs

### II.2.7. Balcons :

| Désignation          | Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| Revêtement carrelage | 20                                   | 0.02          | 0.40                       |
| Mortier de pose      | 20                                   | 0.02          | 0.40                       |
| Lit de sable         | 18                                   | 0.02          | 0.36                       |
| Enduit en ciment     | 20                                   | 0.02          | 0.40                       |
| Dalle pleine         | 25                                   | 0.14          | 3.5                        |

Tab II.5. Evaluation des charges dans les balcons.

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{balcon} = 5.06KN / m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à  $Q = 3.5KN / m^2$ .

### II.2.8. Escaliers :

#### Définition :

Un escalier est une succession de marche 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.

#### Pré dimensionnement :

$H_0$  : demi-hauteur d'étage.

$L_0$ : longueur totale d'escalier.

$g$  : le giron.

$h$  : hauteur de la contre marche.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

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

Or :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \begin{cases} n : 19 & \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1 : 18 & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

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

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$\text{tg } \alpha = H_0 / L_0 \Rightarrow \alpha = 42.2^\circ$$

$$L_0 = 1.5m$$

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} + 1.30 = 3.32 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 11.08 \leq e \leq 16.62 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 12 \text{ cm.}$$

Pour g on le prend égal à 30cm.

Et h = 17 cm

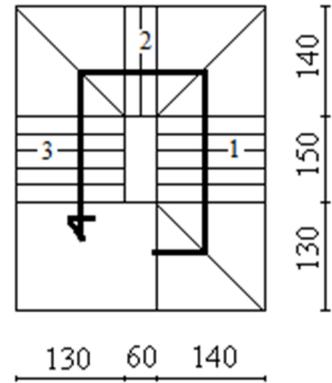


Fig. II.10 : Escalier

**Evaluation des charges et surcharges d'escaliers :**

- La volée :

| Désignation des éléments | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | Epaisseur (m)       | Poids ( $\text{KN/m}^2$ ) |
|--------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------|
| Paillasse                | 25                    | $0.12/\cos 42.2$    | 4.05                      |
| Les marches              | 25                    | $0.17/2$            | 2.125                     |
| Revêtement vertical      | 22                    | $0.02 * 0.17 / 0.3$ | 0.25                      |
| Revêtement horizontal    | 22                    | 0.02                | 0.4                       |
| Mortier de pose          | 20                    | 0.02                | 0.4                       |
| Enduit de plâtre         | 14                    | 0.02                | 0.28                      |
| Garde de corps           | /                     | /                   | 0.2                       |
|                          |                       |                     | <b>Gt = 7.73</b>          |

Tab II.6. Poids de la volée.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas de la volée est estimée à  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**II.2.8. 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 mentionné dans les plans d'architecture.

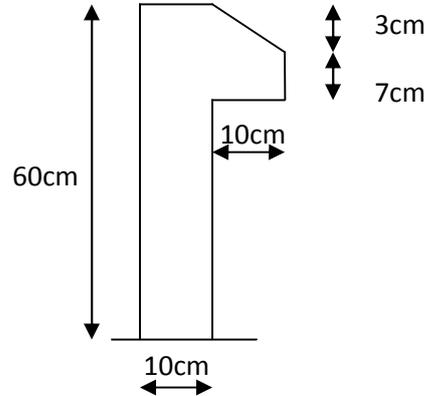
Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend  $H = 60\text{cm}$

$$S = 0.1 \times 0.6 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.07 \times 0.1.$$

$$S = 0.0685\text{m}^2.$$

$$G = 25 \times 0.0685 = 1.7125\text{KN / ml}.$$



**Fig. II.11. :** Acrotère

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

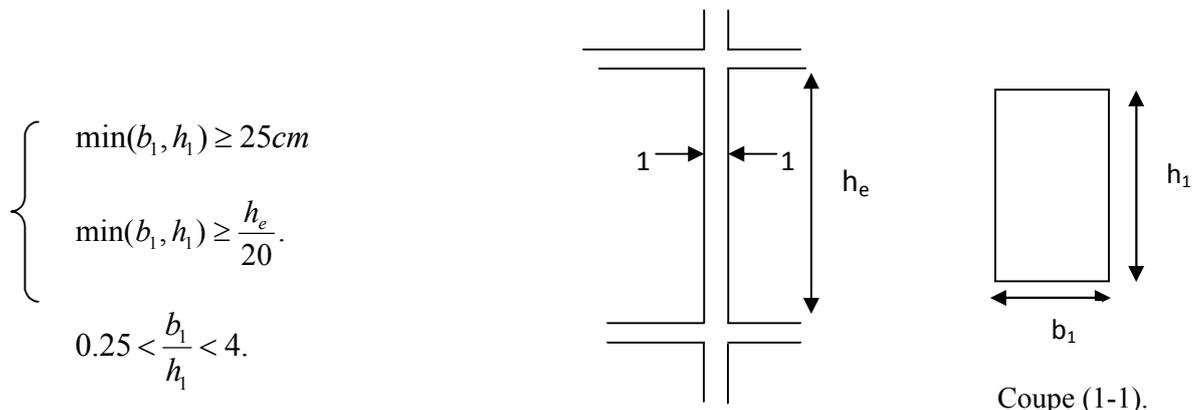
| Hauteur (cm) | Epaisseur (cm) | Surface (m <sup>2</sup> ) | Poids propre (KN/ml) | Enduit ciment (KN/ml) | G total (KN/ml) | Q (KN/ml) |
|--------------|----------------|---------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------|-----------|
| 60           | 10             | 0.0685                    | 1.7125               | 0.4                   | 2.1125          | 1         |

**Tab II.6.** Charge permanente revenant à l'acrotère

**c)- 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 :



**Fig. II.12.** Hauteur libre d'étage.

Tel que :

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

$h_e = 3.06m$  Pour les étages 1 jusqu'au 9<sup>ème</sup>, et le sous sol

$h_e = 4.08m$  Pour le sous sol, RDC.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

On fixe les sections des poteaux comme suit :

RDC, sous sol :  $60 \times 60 \text{cm}^2$

1<sup>er</sup> Étage :  $55 \times 55 \text{cm}^2$

2<sup>ème</sup>; 3<sup>ème</sup> Étage :  $50 \times 50 \text{cm}^2$

4<sup>ème</sup>; 5<sup>ème</sup> Étage :  $45 \times 45 \text{cm}^2$

6<sup>ème</sup>; 7<sup>ème</sup>; 8<sup>ème</sup> :  $40 \times 40 \text{cm}^2$

9<sup>ème</sup> étage et terrasse :  $30 \times 30 \text{cm}^2$

### II.3. Descente des charges :

La descente de charge a pour but l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure afin de déterminer l'effort max à la base.

- **Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation n maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

-la loi de dégression :

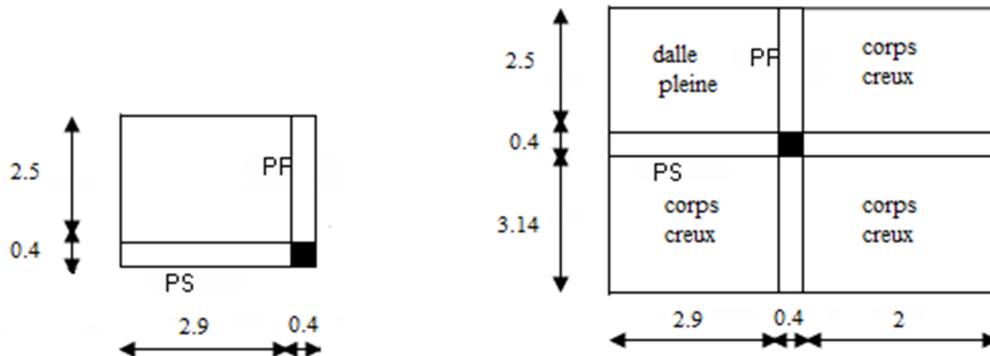
Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2 \dots Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés a partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui des charges d'exploitation suivantes :

|  |   |
|--|---|
| - Sous toit ou terrasse :                        | $Q_0$   |
| - Sous dernier étage :                           | $Q_0 + Q_1$   |
| - Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : | $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$                                 |
| - Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : | $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$                           |
| - Sous étage n quelconque :                      | $Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ |

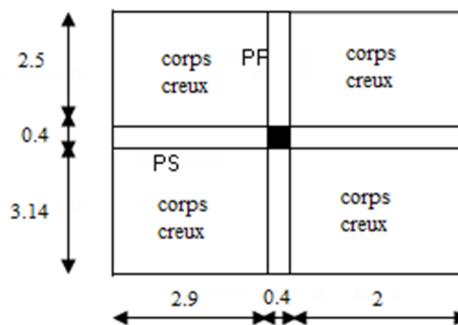
Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :



**Plancher étage courant**

**Schéma du plancher terrasse**



**Plancher inaccessible, service et commercial.**

**Fig. II.13 : Surface de chargement du poteau D2**

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) :  $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) :  $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieur suivant

**Poteau central « D2 » :** Les surfaces qui reviennent à ce poteau sont représentées dans les schémas suivants :

| Niveaux        | Eléments et leurs surfaces (m <sup>2</sup> )   | G(KN)   | Q(KN)<br>Sans dégression                   | Q(KN)<br>Avec dégression |
|----------------|--|---|--|--------------------------|
| <b>N11</b>     | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Acrotère :<br/>(6.2/2+5.4/2) = 5.8</li> <li>• Plancher sup :<br/>2.9*2.5=7.25</li> <li>• Poteaux<br/>0.3*0.3*3.06=0.2754</li> <li>• Poutres :<br/>0.5*0.35*2.5=0.4375<br/>0.45*0.3*2.9=0.3915</li> <li>• Murs extérieurs<br/>2.76*(2.9+2.5)=14.9</li> </ul> | 5.8*2.11=12.23<br>7.25*7.43=53.86<br>0.2754*25=6.88<br>0.4375*25=10.93<br>0.3915*25=9.78<br>14.9*2.93=43.66 | 1*5.8=5.8<br>7.25*1=7.25                   |                          |
| <b>Total</b>   |  | <b>137.34</b>   | <b>13.05</b>                               | <b>13.05</b>             |
| <b>N10</b>     | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N11 :</li> <li>• Plancher terrasse :<br/>(3.14+2.5)*(2.9+2)=27.63</li> <li>• Poteaux : 0.2754</li> <li>• Poutres :<br/>0.5*0.35*(2.5+3.14)=0.987<br/>0.45*0.3*(2.9+2)=0.6615</li> </ul>   | 137.34<br>27.63*7.43=205.3<br>6.88<br>0.987*25=24.67<br>0.661*25=16.53                                      | 13.05<br>27.63*1=27.63                     |                          |
| <b>Total :</b> |  | <b>390.72 9ème</b>  | <b>40.68</b>                               | <b>40.68</b>             |
| <b>N9</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N10</li> <li>• Plancher courant :</li> <li>Corps creux<br/>9.106+11.28=20.38</li> <li>Dalle pleine<br/>2.5*2.9=7.25</li> <li>• Poteaux :<br/>0.4*0.4*3.06=0.4896</li> <li>• Poutres :<br/>0.987<br/>0.6615</li> </ul>                             | 390.72<br>20.38*6.05=123.3<br>7.25*5.06=36.68<br>0.4896*25=12.24<br>24.67<br>16.53                          | 40.68<br>20.38*1.5=30.57<br>7.25*3.5=25.37 |                          |
| <b>Total :</b> |  | <b>604.14</b>   | <b>96.62</b>                               | <b>92.44</b>             |
| <b>N8</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N9</li> <li>• Plancher courant :</li> <li>Corps creux<br/>20.38</li> <li>Dalle pleine<br/>7.25</li> <li>• Poteaux : 0.4896</li> <li>• Poutres :<br/>0.987<br/>0.6615</li> </ul>   | 604.14<br>123.3<br>36.68<br>12.24<br>24.67<br>16.53   | 96.62<br>30.57<br>25.37                    |                          |
| <b>Total :</b> |  | <b>817.56</b>   | <b>152.56</b>                              | <b>138.6</b>             |

|                |   |  |                              |               |
|----------------|---|--|------------------------------|---------------|
| <b>N7</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N8</li> <li>• Plancher courant :</li> <li>Corps creux<br/>20.38</li> <li>Dalle pleine<br/>7.25</li> <li>• Poteaux : 0.4896</li> <li>• Poutres :<br/>0.987<br/>0.6615</li> </ul>                                  | 817.56<br><br>123.3<br>36.68<br>12.24<br>24.67<br>16.53              | 152.56<br><br>30.57<br>25.37 |               |
| <b>Total :</b> |   | <b>1030.98 6ème</b>  | <b>208.5</b>                 | <b>155.69</b> |
| <b>N6</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N7</li> <li>• Plancher courant :</li> <li>Corps creux<br/>20.38</li> <li>Dalle pleine<br/>7.25</li> <li>• Poteaux :<br/><math>0.45*0.45*3.06=0.61965</math></li> <li>• Poutres :<br/>0.987<br/>0.6615</li> </ul> | 1030.98<br><br>123.3<br>36.68<br>$0.6196*25=15.49$<br>24.67<br>16.53 | 208.5<br><br>30.57<br>25.37  |               |
| <b>Total :</b> |   | <b>1247.65</b>   | <b>264.44</b>                | <b>214.16</b> |
| <b>N5</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N6</li> <li>• Plancher courant :</li> <li>Corps creux<br/>20.38</li> <li>Dalle pleine<br/>7.25</li> <li>• Poteaux : 0.61965</li> <li>• Poutres :<br/>0.987<br/>0.6615</li> </ul>                                 | 1247.65<br><br>123.3<br>36.68<br>15.49<br>24.67<br>16.53             | 264.44<br><br>30.57<br>25.37 |               |
| <b>Total :</b> |   | <b>1464.32 4ème</b>  | <b>320.38</b>                | <b>222.82</b> |
| <b>N4</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N5</li> <li>• Plancher courant :</li> <li>Corps creux<br/>20.38</li> <li>Dalle pleine<br/>7.25</li> <li>• Poteaux :<br/><math>0.5*0.5*3.06=0.765</math></li> <li>• Poutres :<br/>0.987<br/>0.6615</li> </ul>     | 1464.32<br><br>123.3<br>36.68<br>$0.765*25=19.12$<br>24.67<br>16.53  | 320.38<br><br>30.57<br>25.37 |               |
| <b>Total :</b> |   | <b>1684.62</b>   | <b>376.32</b>                | <b>272.42</b> |

|                |  |  |                              |               |
|----------------|--|--|------------------------------|---------------|
| <b>N3</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N4</li> <li>• Plancher courant :</li> <li>  Corps creux<br/>    20.38</li> <li>  Dalle pleine<br/>    7.25</li> <li>• Poteaux : 0.765</li> <li>• Poutres :<br/>    0.987</li> <li>    0.6615</li> </ul> | 1684.62<br><br>123.3<br>36.68<br>19.12<br>24.67<br>16.53 | 376.32<br><br>30.57<br>25.37 |               |
| <b>Total :</b> |  | <b>1904.92</b>   | <b>432.26</b>                | <b>302.30</b> |
| <b>N2</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N3</li> <li>• Plancher bureau:27.63</li> <li>• Poteaux :<br/>    0.55*0.55*3.06=0.925</li> <li>• Poutres :<br/>    0.987</li> <li>    0.6615</li> </ul>   | 1904.92<br>27.63*6.05=167.16<br>23.12<br>24.67<br>16.53  | 432.26<br>27.63*2.5=69.07    |               |
| <b>Total :</b> |  | <b>2136.4</b>  | <b>501.33</b>                | <b>371,37</b> |
| <b>N1</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N2</li> <li>• Plancher commerce:27.63</li> <li>• Poteaux :<br/>    0.6*0.6*408=1.47</li> <li>• Poutres :<br/>    0.987</li> <li>    0.6615</li> </ul>   | 2136.4<br>167.16<br>1.47*25=36.72<br>24.67<br>16.53      | 501.33<br>27.63*5=138.15     |               |
| <b>Total :</b> |  | <b>2381.48</b>   | <b>639.48</b>                | <b>509.52</b> |
| <b>N0</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Venant de N1</li> <li>• Plancher Sous-sol:27.63</li> <li>• Poteaux : 1.10</li> <li>• Poutres :<br/>    0.987</li> <li>    0.6615</li> </ul>   | 2381.48<br>167.16<br>27.54<br>24.67<br>16.53             | 639.48<br>138.15             |               |
| <b>Total :</b> |  | <b>2617.38</b>   | <b>777.63</b>                | <b>647.67</b> |

*Tab II. 8 : Récapitulatif des résultats de la descente de charge du poteau central « D2 ».*

L'effort normal ultime au poteau central « D2 » :

$$N_u = 1.35 \cdot 2617.38 + 1.5 \cdot 647.67 = 4504.97 \text{ KN}$$

Selon CBA93 on doit (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%.

$$N_u = 4504.97 \cdot 1.1 = 4955.46 \text{ KN}$$

**II.4.Vérification du poteau central « D2 » :**

➤ **Vérification du critère de résistance :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2MPa$

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{4955.46 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.348m^2$$

$$B \geq 0.19m^2$$

- B : aire de la section droite du béton seul ; B= b\*h
- Nu : effort de compression maximal calculé précédemment ; Nu =4504.97 KN

B= 0.6\*0.6 =0.36 m<sup>2</sup> > 0.348 m<sup>2</sup> .....**Vérifiée**

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

| Niveaux  | Nu (KN) | Sections (cm2) | Condition : B > B calcule |                | observation     |
|--|---------|----------------|---------------------------|----------------|-----------------|
|  |         |                | B (m2)                    | B calcule (m2) |                 |
| <b>RDC et sous-sol</b>                               | 4955.46 | 60*60          | 0.36                      | 0.348          | <b>vérifiée</b> |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>                          | 3785.31 | 55*55          | 0.302                     | 0.266          | <b>vérifiée</b> |
| <b>2<sup>ième</sup> et 3<sup>ième</sup> étage</b>    | 3327.60 | 50*50          | 0.25                      | 0.234          | <b>vérifiée</b> |
| <b>4<sup>ième</sup> et 5<sup>ième</sup> étage</b>    | 2542.16 | 45*45          | 0.202                     | 0.179          | <b>vérifiée</b> |
| <b>6<sup>ième</sup>, 7 et 8<sup>ième</sup> étage</b> | 1787.90 | 40*40          | 0.16                      | 0.125          | <b>vérifiée</b> |
| <b>9<sup>ième</sup> et terrasse</b>                  | 647.34  | 30*30          | 0.09                      | 0.045          | <b>vérifiée</b> |

**Tab II.10 :** Vérifications à la compression de tous les poteaux

➤ **Vérification au flambement**

D'après le **CBA 93 (Article B.8.4.1)**, on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- ✓ B<sub>r</sub> : 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'élanement  $\lambda$ .

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

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

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau

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

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

- **Vérification du poteau sous sol :**

- $l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.173} = 12.38 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.38}{35}\right)^2} = 0.829$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

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

$$A.N : \quad B_r \geq \frac{4955.46 \times 10^{-3}}{0.829 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.271m^2$$

$$\text{Or nous avons : } B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3364m^2$$

$0.3364 > 0.253$  donc le poteau ne risque pas le phénomène de flambement.

$$\bullet \quad l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856m.$$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.173} = 16.5 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.5}{35}\right)^2} = 0.8138$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

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

$$A.N : \quad B_r \geq \frac{4955.46 \times 10^{-3}}{0.8138 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.2768m^2$$

$$\text{Or nous avons : } B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3364m^2$$

$0.3364 > 0.253$  donc le poteau ne risque pas le phénomène de flambement.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

| Niveaux  | Nu (KN) | Sections (cm2) | Condition : Br > Br calcule |                 | observation |
|--|---------|----------------|-----------------------------|-----------------|-------------|
|  |         |                | Br (m2)                     | Br calcule (m2) |             |
| Sous-sol   | 4955.46 | 60*60          | 0.3364                      | 0.271           | vérifiée    |
| RDC  | 4955.46 | 60*60          | 0.3364                      | 0.277           | vérifiée    |
| 1 <sup>er</sup> étage                            | 3785.31 | 55*55          | 0.2809                      | 0.207           | vérifiée    |
| 2 <sup>ième</sup> et 3 <sup>ième</sup> étage     | 3327.60 | 50*50          | 0.2304                      | 0.182           | vérifiée    |
| 4 <sup>ième</sup> et 5 <sup>ième</sup> étage     | 2542.16 | 45*45          | 0.1849                      | 0.139           | vérifiée    |
| 6 <sup>ième</sup> , 7 et 8 <sup>ième</sup> étage | 1787.90 | 40*40          | 0.1444                      | 0.098           | vérifiée    |
| 9 <sup>ième</sup> et terrasse                    | 647.34  | 30*30          | 0.0784                      | 0.035           | vérifiée    |

**Tab II.11.** vérification au flambement des poteaux.

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

**II.5. Conclusion :**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Poutre principale : (50\*35) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poutre secondaire : (45\*30) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteau de RDC et sous-sol : (60\*60) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteau de 1<sup>er</sup> étage : (55\*55) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteau de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage : (50\*50) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteau de 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage : (45\*45) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteau de 6<sup>ème</sup>, 7 et 8<sup>ème</sup> étage : (40\*40) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poteau de 9<sup>ème</sup> et terrasse : (30\*30) cm<sup>2</sup>.

### III.1. Calcul des planchers :

#### III.1.1. Introduction:

Un plancher est une aire plane, destinée à séparer entre 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.
- ✓ Un rôle de séparation entre deux niveaux.

#### III.1.2. Etude des poutrelles :

##### III.1.2.1. Pré dimensionnement 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.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Si les poutres dans les deux sens ont une portée égale, alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Soit :

$b$  : Largeur de la dalle de compression.

$h$  : Epaisseur du plancher (20+6) cm.

$L_x$  : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutrelles.

$L_y$  : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

D'après le chapitre II :

- ✓  $b_0$  : 12 cm
- ✓  $b$  : 65 cm
- ✓  $b_1$  : 27.5 cm

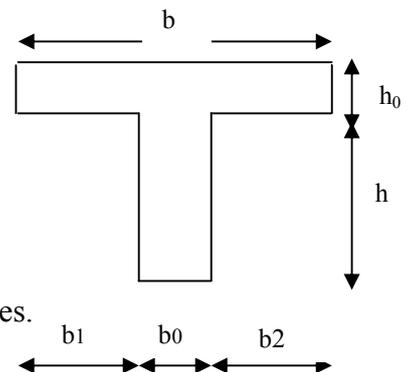


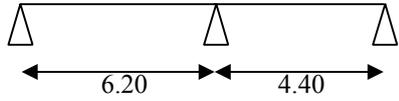
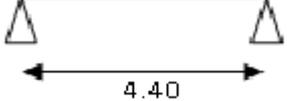
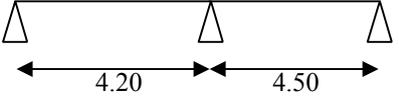
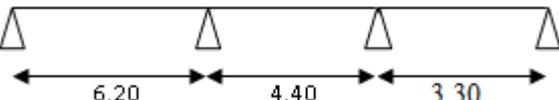
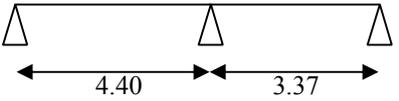
Fig.III.1. Schéma d'une poutrelle.

#### Charge et surcharge :

- Plancher terrasse inaccessible :  $G = 7.43 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage courant :  $G = 6.05 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage commerce :  $G = 6.05 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage bureau :  $G = 6.05 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

✓ *Les différents types des poutrelles :*

Les différents types des poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

|               |  |
|---------------|--|
| <b>Type01</b> |     |
| <b>Type02</b> |     |
| <b>Type03</b> |     |
| <b>Type04</b> |    |
| <b>Type05</b> |    |
| <b>Type06</b> |  |

**Tabl. III.1.** Les Types de poutrelles

### III.1.2.2. Méthodes de calcul :

Pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles on utilise les deux méthodes suivantes :

- La méthode de Caquot, ou de Caquot minoré
  - La méthode Forfaitaire.
- **A- Méthode Forfaitaire :**                    **CBA (Art B 6.2.2.1.1)**

Applicable dans le cas :

1. Des charges d'exploitations modérées c.-à-d. :  $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}_2)$ .
2. Le moment d'inertie est le même dans toutes les travées.
3. Les portées successives ( $l_i/l_{i+1}$ ) sont dans le rapport compris entre 0.8 et 1.25.
4. La fissuration est peu nuisible.

Cette méthode est aussi applicable pour les poutres continues, et les dalles pleines portant dans un seul sens lorsque les conditions précédentes son satisfaites et le rapport :

$$\frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$$

- **Principe de la méthode :** CBA (Art B 6.2.2.1.1)

• **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.

On vérifie alors les conditions suivantes :

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

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

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

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.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

L'effort tranchant calculé par la méthode de la RDM vaut :  $V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$

**B – Méthode de Caquot :****CBA (Art B.6.2.2.2)**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées.

$Q > (2G ; 5 \text{ KN/m}_2)$ .

Mais la méthode de Caquot minoré s'applique aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions 2,3 ou 4 de la méthode Forfaitaire n'est pas satisfaite. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente  $G$  par  $G'$  tel que :  $G' = 2G/3$ .

La détermination des moments max entraxe se fait avec la charge permanente  $G$ .

**-Principe de la méthode :**

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

- Moment en appui :

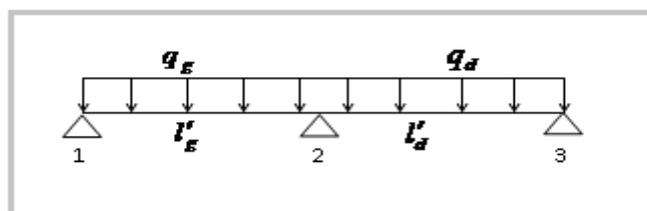
$$M_2 = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{BAEL91 (Art. L.III.3)}$$

$M_2$  : Moment à l'appui 2.

$l_g'$  et  $l_d'$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$q_g$  et  $q_d$  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec :  $l' = 0.8 \times l$  Pour une travée intermédiaire.  
 $l' = l$  Pour une travée de rive.



**Fig III.2. Schéma statique d'une poutrelle**

- **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}$$

Avec  $M_g, M_d$  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0(x) = \frac{P_u * x}{2} * (l - x)$$

- **Effort tranchant :**

$$V_g = \frac{q \times l}{2l} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_d = -\frac{q \times l}{2l} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

### III.1.2.2. Calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles :

a)-Calcul des sollicitations :

- A l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$
- A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

| désignation               | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | Q<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | ELU                                    |                           | ELS                                    |                           |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--|---------------------------|--|---------------------------|
|                           |                           |                           | q <sub>u</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | P <sub>u</sub><br>(KN/ml) | q <sub>s</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | P <sub>s</sub><br>(KN/ml) |
| Terrasse inaccessible     | 7.43                      | 1                         | 11.53                                  | 7.49                      | 8.43                                   | 5.48                      |
| Etages courants           | 6.05                      | 1.5                       | 10,42                                  | 6,77                      | 7,55                                   | 4,90                      |
| Etage commercial          | 6.05                      | 5                         | 15.66                                  | 10.18                     | 11.05                                  | 7.18                      |
| Etage de service (bureau) | 6.05                      | 2.5                       | 11.91                                  | 7.74                      | 8.55                                   | 5.55                      |

Tab. III.2. Charges et surcharges d'exploitation

b) Exemple de calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minoré :

-Poutrelle type01 : (Plancher étage courant) :

On a :- Planché à surcharge modérée :  $Q \leq \min (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$ .

$G = 6.05 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min (2 \times 6.05 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ ....Vérifiée.

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérifiée.

- Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$  :  $0.8 \leq \frac{4.40}{6.20} \leq 1.25$  N'est pas vérifiée

- Fissuration est peu nuisible.

=> Donc on applique la méthode de Caquot minoré

$$G' = 2G/3 = 2 \cdot 6.05/3 = 4.03 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$P_u = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 3.59 \text{ KN/m}^2$$

$$l'_g = l_g = 6.20 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 4.40 \text{ m}$$

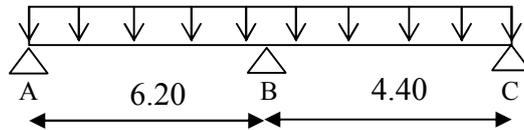


Fig. III.3. Schéma de poutrelle étage commerce (type 1)

• **Moments sur appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

À l'ELU :

$$M_B = -\frac{5(6.20^3 + 4.40^3)}{8.5(6.20 + 4.40)} = -17.95 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = -\frac{3.59(6.20^3 + 4.40^3)}{8.5(6.20 + 4.40)} = -12.89 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée :**

Avec :  $P_u = 6.77 \text{ KN/m}^2$

$$P_s = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

- À l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{0AB} = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_B - M_d}{P_u \cdot L_{AB}} \cdot \frac{6.20}{2} - \frac{0 + 17.95}{6.77 \cdot 6.20} = 2.67 \text{ m} \\ M_{AB} = M_0(x) + M_g \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l} = 24.17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{0BC} = \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_d}{P_u \cdot L_{BC}} \cdot \frac{4.40}{2} - \frac{-17.95 - 0}{6.77 \cdot 4.40} = 2.80 \text{ m} \\ M_{BC} = M_0(x) + M_g \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l} = 8.63 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- À l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{0AB} = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_B - M_d}{P_s \cdot L_{AB}} \cdot \frac{6.20}{2} - \frac{0 + 12.89}{4.9 \cdot 6.20} = 2.67 \text{ m} \\ M_{AB} = M_0(x) + M_g \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l} = 17.54 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{0BC} = \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_d}{P_s \cdot L_{BC}} \cdot \frac{4.40}{2} - \frac{-12.89 - 0}{4.9 \cdot 4.40} = 2.79 \text{ m} \\ M_{BC} = M_0(x) + M_g \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l} = 6.28 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

- **Efforts tranchants :**

- **À l'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_g = \frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L} = \frac{6.77 \cdot 6.20}{2} - \frac{0 + 17.95}{6.2} = 18.09 \text{ KN} \\ V_d = -\frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L} = -\frac{6.77 \cdot 6.20}{2} - \frac{0 + 17.95}{6.2} = -23.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_g = 18.97 \text{ KN} \\ V_d = -10.81 \text{ KN} \end{cases}$$

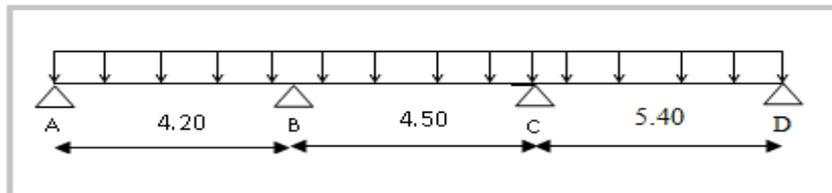
- **À l'ELS :**

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_g = 13.11 \text{ KN} \\ V_d = -17.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_g = 13.70 \text{ KN} \\ V_d = -7.85 \text{ KN} \end{cases}$$

**c) Exemple de Calcul des sollicitations par la méthode forfaitaire :**

**-Poutrelle Type06 : ((Plancher étage commerce) :**



**Fig. III.4 :** Schéma de poutrelle étage commerce (type 6)

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$G = 6.05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 6.05; 5) \text{ KN} / \text{m}^2$$

Vérifiée.

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

Vérifiée.

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

$$0.8 \leq \frac{4.2}{5.50} \leq 1.25$$

Vérifiée.

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

$$G = 6.05 \text{KN/m}^2, \quad Q = 5 \text{KN/m}^2$$

$$P_u = 10.18 \text{KN/m}^2$$

$$P_s = 7.18 \text{KN/m}^2$$

- **Moments isostatiques :**

- **À l'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.18 \times 4.20^2}{8} = 22.44 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 25.76 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = 37.10 \text{KN.m}$$

- **À l'ELS :**

$$\text{Travée A-B : } M_0 = 15.83 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 18.17 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = 26.17 \text{KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

- **Appuis de rive :**

$$M_A = M_D = 0$$

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'ELU :**

$$M_B = -0.5 \times M_{BC}^0 = -0.5 \times 25.76 = -12.88 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times M_{CD}^0 = -0.5 \times 37.10 = -18.55 \text{KN.m}$$

- **À l'ELS :**

$$M_B = -0.5 \times M_{BC}^0 = -0.5 \times 18.17 = -9.08 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times M_{CD}^0 = -0.5 \times 26.17 = -13.08 \text{KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+6.05} = 0.452$$

$$\alpha = 0,452 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,135. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,335. \end{cases}$$

- **À PELU :**

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

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.135 \times 22.44 - \frac{12.88}{2} = 19.03 \text{KN.m} \\ M_t \geq 14.97 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.135 \times 25.76 - \frac{12.88 + 18.55}{2} = 13.52 \text{KN.m} \\ M_t \geq 14.62 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.135 \times 37.10 - \frac{18.55}{2} = 32.83 \text{KN.m} \\ M_t \geq 24.76 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **À PELS :**

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 13.42 \text{KN.m} \\ M_t \geq 10.56 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 9.54 \text{KN.m} \\ M_t \geq 10.31 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D :

$$\begin{cases} M_t \geq 23.16 \text{KN.m} \\ M_t \geq 17.46 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants :**

- **À L'ELU :**

Travée A-B :

$$\begin{cases} V_g = \frac{10.18 \times 4.2}{2} = 21.37 \text{KN} \\ V_d = -1.10 \times V_A = -23.51 \text{KN} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} V_g = 25.19 \text{KN} \\ V_d = -25.19 \text{KN} \end{cases}$$

Travée C-D :

$$\begin{cases} V_g = 30.23 \text{KN} \\ V_d = -27.48 \text{KN} \end{cases}$$

**d) Calcul des sollicitations pour les différents types de poutrelles :**

- **Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible :**

| Types de poutrelles | ELU                                 |                                     |                          | ELS                                 |                                     |
|---------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|                     | M <sub>appuis (max)</sub><br>(KN.m) | M <sub>travée (max)</sub><br>(KN.m) | V <sub>max</sub><br>(KN) | M <sub>appuis (max)</sub><br>(KN.m) | M <sub>travée (max)</sub><br>(KN.m) |
| <b>Type 01</b>      | 19.06                               | 27.09                               | 26.29                    | 13.86                               | 22.45                               |
| <b>Type02</b>       | 0                                   | 18.12                               | 16.47                    | 0                                   | 13.26                               |
| <b>Type03</b>       | 11.37                               | 14.22                               | 19.38                    | 8.32                                | 10.40                               |

**Tab. III.3.** Sollicitations max pour le plancher terrasse inaccessible.

- Plancher étage courant :

| Types de poutrelles | ELU                                      |  |                               | ELS                                      |  |                               |
|---------------------|--|--|-------------------------------|--|--|-------------------------------|
|                     | $M_{\text{appuis (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $V_{\text{max}} \text{ (KN)}$ | $M_{\text{appuis (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $V_{\text{max}} \text{ (KN)}$ |
| Type 01             | 17.95                                    | 24.17                                    | 23.88                         | 12.89                                    | 17.53                                    | 17.27                         |
| Type02              | 0  | 16.38                                    | 14.89                         | 0  | 11.85                                    | 10.78                         |
| Type03              | 10.27                                    | 13                                       | 17.51                         | 7.44                                     | 9.41                                     | 12.67                         |

Tab. III.4. Sollicitations max pour le plancher étage courant.

- Plancher étage de service :

| Types de poutrelles | ELU                                      |  |                               | ELS                                      |  |                               |
|---------------------|--|--|-------------------------------|--|--|-------------------------------|
|                     | $M_{\text{appuis (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $V_{\text{max}} \text{ (KN)}$ | $M_{\text{appuis (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $V_{\text{max}} \text{ (KN)}$ |
| Type 04             | 20.37                                    | 27.70                                    | 27.18                         | 14.47                                    | 19.71                                    | 19.53                         |
| Type05              | 11.16                                    | 13.56                                    | 19.56                         | 7.92                                     | 9.76                                     | 14.41                         |
| Type06              | 14.10                                    | 23.61                                    | 22.98                         | 10.12                                    | 16.93                                    | 16.48                         |

Tab. III.5. Sollicitations max pour le plancher de service.

- Plancher étage de commerce :

| Types de poutrelles | ELU                                      |  |                               | ELS                                      |  |                               |
|---------------------|--|--|-------------------------------|--|--|-------------------------------|
|                     | $M_{\text{appuis (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $V_{\text{max}} \text{ (KN)}$ | $M_{\text{appuis (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$ | $V_{\text{max}} \text{ (KN)}$ |
| Type 04             | 28.70                                    | 35.60                                    | 36.18                         | 20.03                                    | 25.20                                    | 25.49                         |
| Type05              | 15.72                                    | 17.04                                    | 25.97                         | 10.97                                    | 12.31                                    | 18.23                         |
| Type06              | 18.56                                    | 32.83                                    | 30.23                         | 13.08                                    | 23.16                                    | 21.32                         |

Tab. III.6. Sollicitations max pour le plancher de commerce.

- **Tableau récapitulatif global :**

| Type Plancher<br>sollicitations | ELU                          |                              |                   | ELS                          |                              |                   |
|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------|
|                                 | $M_{appuis} (max)$<br>(KN.m) | $M_{travée} (max)$<br>(KN.m) | $V_{max}$<br>(KN) | $M_{appuis} (max)$<br>(KN.m) | $M_{travée} (max)$<br>(KN.m) | $V_{max}$<br>(KN) |
| Plancher Terrasse inaccessible  | 19.06                        | 27.09                        | 26.29             | 13.86                        | 22.45                        | 19.22             |
| Plancher étage courant          | 17.95                        | 24.17                        | 23.88             | 12.89                        | 17.53                        | 17.27             |
| Plancher étage de service       | 20.37                        | 27.70                        | 27.18             | 14.47                        | 19.71                        | 19.53             |
| Plancher étage de commerce      | 28.7                         | 35.60                        | 36.18             | 20.03                        | 25.20                        | 25.49             |

Tab. III.7. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximum

**III.1.2.3. Ferrailage des poutrelles :**

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- **Exemple illustratif pour Plancher terrasse inaccessible :**• **Sollicitations maximales :**

$$M_t^{\max} = 27.09 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{int}} = 19.06 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 4.03 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 26.29 \text{ KN}$$

- **A l'ELU :**• **Armatures longitudinales :**- **En travées :**

$$M_t = 27.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.06 \times 14.2 \times \left( 0.24 - \frac{0.06}{2} \right) \times 10^3$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 116.3 \text{ KN.m} \quad \text{BAEL91 (Art E.II.5)}$$

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

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{27.09 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.24^2} = 0.051 < 0.186$$

**BAEL91 (Art E.II.5)**

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

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.065$$

$$Z = 0.24(1 - 0.4 \times 0.065) = 0.233 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{27.09 \times 10^{-3}}{348 \times 0.233} = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 2T12 + 1T14 = 3.80 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.24 \times 2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

**BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} < A_t \dots\dots\dots \text{c'es vérifié}$$

- **en appuis :**- **appui de rive :**

$$M_a^{rive} = 4.03 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.03 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.0410$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0410}) = 0.052$$

$$z = 0.24 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.235$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{4.03 \times 10^{-3}}{0.235 \times 348} = 0.492 \text{ cm}^2$$

On choisit :  $A = 1T10 = 0.79 \text{ cm}^2$ - **Appuis intermédiaires :**

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance  $\Rightarrow$  La section étudiée est  $b_0 \times h$

$$M_a^{\text{int}} = 19.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{19.06 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.24^2 \times 14.2} = 0.194 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.272, \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.213 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{19.06 \times 10^{-3}}{348 \times 0.213} = 2.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.24 \times 2.1}{400} = 0.347 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{On opte: } A_a = 1\text{T}12 + 1\text{T}14 = 2.67 \text{ cm}^2.$$

#### - Cisaillement :

$$V_u = 26.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{26.29 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.24} = 0.912 \text{ MPa} \quad \text{CBA Art A.5.1.1}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art H.III.1)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \dots \quad \text{C'est vérifié.}$$

#### - Choix des armatures transversales :

$$\text{On choisit un étrier } \Phi_6 \quad \Longrightarrow \quad A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

#### - L'espacement :

$$1. \quad St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 21.6 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (Art H.III.3)}$$

$$2. \quad S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{tj} K)} \quad \text{CBA (Art A.5.1.2.3)}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$  (Flexion simple, cadres droites.)

$$f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3.3\text{Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{12(0.912 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 53.90\text{cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} \Rightarrow S_t \leq 47.5\text{cm} \quad \text{CBA (Art A.5.1.2.2)}$$

On prend  $S_t = 20\text{cm}$

- **Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )**

➤ **Au niveau de l'appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [26.29 - \frac{19.06}{0.9 \times 0.24}] \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l \geq -1.78\text{cm}^2 \rightarrow \text{L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les } A_l$$

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

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 26.29 \times 10^{-3} = 0.755\text{cm}^2$$

$$A_l \geq 0.755\text{cm}^2$$

Or  $A_l = 2T12 + 1T14 + 1T10 = 4.59\text{ cm}^2$  ..... C'est vérifié.

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

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{26.29 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.24 \times 0.06}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.827\text{MPa} < \tau_u = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

➤ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 22.45\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :  $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$ ..... **BAEL91 (Art L.III.3)**

$$H = 65 \times \frac{6^2}{2} - 15 \times 3.80 \times (24 - 6) = 144 \text{ cm}^3$$

$\Rightarrow H = 144 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre dans la table de compression.

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + 15 \times 3.80 \times y - 15 \times 3.80 \times 24 = 0 \Rightarrow y = 5.67 \text{ cm}$$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

$$I = \frac{65}{3} \times (5.67)^3 + 15 \times 3.80 \times (24 - 5.67)^2 \Rightarrow I = 23100.86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{22.45 \times 5.67 \times 10^3}{23100.8} = 5.51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL E.III.1})$$

- **En appuis :**

$$M_a^{\max} = 13.86 \text{ KN.m}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{12}{2} y^2 + 15 \times 2.67 y - 15 \times 2.67 \times 24 = 0$

Ce qui donne :  $6y^2 + 40.05 y - 961.2 = 0 \Rightarrow y = 9.75 \text{ cm}$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$

$$I = \frac{12}{3} \times (9.75)^3 + 15 \times 2.67 \times (24 - 9.75)^2 \Rightarrow I = 11840.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13.86 \times 10^{-3}}{11840.1 \times 10^{-8}} \times 0.0975 = 11.41 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  C'est vérifié.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** **CBA (Art B.6.3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification

- **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 :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Avec :

$h$  : Hauteur de la poutrelle

$L$  : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

$A$  : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{26}{620} = 0.0419 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000}\right) + 0.5 = \frac{620}{1000} + 0.5 = 1.12 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5.3)}$$

$f_{gv}$  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.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :  $y = 5.67 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène :  $I = 23100,86 \text{ cm}^4$

$$A_s = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{26^2}{2} + (65 - 12) \frac{6^2}{2} + 15 \times (3.80 \times 24 + 0)}{12 \times 26 + (65 - 12)6 + 15(3.80 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 9.283 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A'$$

$$(y_G - d')^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 10046765 \text{ cm}^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.80}{12 \times 24} = 0.013$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}\right) \times 0.013} \Rightarrow \lambda_i = 3.16$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.16 \Rightarrow \lambda_v = 1.26$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.7 = 2.405 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 7.43 = 4.830 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (7.43 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 5.48 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.405 \times 6.2^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 8.667 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.830 \times 6.2^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 17.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{5.48 \times 6.2^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 19.74 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Après calcul en trouve :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{8.667 \times (0.24 - 0.0567) \times 10^{-3}}{23100.86 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 103.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{17.4 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.0567)}{23100.86 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 207 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{19.74 \times 10^{-3} \times (0.24 - 0.0567)}{23100.86 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 234.9 \text{ Mpa}$$

- **Inerties fictives (If) :**

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

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

Après calcul en trouve :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 103.2 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.507$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 207 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.714$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 234.9 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.743$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 100467.65}{1 + (3.16 \times 0.507)} \Rightarrow If_{ij} = 42470.91 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 100467.65}{1 + (3.16 \times 0.714)} \Rightarrow If_{ig} = 33939.27 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 100467.65}{1 + (3.16 \times 0.743)} \Rightarrow If_{ip} = 33010.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 100467.65}{1 + (1.26 \times 0.714)} \Rightarrow I_{vg} = 58176.50 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{8.667 \times 10^{-3} \times 6.20^2}{10 \times 32164.2 \times 42470.91 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0024 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{17.40 \times 10^{-3} \times 6.20^2}{10 \times 32164.2 \times 33939.27 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0061 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{19.74 \times 10^{-3} \times 6.20^2}{10 \times 32164.2 \times 33010.26 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0071 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{19.74 \times 10^{-3} \times 6.20^2}{10 \times 10721.4 \times 58176.50 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.012 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.012 - 0.0024 + 0.0071 - 0.0061 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0106 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 1.06 \text{ cm} > f_{adm} = 1.12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

| Plancher            |                      | Plancher terrasse inaccessible | Plancher étage courant | Plancher étage service | Plancher étage commercial |
|---------------------|----------------------|--------------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| Travée              | Mt(KN.m)             | 27.09                          | 24.17                  | 27.70                  | 35.60                     |
|                     | $\mu_{bu}$           | 0.051                          | 0.045                  | 0.052                  | 0.067                     |
|                     | $\alpha$             | 0.065                          | 0.057                  | 0.066                  | 0.086                     |
|                     | Z (M)                | 0.233                          | 0.234                  | 0.233                  | 0.231                     |
|                     | A (cm <sup>2</sup> ) | 3.34                           | 2.96                   | 3.41                   | 4.42                      |
| Appui intermédiaire | Ma(KN.m)             | 19.06                          | 17.95                  | 20.37                  | 28.70                     |
|                     | $\mu_{bu}$           | 0.194                          | 0.183                  | 0.207                  | 0.292                     |
|                     | $\alpha$             | 0.272                          | 0.254                  | 0.293                  | 0.443                     |
|                     | Z (M)                | 0.213                          | 0.215                  | 0.211                  | 0.197                     |
|                     | A (cm <sup>2</sup> ) | 2.57                           | 2.40                   | 2.77                   | 4.18                      |
| Appui de rive       | Ma(KN.m)             | 4.03                           | 3.62                   | 4.15                   | 5.34                      |
|                     | $\mu_{bu}$           | 0.0410                         | 0.037                  | 0.042                  | 0.054                     |
|                     | $\alpha$             | 0.052                          | 0.047                  | 0.053                  | 0.0694                    |
|                     | Z (M)                | 0.235                          | 0.235                  | 0.235                  | 0.233                     |

|  |                      |       |      |       |       |
|--|----------------------|-------|------|-------|-------|
|  | A (cm <sup>2</sup> ) | 0.492 | 0.44 | 0.507 | 0.658 |
|--|----------------------|-------|------|-------|-------|

Tab. III.8: calcul des sections de Ferrailage des poutrelles

**Choix des barres et vérification au cisaillement :**

| Planchers                      | En travée                         | En appuis Intermédiaire        | En appuis de rive         |
|--------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | 2T12+1T14= 3.80cm <sup>2</sup>    | 1T12+1T14= 2.67cm <sup>2</sup> | 1T10= 0.79cm <sup>2</sup> |
| Plancher étage courant         | 2T12+1T10=<br>3.05cm <sup>2</sup> | 1T12+1T14= 2.67cm <sup>2</sup> | 1T8= 0.50cm <sup>2</sup>  |
| Plancher étage service         | 2T12+1T14<br>=3.80cm <sup>2</sup> | 2T14 = 3.08cm <sup>2</sup>     | 1T10= 0.79cm <sup>2</sup> |
| Plancher étage commerce        | 3T14= 4.62cm <sup>2</sup>         | 1T20+1T12= 4.27cm <sup>2</sup> | 1T10= 0.79cm <sup>2</sup> |

Tab. III.9 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement.

**- Choix des armatures transversales :**

Pour tous les types de poutrelles on prend

- Armatures transversales :  $A_t = 2 \times HA6 = 0.57\text{cm}^2$
- L'espacement :  $S_t = 20\text{cm}$

**Etat limite de compression de béton :**

| Planchers                      | En travée       |                         |                 | En appuis       |                         |                 | $\bar{\sigma}$<br>MPa |
|--------------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------|-----------------|-------------------------|-----------------|-----------------------|
|                                | $M_t$<br>(KN.m) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma$<br>MPa | $M_a$<br>(KN.m) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma$<br>MPa |                       |
| Plancher terrasse inaccessible | 22.45           | 23100.86                | 5.51            | 13.86           | 11840.1                 | 11.41           | 15                    |
| Plancher étage courant         | 17.53           | 19215.47                | 4.69            | 12.89           | 11840.1                 | 10.61           | 15                    |
| Plancher étage service         | 19.71           | 23100.86                | 4.83            | 14.47           | 13042.12                | 11.39           | 15                    |
| Plancher étage commerce        | 25.2            | 27120.2                 | 5.72            | 20.05           | 15879.9                 | 14.44           | 15                    |

Tab. III.10 : Vérification des états limitent de compression du béton.

**Etat limite de déformation :**

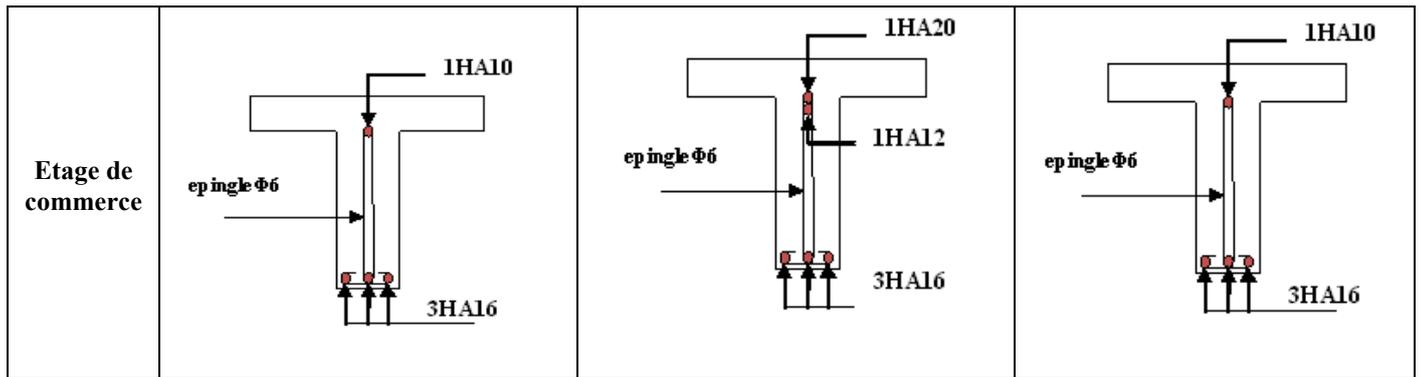
Vus les résultats donnée par la vérification de la flèche on constate que le ferrailage adopté précédemment ne suffi pas ce qui nous oblige d'augmenté la section de ferrailage en travée dans l'étage commercial.

Soit :  $A = 3T16 = 6.03\text{cm}^2$

Calcul de nouvelle flèche :

$\Delta f(\text{cm}) = 1.11 \leq 1.12 \dots \dots \dots \text{Verifiée.}$

| plancher         | Schéma de ferrailage des poutrelles |                      |        |
|------------------|-------------------------------------|----------------------|--------|
|                  | Appuis de rive                      | Appuis intermédiaire | Travée |
| terrasse         |                                     |                      |        |
| Etage courant    |                                     |                      |        |
| Etage de service |                                     |                      |        |
| plancher         | Schéma de ferrailage des poutrelles |                      |        |
|                  | Appuis de rive                      | Appuis intermédiaire | Travée |



Tab. III.11 : Schéma de ferrailage des poutrelles

**III.1.2.4. Etude de la dalle de compression :**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **ARMATURES PERPENDICULAIRES AUX POUTRELLES :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adopte : } A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **ARMATURES PARALLELES AUX POUTRELLES :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adopte : } A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

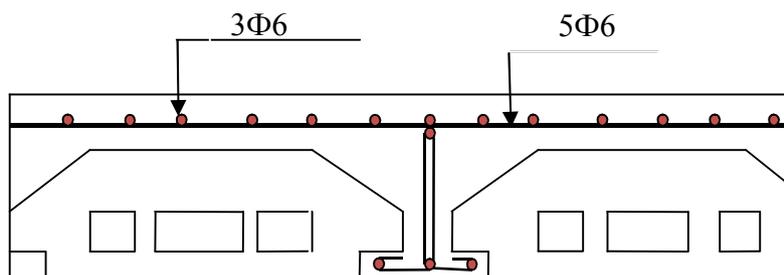


Fig.III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.2. Dalles pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon).

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$l_x$  : la plus petite dimension du panneau.

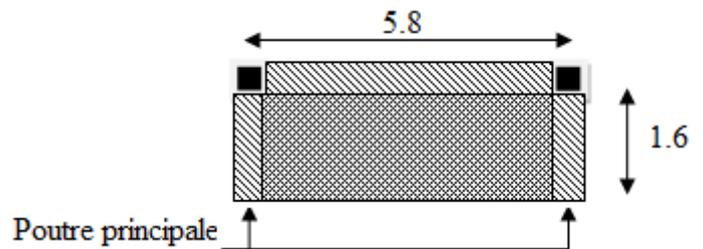
$l_y$  : la plus grande dimension du panneau. Le dimensionnement se fait suivant deux critères :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}.$$

Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

#### III.2.1. Dalle pleines sur 3 appuis :



- **Calcul du chargement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 3.5 = 12.08 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.06 + 3.5 = 8.56 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

**b) Les sollicitations :**

$$l_x < l_y/2 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = ((p l_x^2 l_y)/2) - (2pl_x^3/3). \\ M_0^y = pl_x^3/6. \end{cases}$$

**A L'ELU :**

$$M_0^x = 56.69 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 8.24 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

**En travée :**

$$M_{txx} = 0.85 * M_{0x} = 0.85 * 56.69 = 48.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{tyy} = 0.85 * M_{0y} = 0.85 * 8.24 = 7.00 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$M_{txx} = -0.3 * M_{0x} = 34.136 \text{ KN.m}$$

$$M_{tyy} = -0.5 * M_{0y} = 4.38 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS:**

$$M_0^x = 40.16 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 5.84 \text{ KN.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$V_x = (pl_x/2) * (l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4)).$$

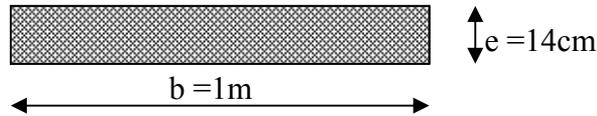
$$V_y = (p l_y/2) * (l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4)).$$

$$V_x = 9.60 \text{ KN.}$$

$$V_y = 0.4 \text{ KN.}$$

**Ferrailage:**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Fig.III.Section de la dalle pleine à ferrailé**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

| Localisation | M <sup>0</sup> (KN) |       | M <sup>t</sup> (KN) |            | A <sub>cal</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | S <sub>t</sub><br>(cm) |
|--------------|---------------------|-------|---------------------|------------|---|---|--|------------------------|
|              | ELU                 | ELS   | ELU                 | ELS        |   |   |  |                        |
| En travée    |                     |       |                     |            |   |   |  |                        |
| Sens x       | 56.69               | 40.16 | 48.18               | 6.18       | 13.26                                     | 1.52                                      | 7HA16=14.07                            | 15                     |
| Sens y       | 8.24                | 5.84  | 34.136              | 4.38       | 8.75                                      | 1.52                                      | 6HA14=9.24                             | 15                     |
| En appui     |                     |       |                     |            |   |   |  |                        |
| Sens x, y    | /                   | /     | -28.34              | -<br>20.08 | 7.33                                      | 1.12                                      | 7HA12=7.92                             | 15                     |

$$\text{Avec } A_{y\min} = A_{x\min} = 0.0008 \times b \times e$$

- **Vérification diverse :**

- a) **A l'ELU :**

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

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} = \frac{12.08 \times 1.6}{2} = 9.66 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.08 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- **Vérification des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 20\text{cm} \leq \min (3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 20\text{cm} \leq \min (4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

- **Vérification des  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant :**

On doit vérifiée que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a :  $A_l = 9.24\text{cm}^2$  et  $V_{\max} = 9.66 \text{ KN} \Rightarrow 9.24 \geq 0.28\text{cm}^2$

b) **A l'ELS :**

-**vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifier que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau (tab3.19.) suivant illustre les résultats de calcul

**Tab.3.19.** vérification des contraintes

| Localisation | Mser<br>(KN.m) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | Y<br>(cm) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) |
|--------------|----------------|-------------------------|-----------|------------------------|------------------------------|
| Appuis       | -20.08         | 12307.14                | 4.28      | 6.98                   | 15                           |
| Travées (x)  | 34.13          | 19427.19                | 5.31      | 9.32                   | 15                           |
| Travées (y)  | 4.38           | 17694.73                | 4.54      | 1.12                   | 15                           |

D'après le tableau on remarque que les contraintes sont vérifiées

• Schéma de ferrailage :

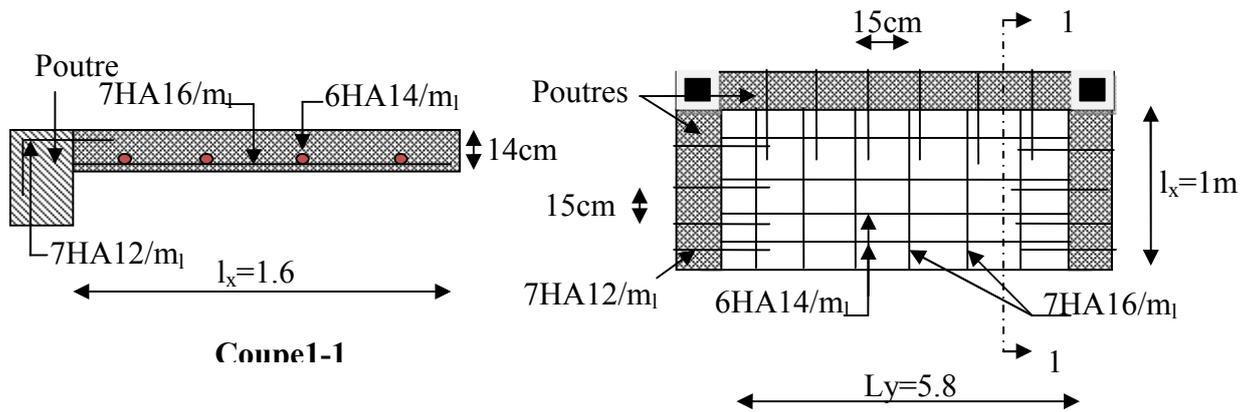


Fig.III.8.Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

III.2.2. Dalles sur deux (02) appuis :

Des portes à faux sur deux appuis, de dimensions  $L_x \times L_y = (1.50 \times 4.50)m^2$ .

La dalle sera calculée sous une charge uniforme (poids propre et surcharge d'exploitation) en plus de la charge des murs extérieurs.

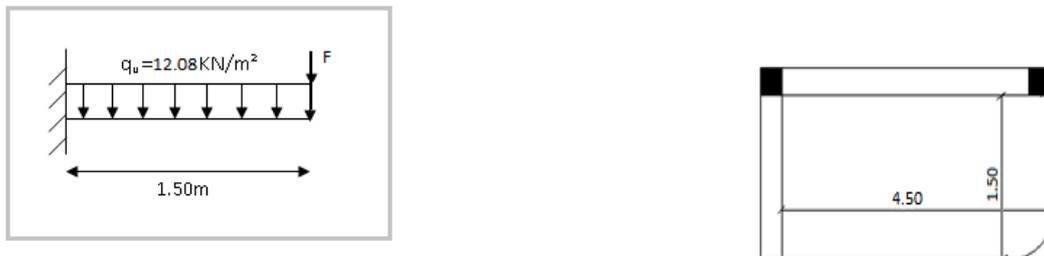


Fig III.9 : Schéma statique de la dalle sur deux appuis

$$G = 5.06 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{KN} / \text{m}^2$$

**a/ Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.08 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.33 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$Q_g = 1 \text{ KN} / \text{m}$  (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).

$$Q_{gu} = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$V_u = q_u \times l_x + Q_{gu} = 12.08 \times 1.50 + 1.35 = 19.47 \text{ KN}.$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + Q_{gu} \times l_x = 15.61 \text{ KNm}$$

**b/ Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 12 \text{ cm}$ .

➤ *En travée :*

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.076 < 0.392 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.098$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.115 \text{ m}.$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 3.9 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

| Moments (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z(m)  | A calculé (cm <sup>2</sup> ) | A adopté (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|----------------|------------|----------|-------|------------------------------|-----------------------------|---------|
| $M_t = 15.61$  | 0.076      | 0,098    | 0,115 | 3.90                         | 6T10 = 4.71                 | 20      |

**c/ Vérification à l'ELU:**

- *Condition de non fragilité:*  
On calcule  $A_{\min}$  :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ;$$

$$f_t = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{cal}} > A_{\min}$  .....c'est vérifiée

- Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{cal}}}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

- Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(42; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(4e; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(56; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 30 \text{ cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.162 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{..... Vérifié.}$$

#### d/ Vérification à l'ELS:

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 5.06 + 3.5 = 8.56 \text{ KN / m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{2} + q_{\text{sg}} * 1.5 = 11.13 \text{ KN.m}$$

#### e/ Vérification des contraintes :

$$\frac{b * y^2}{2} + A * 15 * y - 15 * A * d + 0 \Rightarrow y = 3.47 \text{ cm}$$

$$I = b * \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 6533.28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{11.13 * 10^{-3}}{6533.28 * 10^{-8}} * 0.0347 = 5.91 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**f/ Vérification La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible  $\rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 217.97 \text{Mpa} < 240 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**g/ Vérification de la flèche :**

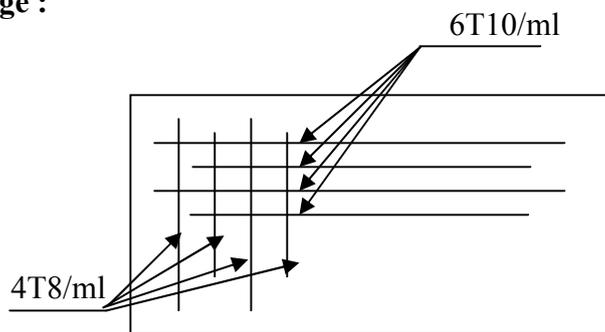
- ❖  $\frac{h}{l} = 0.093 \geq \frac{1}{16}$  vérifiée
- ❖  $\frac{h}{l} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$  vérifiée
- ❖  $\frac{A}{b \times d} = 0.00392 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifié}$

Les trois conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

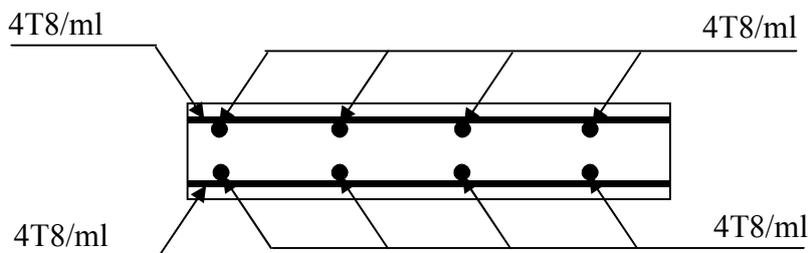
**h/ Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = 0.502 \text{cm}^2 \text{ On choisit des } 4\text{T}6 = 1.13 \text{cm}^2$$

**i/ Schéma de ferrailage :**



**Fig III.10 :** Schéma de ferrailage du 2<sup>ème</sup> type de dalle



**Fig III.11 :** Vue en coupe de la dalle

**III.3. Étude de l'acrotère :****a) Hypothèse de calcul :**

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

**b) Evaluation des charges et surcharges :**

Poids propre :  $G = 2.11 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de  $F_p = 4 A C_p W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2)  $\Rightarrow A = 0.15$

$C_p$  : Facteur de la force horizontale

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

Avec :  $A = 0.15$  (zone IIa, groupe 2)

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.11 \text{ KN/m}$$

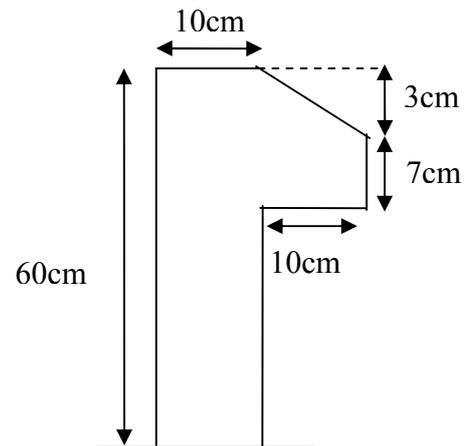
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.11 = 1.01 \text{ KN/ml}$$

**c) Calcul de centre de gravité de la section :**

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$



**Fig III.12 :** Dimension de l'acrotère

**d) Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre  $N_G = 2.11\text{KN}$

Un effort normal dû à la surcharge  $N_Q = 0$

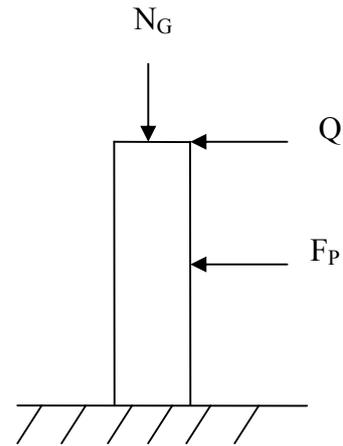
Un effort dû à l'action sismique  $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_P \times Y_G = 1.01 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$$



**fig III.13 :** Schéma statique de l'acrotère

**e) Combinaison d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

|               | RPA 99    | ELU           | ELS   |
|---------------|-----------|---------------|-------|
| Sollicitation | G + Q + E | 1.35G + 1.5 Q | G + Q |
| N (KN)        | 2.11      | 2.84          | 2.11  |
| M (KN .m)     | 0.936     | 0.9           | 0.6   |

**f) Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.936}{2.84} = 0.33\text{m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1\text{m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimé  $\Rightarrow$  le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$

Par  $e$  (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec  $e_1$  : excentricité structurelle = 0.33m

$e_a$  = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.33 + 0.02 = 0.35 \text{ m}$$

$e_2$  : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section  $h_0 = 10 \text{ cm}$

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$\phi$  : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.33}{0.1}\right) = 66$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité  $e_2$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.33 + 0.02 + 0.009 = 0.36 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont :  $N_u = 2.84 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 2.84 \times 0.36 = 1.02 \text{ KN.m}$$

**À l'ÉLU :**

$$N_u = 2.84 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.02 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.02}{2.84} = 0.36 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.36 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée (spc).

spc  $\Rightarrow$  Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.19 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.065$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0082$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.19 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.43 - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**-Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 T6 = 1.12 \text{ cm}^2$$

**-L'espace :**

**-Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**-Armature de répartition :**

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

**-À l'ELS :**

La vérification à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable est :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

- **Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.11} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.056 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.23^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.16141 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.23^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01 \text{ m}$$

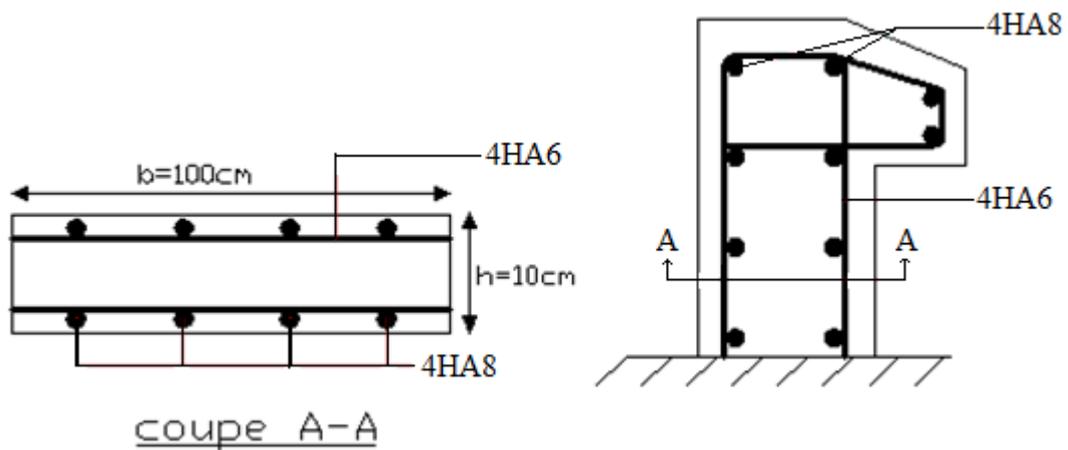
$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.037 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$



**Fig III.14** : Schéma de ferrailage de l'acrotère

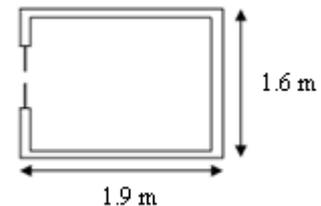
### III.4. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

#### a) Les caractéristiques physiques de notre ascenseur :

Pour un ascenseur de 8 personnes on a :

- Vitesse de levage :  $v'=1, \text{m/s}$ .
- Course maximale:  $L=50 \text{ m}$ .



$$\left\{ \begin{array}{l} P_M = 1500 \text{ daN.} \\ D_M = 5100 \text{ daN} \dots\dots\dots (\text{Annexe}). \\ F_C = 14500 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Figure III.15. Les dimensions de l'ascenseur

Avec :  $P_M$  = charge due à la salle machine.

$D_M$  = charge due à l'ascenseur.

$F_C$  = charge accidentelle due à la rupture du câble d'ascenseur.

#### b) Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_C}{S} = \frac{145}{3.04} = 47.69 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 53.57 \text{ KN/m}^2.$$

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

**c) Cas d'une charge répartie**

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 53.57 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 73.81 \text{ KN} / m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.9} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0517 \times 73.81 \times 1.6^2 \Rightarrow M_0^x = 9.76 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.51 \text{ KNm}$

**d) Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.29 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.53 \text{ KNm}$

En appui :  $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.92 \text{ KNm}$

**1. Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18\text{cm}$  et  $d_y = 17\text{cm}$ .

| Sens   |     | M (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m)  | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) |
|--------|-----|----------|------------|----------|--------|--|--|
| travée | x-x | 8.29     | 0.018      | 0,0227   | 0.1783 | 1.33                                   | 1.72                                   |
|        | y-y | 5.53     | 0.012      | 0.015    | 0.1789 | 0.88                                   | 1.6                                    |
| appui  | y-y | 2.92     | 0.006      | 0.0075   | 0.179  | 0.46                                   | 1.72                                   |
|        | x-x |          |            |          |        |  |  |

**Tab.III.12** : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

2. Vérification à l'E.L.U

a) Condition de non fragilité

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 20cm$  ;  $b = 100cm$  ;  $\rho = 0.84$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.72cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2/ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) Calcul des espacements

Sens x-x' :  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

Sens y-y' :  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

|           | $M_t$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) | $A_t^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_t^{min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a^{min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_t^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) |
|-----------|-----------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Sens x-x' | 8.29            | 2.92            | 1.33                                 | 1.72                                 | 0.46                                 | 1.72                                 | 4T10=3.14                            | 4T10=3.14                            |
| Sens y-y' | 5.53            | 2.92            | 0.88                                 | 1.6                                  | 0.46                                 | 1.72                                 | 4T10=3.14                            | 4T10=3.14                            |

Tab.III.13 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

a) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x :  $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 39.36KN$

Sens y - y :  $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 41.58N \Rightarrow \tau_u = \frac{41.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.231MPa < 1.25MPa$  Vérifié

### 3. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 53.57 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 54.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.22 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.82 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 6.137 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.097 \text{ KNm}$$

### 4. Vérification des contraintes

- **Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\text{Sens x-x} : A_x = 3.14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}; y = 3.673 \text{ cm}; I = 11319.623 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.99 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y} : A_y = 3.14 \text{ cm}^4; b = 100 \text{ cm}; d = 17 \text{ cm}; y = 3.558 \text{ cm}; I = 10011.775 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.45 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

### III.9.3. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$ : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$ : Surface d'impacte.

$a_0$  et  $u$ : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$ : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse  $V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow a_0 = 80 \text{ cm}; b_0 = 80 \text{ cm}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc : 
$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

**1. Calcul des sollicitations**

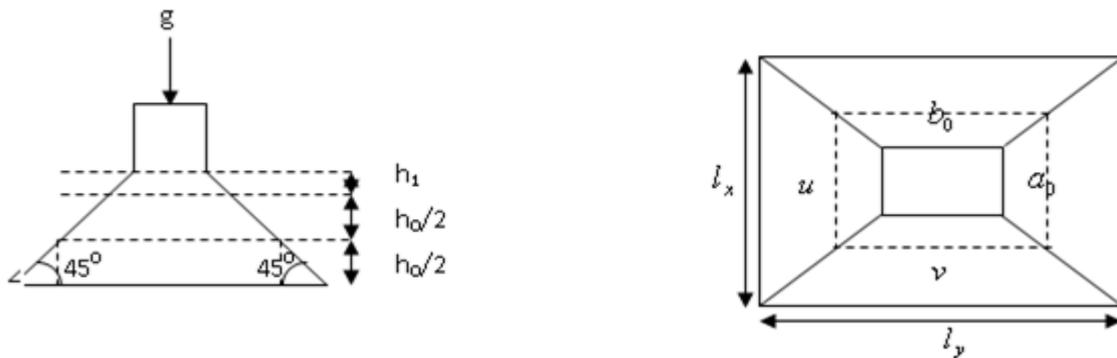
$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$
 Avec : Coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$ ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x}$  et  $\rho = 0.84$  **Annexe 3**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.67 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.67 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 8.8 \times 10^{-2}; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{190} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.56 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.67 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 5.8 \times 10^{-2}$$



**Fig.16** : Schéma représentant la surface d'impacte

Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.088 = 8.59 \text{KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.058 = 5.661 \text{KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.59 \text{KNm} \\ M_{y1} = 5.661 \text{KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.438 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.248 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.833 \text{KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :  $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.838 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.493 \text{KNm} \end{cases}$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée :  $\begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 6.493 = 5.519 \text{KNm} \\ M_t^x = 0.85 \times 9.838 = 8.362 \text{KNm} \end{cases}$

En appuis :  $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 9.838 = 2.95 \text{KNm}$

**2. Ferrailage :** Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et  $d = 17 \text{cm}$

|              | $M_t$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) | $A_t$ calculé<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_t^{\min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a$ calculé<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a^{\min}$<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_t$ adopté<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | $A_a$ adopté<br>(cm <sup>2</sup> /ml) |
|--------------|-----------------|-----------------|--|---------------------------------------|--|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| Sens<br>x-x' | 8.362           | 2.95            | 1.347                                  | 1.72                                  | 0.47                                   | 1.72                                  | 4T10=3.14                             | 4T10=3.14                             |
| Sens<br>y-y' | 5.519           | 2.95            | 0.88                                   | 1.6                                   | 0.47                                   | 1.6                                   | 4T10=3.14                             | 4T10=3.14                             |

**Tab.III.14 :** ferrailage de la dalle de la salle des machines

### 3. Vérification à l'E.L.U

#### a. Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :  $p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm.}$$

$$\text{Or } p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ KN.} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

#### b. Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$ ; $d=17\text{cm}$ .

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.125 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.177 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

### 4. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.088 + 0.2 \times 0.058) = 7.201 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.058 + 0.2 \times 0.088) = 5.465 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.33 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.758 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.201 + 1.33 = 8.531 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.465 + 0.758 = 6.223 \text{ KNm} \end{cases}$$

**a) Vérification des contraintes****Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 8.531 \Rightarrow M_t^x = 7.251 \text{KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 6.223 \Rightarrow M_t^y = 5.289 \text{KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 8.531 \Rightarrow M_a = 2.559 \text{KNm}$$

$$\text{- Etat limite de compression de béton : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

**Sens x-x :**  $y = 3.673 \text{cm}$  ;  $I = 11319.623 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.352 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

**Sens y-y :**  $y = 3.558 \text{cm}$  et  $I = 10011.775 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.879 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**c) Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h/l = 0.1 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

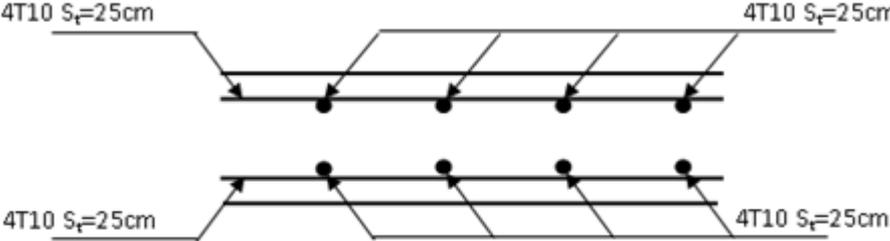


Fig.III.17 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur

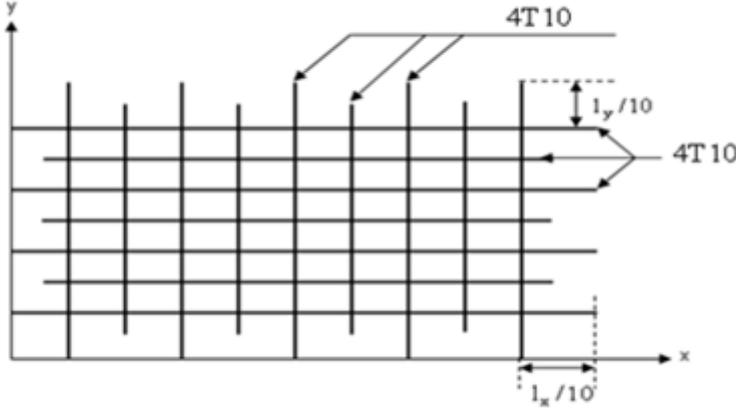


Fig.III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

**III.5 Etude des escaliers :****III.5.1 Etude de la volée I :**

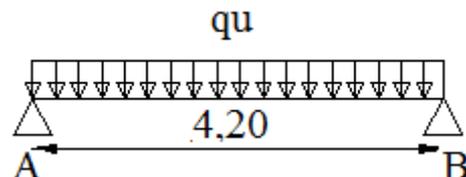
- $e = 14 \text{ cm}$  (épaisseur de la paillasse).
- $G_v = 7.69 \text{ KN/m}^2$  (charge permanente sur la volée).
- $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$  (charge d'exploitation sur la volée).

**a / combinaison de charges :**

On a seulement la volée :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q = 14,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : G + Q = 10,19 \text{ N/m}^2$$



**Fig.III.19 :** Schéma statique de l'escalier.

**b/ Les sollicitations à l'ELU :**

$$M_t = 0,85 * q_u * l^2 / 8$$

$$M_a = 0,4 * q_u * l^2 / 8$$

$$V_u = q_u * l / 2$$

|            | $q_u$ (KN/ml) | $M_0$ (KN.m) | $M_t^{\max}$ (KN.m) | $M_A = M_B^{\max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|------------|---------------|--------------|---------------------|---------------------------|------------|
| <b>ELU</b> | 14,13         | 31,15        | 26,48               | 12,46                     | 29,67      |
| <b>ELS</b> | 10,19         | 22,46        | 19,09               | 8,98                      | 21,34      |

**Tab III.15 :** Sollicitation à ELU et ELS de l'escalier.

**c/ Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b * h \quad \text{avec } (b=100\text{cm}, h=14\text{cm})$$

$$e = 14\text{cm}$$

$$d = 12\text{cm}$$

**a) En travée :**

$$M^t = 26,48 \text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{26,48 * 10^{-3}}{1(0.12)^2 14.2} = 0.129$$

$$\mu_{bu} = 0,129 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.173$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.112 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0.4\alpha)f_{St}} = \frac{26,48 * 10^{-3}}{348 * 0.114} = 6,79 \text{cm}^2$$

**On opte pour :** 6HA12 = 6.79cm<sup>2</sup>

**b) En appuis**

$$M^a = 12,46 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12,46 * 10^{-3}}{1(0.12)^2 14.2} = 0.061$$

$$\mu_{bu} = 0.061 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.078$$

$$Z = 0.116 \text{m}$$

$$A_a = \frac{12,46 * 10^{-3}}{0.116 * 348} = 3,08 \text{cm}^2$$

**On opte pour :** 5HA10 = 3.93cm<sup>2</sup>

**c) Les armatures de répartition :.....BAEL91 (ArtE.8.2.41)**

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à  $\frac{A}{4}$  alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2,$$

- **En appuis**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2,$$

**d) Espacements des barres**

d. 1. Pour armatures principales (longitudinales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} \quad \text{soit : } 17\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

d. 2. Pour armatures de répartition (transversales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

**e) Vérifications**

**e. 1. Vérification à L'ELU**

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 * 1 * 0.12 \frac{2.1}{400} = 1.45\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 6.79\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \\ A_a = 3.93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

- Vérification au cisaillement : .....**BAEL 91(Art A.5.1, 211)**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{29,67 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.247 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,247 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- Vérification de l'espacement des armatures : ..... **BAEL 91(Art A.8.2.41)**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : (3h;33cm) = (3 \* 14;33) = 33cm .....**vérifiée**
- Les armatures secondaires : (4h;45cm) = (4 \* 14;45cm) = 45cm .....**vérifiée**

### -L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)

- **L'influence sur le béton :**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.12 = 0.108$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.108 * 1 * 25 = 0.720 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 29,67 \text{ KN} \leq 72 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- **L'influence sur les armatures longitudinales :**

$$A_1 = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 6.79 + 3.93 = 10.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_S}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 29,67 * 10^{-3} = 0.853 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 10.72 \text{ cm}^2 \geq 0.853 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

### e. 1. Vérification à L'ELS :

#### Vérification de la contrainte d'adhérence :

#### e.1.1 Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

**e.1.2. Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

✓ **En travée :**  $M_{ser}^t = 19,09KN.m$

$$50y^2 + 15 * 6.79y - 15 * 6.79 * 12 = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1222.2 = 0$$

$$y = 4.02cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(4.02)^3}{3} + 15 * 6.79(12 - 4.02)^2$$

$$I = 13647.069cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,09 * 10^{-3}}{13647.069 * 10^{-8}} * 4.02 * 10^{-2} = 5,62MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5,62MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

✓ **En appuis :**  $M_{ser}^a = 8,98KN.m$

$$50y^2 + 15 * 3.93y - 15 * 3.93 * 12 = 0$$

$$y = 3.217cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100(3.217)^3}{3} + 15 * 3.93(12 - 3.217)^2$$

$$I = 5657.234cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,98 * 10^{-3}}{5654.234 * 10^{-8}} * 3.217 * 10^{-2} = 5,11MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.11MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

**e.1. 3.Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \Rightarrow \frac{0.14}{4.2} = 0.033 < \frac{19.09}{10 * 22.16} = 0.0861$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

### e.1.3.1 Calcul de la flèche

On doit vérifier que :  $\Delta f < \Delta \bar{f}$

Avec :

$\Delta f$  : La flèche calculé ( $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$ ) ;

$\Delta \bar{f}$  : La flèche admissible ( $\Delta \bar{f} = L/500$ ) ;

Tel que :

\*  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèche due aux charges permanentes totales.

\*  $i$  et  $v$  : Déformation instantanées et différées, 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).

Avec :

$$* f_{ji} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10 E_i * I_{ij}}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 E_i * I_{ig}}$$

$$* f_{Pi} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10 E_i * I_{iy}}$$

$$* f_{gv} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10 E_i * I_{gv}}$$

$$* E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}; E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

### 1. Calcul $f_{gi}$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 E_i * I_{gi}}$$

$$M_{gser} = 12,55 \text{ KNm}$$

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho};$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.79}{100 * 12} = 0.0056$$

$$I_0 = \frac{1}{12} * b * h^3 + 15 * A * (\frac{h}{2} - d')^2$$

$$I = \frac{1}{3} * b * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

#### ▪ Calcul de I, I<sub>0</sub>, y :

$$\text{On a : } y = 4.02 \text{ cm et } I = 13647.069 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{100 * 14^3}{12} + 15 * 6.79 * (\frac{14}{2} - 2)^2$$

$$I_0 = 25412.92 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = 3.75$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_g (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 12,55 * (0.12 - 0.0402) * 10^{-3}}{13647.069 * 10^{-8}} = 110,07 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0056 * 110,07 + 2.1} = 0.195$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_i} = \frac{1.1 * 25412.92}{1 + 3.75 * 0,195} = 16146,83 \text{ cm}^4$$

$$\text{On aura } f_{gi} = \frac{12,55 * 10^{-3} * 4,2^2}{10 * 32164.195 * 16146.83 * 10^{-8}} = 4,26 \text{ mm}$$

### 2. Calcul de $f_{gv}$ :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_v * I_{fv}}$$

$$M_{gser} = 12,55 \text{ KNm}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = \mu_v = 0,195$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.5$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_i} = \frac{1.1 * 25412.92}{1 + 1.5 * 0.195} = 21628,01 \text{ cm}^4$$

$$\text{On aura } f_{gv} = \frac{12,55 * 10^{-3} * 4,2^2}{10 * 10721.4 * 21628,01 * 10^{-8}} = 9,54 \text{ mm}$$

### 3. Calcul de $f_{pi}$ :

$$f_{pi} = \frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$$

$$M_{pser} = 16,85 \text{KNm}$$

$$E_i = 32164.195 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_g (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 16,85(0.12 - 0.0402)}{13647.069 * 10^{-8}} = 147,79 \text{MPa}$$

$$\mu_{pi} = 0.325$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.5$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_{pi}} = \frac{1.1 * 25412.92}{1 + 1.5 * 0.325} = 16146.83 \text{cm}^4$$

$$\text{On aura } f_{pi} = \frac{16,85 * 10^{-3} * 4,2^2}{10 * 32164.195 * 16146,83 * 10^{-8}} = 5,72 \text{mm}$$

#### 4. Calcul de $f_{ji}$ :

$$f_{ji} = \frac{M'_g * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ji}}}$$

$$M_{jser} = 10,89 \text{KNm}$$

$$E_i = 32164.195 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{jser} * (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 10,89 * (0.12 - 0.0402)}{13647.069 * 10^{-8}} = 95,51 \text{MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0056 * 95,51 + 2.1} = 0.133$$

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_i} = \frac{1.1 * 25412.92}{1 + 3.75 * 0.133} = 18651,68 \text{cm}^4$$

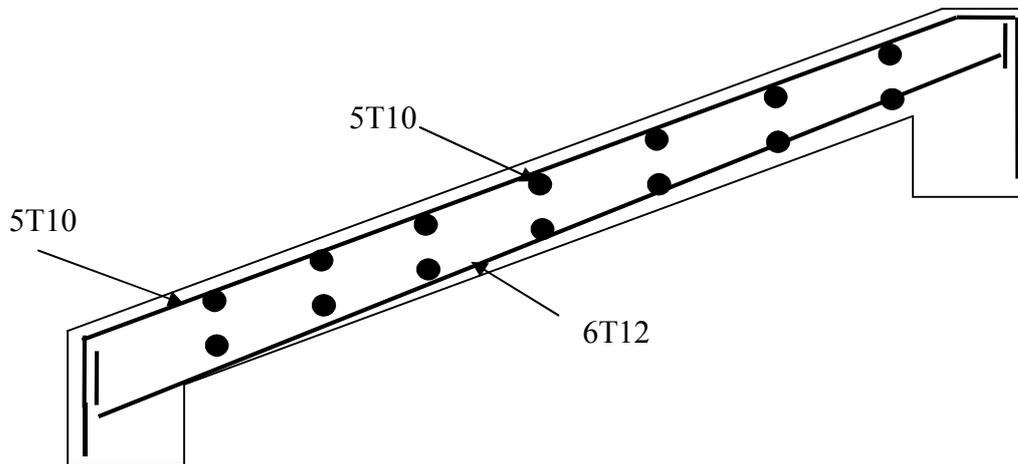
$$\text{On aura } f_{ji} = \frac{10,89 * 10^{-3} * 4,2^2}{10 * 32164.195 * 18651,68 * 10^{-8}} = 3,20 \text{mm}$$

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

$$\Delta f = 9,54 + 5,72 - 3,2 - 4,26 = 7,80$$

$$\Delta f = 0,78 \text{ cm} < \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

**e.2 Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.20 :** Schéma de ferrailage de la volée (I)

**III.6 Etude de poutre brisée :**

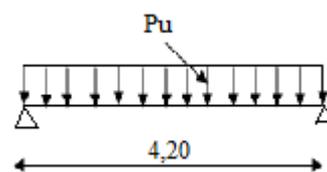
La poutre se calcul à la flexion simple et la torsion.

**III.6.1/ Pré- dimensionnement :**

On doit vérifier la condition de la flèche:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \text{ cm} \quad \text{RPA (Art 9.3.3)}$$

On prend: h=35 cm et b= 30cm.



**Fig.III.21:** Schema statique de la poutre brisée.

**III.6.2/ Calcul à la flexion simple :**

**III.6.2.1/ Calcul des sollicitations :**

La poutre est soumise à son :

- ✓ Poids propre :  $G_p = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids du mur extérieur :  $P_m = 2,76 \times 1,53 \Rightarrow P_m = 4,22 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids total:  $P_t = 6,84 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par la 2<sup>ème</sup> volée est une réaction :

**a/ Calcul de l'effort tranchant :**

**A l'ELU:**

$$V = 14.13 \text{ KN/m}$$

$$P_u = (1.35 \times 6.84) + 14.13 \Rightarrow P_u = 23.36 \text{ KN/m}$$

**A l'ELS:**

$$V = 10.19 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 6.84 + 10.19 \Rightarrow P_s = 17.03 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{23.36 \times 4.20^2}{8} \Rightarrow M_u = 51.50 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{17.03 \times 4.20^2}{8} \Rightarrow M_s = 37.55 \text{ KN/m}$$

**b/ Calcul des moments sollicitant :**

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 38.62 \text{ KNm} \\ M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M = 25.75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 28.16 \text{ KNm} \\ M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 18.77 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

|           | $M \text{ (KN.m)}$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z \text{ (m)}$ | $A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$ | $A_{adopter} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$ |
|-----------|--------------------|------------|----------|-----------------|------------------------------------|--|
| En travée | 38.62              | 0.028      | 0.035    | 0.31            | 3.57                               | 3T14=4.62                              |
| En appui  | 25.75              | 0.06       | 0.077    | 0.305           | 2.28                               | 3T12=3.39                              |

**Tab.III.16:** Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.

**III.6.3/ Vérification à l'ELU:**

**III.6.3.1/ Effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{49.05 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**BAEL91 (Art H.IV.2)**

**III.6.3.2/ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (49.05 \times 10^{-3} - \frac{25.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.315}) \times \frac{1.15}{400} = -1.2 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

**III.6.3.3/ Calcul de l'espacement St :**

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

**BAEL91 (Art H.III.3)**

On opte: St=15cm en travée et St=10cm en appui.

**III.6.3.4/ Calcul à la torsion :** $\Omega$  : section creuse a mis épaisseur

$$e = b/6 \text{ ce qui donne } e = 5 \text{ cm}$$

**CBA (Art A.5.2.2)**

$$\Omega = (b-e) * (h-e) = 750 \text{ cm}^2$$

U : périmètre de  $\Omega$ 

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 110 \text{ cm}$$

$$\Omega = 750 \text{ cm}^2, \quad e = (30/6) \Rightarrow e = 5 \text{ cm}, \quad U = 110 \text{ cm.}$$

**III.6.3.5/ Ferrailage à la torsion :**

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc :

$$M_{\text{tor}} = 25.75 \text{ KN.m}$$

**a/ Les armatures longitudinales :**

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec :}$$

$$\mu = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{25.75 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.075} = 5.42 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2.$$

**-Section d'armature longitudinale à prendre :**

$$\text{En travée : } A = 3.57 + 2.71 \Rightarrow A = 6.28 \text{ cm}^2, \text{ on opte : } A = 3\text{T}12 + 3\text{T}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A = 2.28 + 2.71 \Rightarrow A = 4.99 \text{ cm}^2, \text{ on opte : } A = 3\text{T}12 + 3\text{T}12 = 5.75 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_{\text{flexion}} = 0,51 \text{ MPa}, \tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{\text{tor}} = 3.12 \text{ MPa}$$

**BAEL91 (Art A.5.4.2.1)**

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.25 \text{ Mpa} \Leftrightarrow 3.16 \leq 3.25 \dots\dots \text{Vérifié} \quad \text{BAEL91 (Art A.5.4.3)}$$

b/ Armatures transversales :

On opte  $St = 15\text{cm}$  en travée et  $St = 10\text{cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{array}{l} A_{tor} = 0,49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée} \\ A_{tor} = 0,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis} \end{array}$$

**-Section d'armature transversale à prendre :**

- En travée :  $A = 0.45 + 0.49 \Rightarrow A = 0.94 \text{ cm}^2$
  - En appui :  $A = 0.3 + 0.74 \Rightarrow A = 1.04 \text{ cm}^2$
- On choisit :  $4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$

### III.6.4/ Vérification à l'ELS:

#### III.6.4.1/ l'état limite de compression de béton :

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$  BAEL91 (Art E.III.1)

Avec :  $0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$ ;  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

**a/ Au appuis :**  $Ma = 28.16 \text{ KN.m}$  ;  $y = 9.97 \text{ cm}$  ;  $I = 42033.65 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{28.16 \times 10^6}{42033.65 \times 10^4} \times 9.97 \times 10 = 6.67 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b/ En travée :**  $Ma = 18.77 \text{ KN.m}$  ;  $y = 8.77 \text{ cm}$  ;  $I = 33017.06 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.77 \times 10^6}{33017.06 \times 10^4} \times 8.77 \times 10 = 4.98$$

$$\sigma_{bc} = 4.98 < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.6.5/ Schéma de ferrailage :

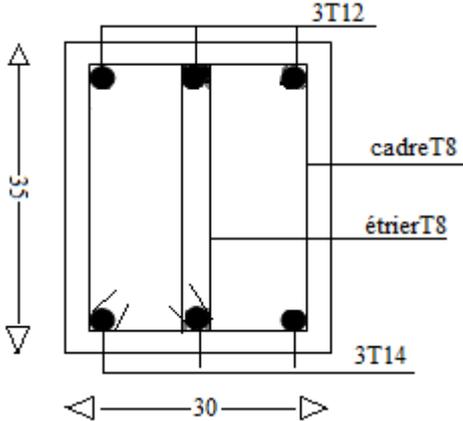


Fig.III.22 : Schéma de ferrailage de la poutre brisé.

### IV.1.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut induire des dégâts matériels et humains. Vue l'activité sismique ces derrières décennies, il est très important de concevoir en précaution des structures pouvant résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises.

L'objectif principal de l'étude sismique est de protéger les vies humaines contre tous les niveaux d'agression du séisme.

Le deuxième objectif est d'assurer une ductilité suffisante des divers éléments structuraux pour conserver leur résistance de calcul sous les déformations qu'ils peuvent subir au cours du mouvement sismique.

### IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### IV.2.1. 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 :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : 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 :

| " Critère q "  | Pq      |    |             |      |
|--|---------|----|-------------|------|
|  | Observé |    | Non observé |      |
|  | XX      | YY | XX          | YY   |
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | N       | O  | 0.05        | 0    |
| 2- Redondance en plan                                    | N       | N  | 0.05        | 0.05 |
| 3- Régularité en plan                                    | O       | N  | 0           | 0.05 |
| 4- Régularité en élévation                               | N       | N  | 0.05        | 0.05 |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux                     | O       | O  | 0           | 0    |
| 6- Contrôles de qualité des d'exécution                  | O       | O  | 0           | 0    |

**Tableau IV.1** Valeurs des pénalités  $Pq$ .

Donc :

$$Q_x = 1.15$$

$$Q_y = 1.15$$

- **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 :

| Cas | Type d'ouvrage  | $\beta$ |
|-----|---|---------|
| 1   | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.   | 0.20    |
| 2   | Bâtiments recevant du public temporairement :   |         |
|     | - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. | 0.30    |
|     | - 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    |

**Tableau IV.2** Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.60$  ; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

**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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble ( $S_3$ ).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

RPA (tableau 4.2) 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.3** Les valeurs de  $\zeta(\%)$

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 37.74\text{m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050 \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.6)}$$

$$T = 0.050 \times (37.74)^{3/4} = 0.761 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22.77\text{m}, \quad L_y = 13.90\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.712s \\ T_y = 0.911 \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; \quad) = 0.72s > T_2 = 0.5$$

$$T_y = \min(T_y; \quad) = 0.761 > T_2 = 0.5$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left( \frac{0.5}{0.712} \right)^{2/3} = 1.62 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left( \frac{0.5}{0.761} \right)^{2/3} = 1.55 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.712 = 0.926s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.761 = 0.989s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.62 \times 1.15}{5} \times 20077,718 = 1122,14 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.15}{5} \times 20077,718 = 1073,65 \text{ KN}$$

#### IV.2.2. Méthode d'analyse 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/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

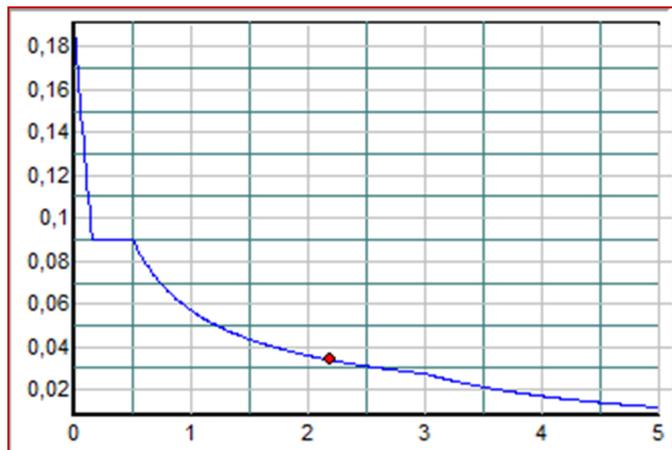
Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 le 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 (**RPA99**).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :



**Figure IV.1:** Spectre de calcul

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

### IV.3. Description du logiciel SAP 2000 :

Le SAP 2000 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. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a opté pour la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous donne deux translations pures suivant x et y et une rotation autour de l'axe z.

#### IV.4.1 Disposition des voiles :

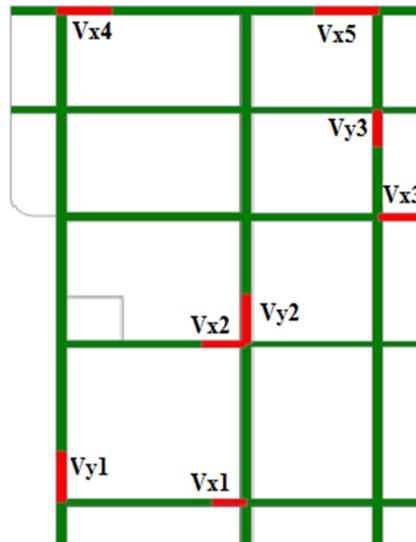


Figure IV.2: Disposition des voiles

#### IV.4.2 Comportement de la structure :

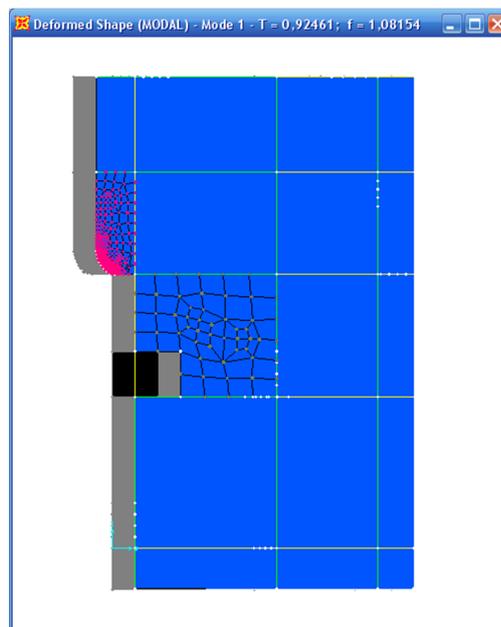


Figure IV.3 : Mode 1, translation suivant l'axe XX

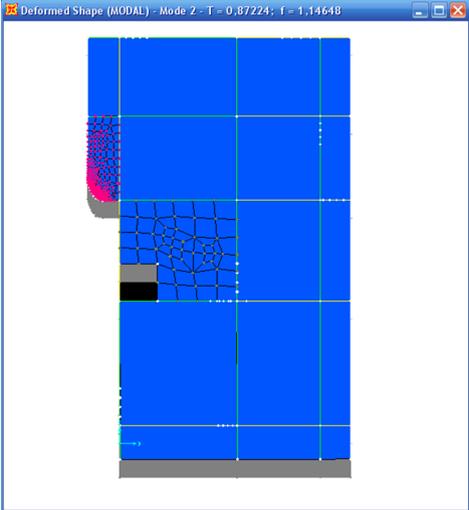


Figure IV.4 : Mode 2, translation suivant l'axe YY

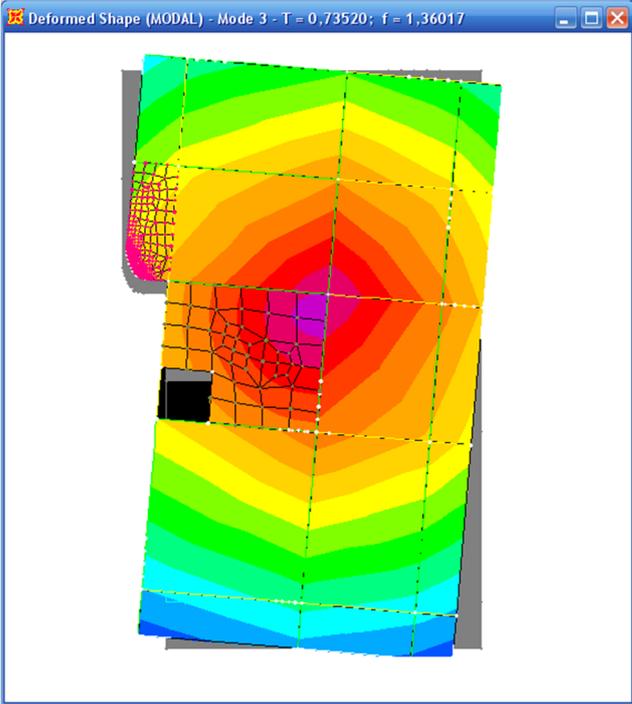


Figure IV.5 : Mode 3, rotation autour de l'axe ZZ

#### IV.4.3 Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| mode | Période  | Mode individuel (%) |             |             | Somme cumulée (%) |           |             |
|------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------------------|-----------|-------------|
|      |          | UX                  | UY          | UZ          | UX                | UY        | UZ          |
| 1    | 0,924611 | 0,69021             | 0,00007425  | 1,983E-08   | 0,69021           | 0,0000745 | 1,983E-08   |
| 2    | 0,872236 | 0,00009954          | 0,70769     | 0,000003303 | 0,69031           | 0,70777   | 0,000003322 |
| 3    | 0,735202 | 0,0000135           | 1,521E-08   | 0,000003549 | 0,69032           | 0,70777   | 0,000006871 |
| 4    | 0,415287 | 0,0000065           | 0,000003974 | 0,00515     | 0,69033           | 0,70777   | 0,00516     |
| 5    | 0,303734 | 0,12981             | 0,00016     | 0,00003186  | 0,82013           | 0,70793   | 0,00519     |
| 6    | 0,284094 | 0,00013             | 0,1263      | 0,0000297   | 0,82026           | 0,83423   | 0,00522     |
| 7    | 0,243375 | 0,00644             | 3,139E-07   | 0,00004194  | 0,82671           | 0,83423   | 0,00526     |
| 8    | 0,222699 | 0,00001541          | 0,00001294  | 0,00009507  | 0,82672           | 0,83425   | 0,00536     |
| 9    | 0,185498 | 0,00004365          | 6,648E-07   | 0,00004761  | 0,82677           | 0,83425   | 0,0054      |
| 10   | 0,163417 | 0,05212             | 0,00364     | 1,021E-07   | 0,87889           | 0,83789   | 0,0054      |
| 11   | 0,153233 | 0,00409             | 0,05442     | 0,00011     | 0,88298           | 0,89231   | 0,00552     |
| 12   | 0,139703 | 0,000003134         | 0,000002373 | 0,00004265  | 0,88299           | 0,89231   | 0,00556     |
| 13   | 0,129165 | 0,00366             | 0,00018     | 0,00009838  | 0,88664           | 0,89249   | 0,00566     |
| 14   | 0,127338 | 0,00004739          | 0,00005662  | 0,00144     | 0,88669           | 0,89255   | 0,0071      |
| 15   | 0,109223 | 0,01744             | 0,00142     | 0,00059     | 0,90413           | 0,89397   | 0,00769     |
| 16   | 0,105575 | 0,000002844         | 0,00003396  | 0,00708     | 0,90413           | 0,89401   | 0,01477     |
| 17   | 0,098711 | 0,00000434          | 0,00002166  | 0,00012     | 0,90414           | 0,89403   | 0,01489     |
| 18   | 0,097511 | 0,00614             | 0,00534     | 0,000001166 | 0,91027           | 0,89937   | 0,01489     |
| 19   | 0,097348 | 0,00475             | 0,02104     | 0,00157     | 0,91503           | 0,92041   | 0,01646     |
| 20   | 0,095069 | 0,00004034          | 0,000001446 | 0,00116     | 0,91507           | 0,92041   | 0,01762     |
| 21   | 0,086667 | 0,000001551         | 0,00013     | 0,09667     | 0,91507           | 0,92054   | 0,11429     |

**Tableau IV.5 :** Mode de vibration et taux de participation massique.

On remarque que la participation massique est atteinte au quinzième mode dans les sens (XX) et au dix-neuvième mode dans sens (YY) selon les exigences du RPA99-2003 (Art 4-3-4).

#### IV.4.4 Analyse des résultats :

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux et des poutres, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction **XX** est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens **XX**, telle que montré sur la **Fig. IV.3**, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens **YY**, voir **Fig. IV.4** ce qui correspond au but recherché (Avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration).

Comme on remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/version2003 avec une majoration de 30 % suivant les deux sens.

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.712 = 0.926s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.761 = 0.989s \end{cases}$$

$$T_{dy} = 0.872S \leq T_{sy} = 0,989S \quad , \quad T_{dx} = 0.924S \leq T_{sx} = 0.926S$$

#### IV.4.5 Vérification de l'effort normal réduit:

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad . \quad \text{RPA99/2003 (Article 7.1.3.3)}$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

| Coffrage poteaux<br>(cm x cm) | N<br>(KN) | V     | Observations |
|-------------------------------|-----------|-------|--------------|
| <b>75*75</b>                  | 3126,395  | 0,22  | Vérifié      |
| <b>70*70</b>                  | 2501,926  | 0,204 | Vérifié      |
| <b>65*65</b>                  | 2188,986  | 0,207 | Vérifié      |
| <b>60*60</b>                  | 1602,885  | 0,17  | Vérifié      |
| <b>55*55</b>                  | 1061,848  | 0,14  | Vérifié      |
| <b>45*45</b>                  | 401,53    | 0,079 | Vérifié      |

**Tableau IV.6.** Vérification de l'effort normal réduit.

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3 est cela après l'augmentation de la section des poteaux, donc la nouvelle section est :

(75\*75)

#### IV.4.6 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  $V_{st}$ .

Dans notre cas le  $V_{dynamique}$  est donné directement par le logiciel SAP 2000/V14

On doit vérifier que  $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

| Résultante des forces sismiques | $V_{dy}$ (KN) | $V_{st}$ (KN) | $0.8 \times V_{st}$ | Remarque                               |
|---------------------------------|---------------|---------------|---------------------|--|
| <b>x-x</b>                      | 1135,85       | 1122,14       | 897,71              | $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$ |
| <b>y-y</b>                      | 1210,46       | 1073,65       | 858,92              | $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$ |

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques.

$$\frac{0.8 \times V_{Sstat}}{V(X)_{Dyn}} = 0.79 \leq 1$$

$$\frac{0.8 \times V_{Stat}}{V(Y)_{Dyn}} = 0.71 \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{Donc les paramètres de la réponse spectrale calculés ne seront pas majeurs.}$$

#### IV.4.7 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).

##### IV.4.7.1 Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

**IV.5.7.2 Sous charges horizontales :**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

**a/ L'interaction sous charges verticales :**

Pour des structures contreventées par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction voiles-portiques, les voiles reprennent au plus 20% des charges verticales (art : 4.a RPA99/2003).

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000/V14 pour tous les niveaux sont :

| Niveaux                | Charge reprise |           | Pourcentage repris |            |
|------------------------|----------------|-----------|--------------------|------------|
|                        | Portiques      | Voiles    | Portique(%)        | Voiles(%)  |
| Sous sol               | 20623,162      | 3560,915  | 85,275787          | 14,724213  |
| RDC                    | 17655,377      | 3014,877  | 85,4144173         | 14,5855827 |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 13341,355      | 2856,254  | 82,3661999         | 17,6338001 |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 12587,02       | 2713,025  | 82,2678626         | 17,7321374 |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 11005,947      | 2490,485  | 81,5470859         | 18,4529141 |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 9369,524       | 2323,295  | 80,1305827         | 19,8694173 |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 7924,735       | 2040,971  | 79,5200561         | 20,4799439 |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 6385,857       | 1856,1    | 77,4798631         | 22,5201369 |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 5062,32        | 1519,968  | 76,9082119         | 23,0917881 |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 3726,814       | 1188,087  | 75,8268376         | 24,1731624 |
| 9 <sup>ème</sup> étage | 2297,094       | 950,117   | 70,7405216         | 29,2594784 |
| Terrasse               | 304,611        | 194,459   | 61,0357265         | 38,9642735 |
| Total                  | 110283,816     | 21638,231 | 83,5977143         | 16,4022857 |

**Tableau IV.8** : Vérification de l'interaction sous charges verticales.**b/ L'interaction sous charges horizontales :**

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

| Niveaux                      | Sens x-x       |             |        |        | Sens y-y  |         |        |        |
|------------------------------|----------------|-------------|--------|--------|-----------|---------|--------|--------|
|                              | Portiques (KN) | Voiles (KN) | P(%)   | V(%)   | Portiques | Voiles  | P(%)   | V(%)   |
| <b>Sous sol</b>              | 749,62         | 385,916     | 66,014 | 33,985 | 858,457   | 351,613 | 70,942 | 29,057 |
| <b>RDC</b>                   | 696,912        | 410,803     | 62,914 | 37,085 | 758,46    | 422,67  | 64,214 | 35,785 |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | 578,838        | 395,503     | 59,408 | 40,591 | 642,088   | 345,671 | 65,004 | 34,995 |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b> | 552,649        | 404,825     | 57,719 | 42,280 | 695,146   | 330,281 | 67,790 | 32,209 |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b> | 549,266        | 344,728     | 61,439 | 38,560 | 693,322   | 264,441 | 72,389 | 27,610 |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b> | 470,326        | 353,498     | 57,090 | 42,909 | 599,973   | 281,068 | 68,098 | 31,901 |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b> | 512,554        | 236,653     | 68,412 | 31,587 | 591,133   | 209,204 | 73,860 | 26,139 |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b> | 412,617        | 250,576     | 62,216 | 37,783 | 481,491   | 224,444 | 68,206 | 31,793 |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b> | 337,242        | 238,473     | 58,577 | 41,422 | 429,276   | 179,414 | 70,524 | 29,475 |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b> | 300,343        | 170,265     | 63,820 | 36,179 | 374,892   | 120,201 | 75,721 | 24,278 |

|                              |         |         |        |        |         |         |        |        |
|------------------------------|---------|---------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b> | 188,172 | 149,913 | 55,658 | 44,341 | 244,348 | 110,439 | 68,871 | 31,128 |
| <b>Terrasse</b>              | 54,693  | 22,622  | 70,740 | 29,259 | 58,4    | 18,098  | 76,341 | 23,658 |

**Tableau IV.9.** Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

A partir des tableaux ci-dessus on déduit que :

- l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.
- l'interaction sous charges verticales est vérifiée

#### IV.4.8 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.4.3)}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$       **RPA99/2003 (Art 5.1)**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| PLANCHER<br>(Niv(m))         | $\delta_{eK}$ (cm) |                   | R | $R \times \delta_{eK}$ (cm) |                         | $\Delta_K$    |               | $h_K$<br>(cm) | $1\%h_K$<br>(cm) |
|------------------------------|--------------------|-------------------|---|-----------------------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|------------------|
|                              | $\delta_{eK}(xx)$  | $\delta_{eK}(yy)$ |   | $R \times \delta_{eKx}$     | $R \times \delta_{eKy}$ | $\Delta_{Kx}$ | $\Delta_{Ky}$ |               |                  |
| <b>Sous sol</b>              | 0,053              | 0,065             | 5 | 0,25                        | 0,325                   | 0,25          | 0,325         | 306           | 3,06             |
| <b>RDC</b>                   | 0,22               | 0,262             | 5 | 1,1                         | 1,31                    | 0,85          | 0,985         | 408           | 4,08             |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | 0,390              | 0,436             | 5 | 1,95                        | 2,18                    | 0,85          | 0,87          | 306           | 3,06             |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b> | 0,583              | 0,618             | 5 | 2,915                       | 3,09                    | 0,965         | 0,91          | 306           | 3,06             |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b> | 0,781              | 0,795             | 5 | 3,905                       | 3,975                   | 0,99          | 0,885         | 306           | 3,06             |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b> | 0,979              | 0,966             | 5 | 4,895                       | 4,83                    | 0,99          | 0,855         | 306           | 3,06             |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b> | 1,164              | 1,122             | 5 | 5,82                        | 5,61                    | 0,925         | 0,78          | 306           | 3,06             |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b> | 1,337              | 1,266             | 5 | 6,685                       | 6,33                    | 0,865         | 0,72          | 306           | 3,06             |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b> | 1,489              | 1,392             | 5 | 7,445                       | 6,96                    | 0,76          | 0,63          | 306           | 3,06             |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b> | 1,620              | 1,50              | 5 | 8,1                         | 7,5                     | 0,655         | 0,54          | 306           | 3,06             |
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b> | 1,737              | 1,595             | 5 | 8,685                       | 7,975                   | 0,585         | 0,475         | 306           | 3,06             |
| <b>Terrasse</b>              | 1,834              | 1,662             | 5 | 9,17                        | 8,31                    | 0,485         | 0,335         | 306           | 3,06             |

**Tableau IV.10.** Vérification des déplacements.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage ( $1\% \times h_e$ ).

#### IV.5.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003(Art 5.9)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Art 5.9)}$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{RPA99/2003(Art 5.9)}$$

$\Delta_k$  : 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.

| Niveaux           | $h_k$<br>(cm) | $P_k$<br>(Kn) | Sens x-x           |            |            | Sens y-y           |            |            |
|-------------------|---------------|---------------|--------------------|------------|------------|--------------------|------------|------------|
|                   |               |               | $\Delta_K$<br>(cm) | $V_K$ (Kn) | $\theta_K$ | $\Delta_K$<br>(cm) | $V_K$ (Kn) | $\theta_K$ |
| <b>Terrasse</b>   | 306           | <b>0</b>      | 0,485              | 72,858     | 0          | 0,335              | 31,941     | 0          |
| <b>9ème étage</b> | 306           | 127,195       | 0,585              | 289,51     | 0,0008     | 0,475              | 304,977    | 0,0006     |
| <b>8ème étage</b> | 306           | 2872,255      | 0,655              | 449,324    | 0,0136     | 0,54               | 475,918    | 0,0106     |
| <b>7ème étage</b> | 306           | 4250,27       | 0,76               | 544,638    | 0,0193     | 0,63               | 590,116    | 0,0148     |
| <b>6ème étage</b> | 306           | 5626,934      | 0,865              | 626,068    | 0,0254     | 0,72               | 686,569    | 0,0192     |
| <b>5ème étage</b> | 306           | 7715,712      | 0,925              | 706,726    | 0,0330     | 0,78               | 779,997    | 0,0252     |
| <b>4ème étage</b> | 306           | 6483,343      | 0,99               | 694,062    | 0,0302     | 0,855              | 727,57     | 0,0248     |
| <b>3ème étage</b> | 306           | 9868,282      | 0,99               | 846,384    | 0,0377     | 0,885              | 934,33     | 0,0305     |
| <b>2ème étage</b> | 306           | 6658,69       | 0,965              | 586,422    | 0,0358     | 0,91               | 730,371    | 0,0271     |
| <b>1er étage</b>  | 306           | 12858,962     | 0,85               | 975,587    | 0,0366     | 0,87               | 1062,299   | 0,0344     |
| <b>RDC</b>        | 408           | 13529,1       | 0,85               | 1081,67    | 0,0260     | 0,985              | 803,499    | 0,0406     |
| <b>Sous sol</b>   | 306           | 17216,842     | 0,25               | 1092,614   | 0,0128     | 0,325              | 1175,285   | 0,0155     |

**Tableau IV.11.** Vérification de L'effets P- Δ

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

#### IV.4.10 Justification de la largeur des joints sismique :

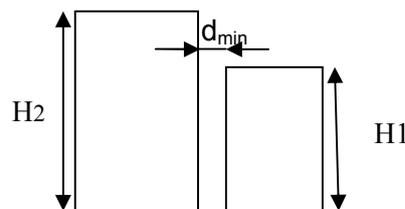
Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}. \quad \text{RPA99/2003 (Art 5.8).}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacement maximaux des deux blocs, calculée au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et, éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$\delta_{\max} = 91,7 \text{ mm.}$$

$$d_{\min} = 15 + (91,7 + 91,7) = 198,4 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm.}$$



**Fig. IV.6 :** Largeur minimal du joint sismique

#### Conclusion :

La disposition des voiles est très importante vis-à-vis des forces sismique, l'interaction (voile-portique), les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- delta).

Leurs disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements en élévation que présente la structure et les contraintes architecturales.

**V.1 Introduction :**

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

**V.2 Étude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- |   |   |                             |
|---|---|-----------------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>1) 1.35G+1.5Q</li> <li>2) G+Q</li> <li>3) G+Q+E</li> <li>4) G+Q-E</li> <li>5) 0.8G+E</li> <li>6) 0.8G-E</li> </ol> | } | <b>RPA99/2003 (Art 5.2)</b> |
|---|---|-----------------------------|

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ( $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$ )
2. ( $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$ )
3. ( $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$ )

**V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 : (Art 7.4.2.1)****V.2.1.1. Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante
  - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm 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.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.4.2.1)}$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b, h$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

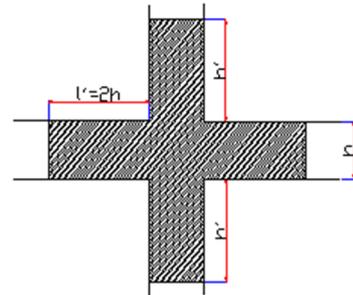


Fig.V.1 : Zone nodale

| Niveau                          | Section du poteau | Amin RPA (cm <sup>2</sup> ) | A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> ) |                      |
|---------------------------------|-------------------|-----------------------------|---|----------------------|
|                                 |                   |                             | Zone courante                           | Zone de recouvrement |
| RDC et sous-sol                 | 75*75             | 45                          | 225                                     | 337,5                |
| 1 <sup>er</sup> étage           | 70*70             | 39,2                        | 196                                     | 294                  |
| 2 et 3 <sup>ième</sup> étage    | 65*65             | 33,8                        | 169                                     | 253,5                |
| 4 et 5 <sup>ième</sup> étage    | 60*60             | 28,8                        | 144                                     | 216                  |
| 6, 7 et 8 <sup>ième</sup> étage | 55*55             | 24,10                       | 121                                     | 181,5                |
| 9 <sup>ième</sup> et terrasse   | 45*45             | 16,2                        | 81                                      | 121,5                |

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

**V.2.1.2 Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.4.2.2)}$$

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'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

En zone II

- Dans la zone nodale  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante  $t' \leq 15\phi_l$

**RPA99/2003 (Art 7.4.2.2)**

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

✓  $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

**RPA99/2003 (Art 7.4.2.2)**

✓  $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{(RPA99/2003 (Art 7.4.2.2))}$$

Avec :

- a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- $l_f$  : 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  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.2 Ferrailage des poteaux :

Les sollicitations de calcul sont dans le tableau suivant :

| Niveau                         | RDC et sous-sol | 1 <sup>ier</sup> étage | 2 et 3 <sup>ième</sup> étage | 4 et 5 <sup>ième</sup> étage | 6, 7 et 8 <sup>ième</sup> étage | 9 <sup>ième</sup> et terrasse |
|--------------------------------|-----------------|------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| $N_{\max}(\text{KN})$          | 3126,395        | 2501,926               | 2188,986                     | 1602,885                     | 1061,848                        | 401,53                        |
| $M_{\text{corr}}(\text{KN.m})$ | 34,925          | 9,245                  | 20,907                       | 26,445                       | 25,107                          | 28,714                        |
| <b>Combinaison</b>             | <b>ELU</b>      | <b>ELU</b>             | <b>ELU</b>                   | <b>ELU</b>                   | <b>ELU</b>                      | <b>ELU</b>                    |
| $N_{\min}(\text{KN})$          | 796,688         | 462,121                | 325,304                      | 172,545                      | 71,691                          | 59,661                        |
| $M_{\text{corr}}(\text{KN.m})$ | 96,509          | 32,263                 | 16,18                        | 11,755                       | 11,633                          | 27,90                         |
| <b>Combinaison</b>             | <b>0,8G+Ex</b>  | <b>0,8G+Ex</b>         | <b>0,8G+Ex</b>               | <b>0,8G+Ex</b>               | <b>0,8G+Ex</b>                  | <b>0,8G+Ey</b>                |
| $M_{\max}(\text{KN.m})$        | 185,787         | 195,163                | 186,344                      | 160,004                      | 123,747                         | 116,138                       |
| $N_{\text{corr}}(\text{KN})$   | 293,156         | 1937,714               | 996,203                      | 879,757                      | 644,311                         | 180,225                       |
| <b>Combinaison</b>             | <b>G+Q+Ex</b>   | <b>G+Q+Ey</b>          | <b>G+Q+Ey</b>                | <b>G+Q+Ey</b>                | <b>G+Q+Ey</b>                   | <b>ELU</b>                    |
| $V(\text{KN})$                 | 106,547         | 87,702                 | 118,499                      | 100,093                      | 93,734                          | 84,169                        |

**Tab V.2 :** Les sollicitations de calcul dans les poteaux.

### V.2.2.1 Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés à partir de la calculette Expert BA, en respectant la prescription de RPA99 version 2003

Les résultats du ferrailage des poteaux sont résumés tableau suivant :

| Niveau                          | Section (cm <sup>2</sup> ) | A Sap2000 (cm <sup>2</sup> ) | A Socotec (cm <sup>2</sup> ) | A min RPA (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| RDC et sous-sol                 | 75*75                      | 35,760                       | 46,38                        | 45                           | 16T20= 50,27                 |
| 1 <sup>er</sup> étage           | 70*70                      | 25,024                       | 36,37                        | 39,2                         | 8T20+8T16=41,218             |
| 2 et 3 <sup>ième</sup> étage    | 65*65                      | 19,072                       | 32,39                        | 33,8                         | 4T20+12T16=36,7              |
| 4 et 5 <sup>ième</sup> étage    | 60*60                      | 16,610                       | 24,21                        | 28,8                         | 16T16= 32,17                 |
| 6, 7 et 8 <sup>ième</sup> étage | 55*55                      | 12,608                       | 16,37                        | 24,10                        | 12T16=24,13                  |
| 9 <sup>ième</sup> et terrasse   | 45*45                      | 12,096                       | 7,84                         | 16,2                         | 10T16=20,11                  |

Tab V.3 : armatures longitudinales

### V.2.2.2 Armatures transversales :

| Niveau                          | S-sol   | RDC     | 1 <sup>er</sup> étage | 2 et 3 <sup>ième</sup> étage | 4 et 5 <sup>ième</sup> étage | 6, 7 et 8 <sup>ième</sup> étage | 9 <sup>ième</sup> et terrasse |
|---------------------------------|---------|---------|-----------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| Section                         | 75*75   | 75*75   | 70*70                 | 65*65                        | 60*60                        | 55*55                           | 45*45                         |
| $\phi_l^{m a}$ (cm)             | 2       | 2       | 2                     | 2                            | 1,6                          | 1,6                             | 1,6                           |
| $\phi_l^{m i}$ (cm)             | 2       | 2       | 1,6                   | 1,6                          | 1,6                          | 1,6                             | 1,6                           |
| $l_f$ (cm)                      | 214,2   | 285,6   | 214,2                 | 214,2                        | 214,2                        | 214,2                           | 214,2                         |
| $\lambda_g$                     | 2,856   | 3,808   | 3,06                  | 3,295                        | 3,57                         | 3,894                           | 4,76                          |
| $\rho_a$                        | 3,75    | 3,75    | 3,75                  | 3,75                         | 3,75                         | 3,75                            | 3,75                          |
| Vu (KN)                         | 106,547 | 106,547 | 87,702                | 118,499                      | 100,093                      | 93,734                          | 84,169                        |
| t(Z.N) (cm)                     | 10      | 10      | 10                    | 10                           | 10                           | 10                              | 10                            |
| t(Z.C)(cm)                      | 15      | 15      | 15                    | 15                           | 15                           | 15                              | 15                            |
| $A_t$ (cm <sup>2</sup> )        | 1,99    | 1,64    | 1,76                  | 2,56                         | 2,34                         | 2,39                            | 2,63                          |
| $A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )  | 6       | 6,72    | 6,24                  | 6,18                         | 5,91                         | 4,65                            | 3,75                          |
| $l_r$                           | 80      | 80      | 80                    | 80                           | 64                           | 64                              | 64                            |
| $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | 6,28    | 6,28    | 6,28                  | 6,28                         | 6,28                         | 4,71                            | 4,71                          |
| Nombre de barres                | 8T10    | 8T10    | 8T10                  | 8T10                         | 8T10                         | 6T10                            | 6T10                          |

Tab V.4 : armature transversales

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm condition vérifiée.}$$

**V.2.3 Vérification des contraintes :**

**V.2.3.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une hauteur  $l_0 = 4.5\text{m}$  et un effort normal de 4554 KN voir dans notre projet

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

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

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

**- Exemple illustratif**

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,142 \text{ m}$  (Longueur de flambement ).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,216$  (Rayon de giration).

D'où :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,216} \Rightarrow \lambda = 9,91 \Rightarrow \alpha = 0.836$

**BAEL91 (Art F.VI.3)**

$B_r = 0.3844\text{m}^2$  (Section réduite).

Donc :  $N_u = 0.836 \times \left( \frac{5250 \times 2.5}{0.9 \times 1.5} + 50,27 \times \frac{40}{1.15} \right) = 9589,54 \text{ KN}$

On a  $N_u^{\max} < N_u$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Les résultats sont portés dans le tableau ci-dessous :

| Niveau                          | $l_0$<br>(m) | $l_f$ (m) | $I$<br>(m <sup>4</sup> ) | $\lambda$ | $\alpha$ | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Br<br>(m <sup>2</sup> ) | Nu<br>(KN) | Nu <sub>max</sub><br>(KN) |
|---------------------------------|--------------|-----------|--------------------------|-----------|----------|--------------------------|-------------------------|------------|---------------------------|
| Sous-sol                        | 3,06         | 2,142     | 0,0263                   | 9,91      | 0,836    | 50,27                    | 0,525                   | 9589,51    | 3126,395                  |
| RDC                             | 4,08         | 2,856     | 0,0263                   | 13,22     | 0,826    | 50,27                    | 0,525                   | 9474,80    | 3126,395                  |
| 1 <sup>er</sup> étage           | 3,06         | 2,142     | 0,020                    | 10,62     | 0,834    | 43,48                    | 0,455                   | 8288,49    | 2501,926                  |
| 2 et 3 <sup>ième</sup> étage    | 3,06         | 2,142     | 0,0148                   | 11,43     | 0,832    | 36,7                     | 0,390                   | 7070,93    | 2188,986                  |
| 4 et 5 <sup>ième</sup> étage    | 3,06         | 2,142     | 0,0108                   | 12,39     | 0,829    | 32,17                    | 0,330                   | 5993,71    | 1602,885                  |
| 6, 7 et 8 <sup>ième</sup> étage | 3,06         | 2,142     | 0,0076                   | 13,51     | 0,825    | 24,10                    | 0,275                   | 4892,95    | 1061,848                  |
| 9 <sup>ième</sup> et terrasse   | 3,06         | 2,142     | 0,0034                   | 16,450    | 0,813    | 20,11                    | 0,180                   | 3278,66    | 401,53                    |

Tab V.5 : justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que  $N_u^{max} < N_u$

**V.2.3.2 Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v\right) \quad \text{BAEL 91 (Art F.V.3)}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

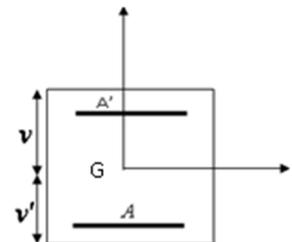


Fig. V.2: Section du poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad \text{et} \quad v' = h - v ; \quad d = 0.9 \times h$$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$  et  $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

| Niveau                          | Section (cm <sup>2</sup> ) | d (cm) | A (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) | $\sigma_{bc}$ (MP) | Observa  |
|---------------------------------|----------------------------|--------|----------------------|--------|---------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------|--------------------|----------|
| RDC et sous-sol                 | 75*75                      | 67,5   | 50,27                | 39,44  | 35,56   | 0,0325                            | 2275,18               | 93,68                   | 5,18               | Vérifier |
| 1 <sup>ier</sup> étage          | 70*70                      | 63     | 43,48                | 36,37  | 33,63   | 0,026                             | 1825,36               | 79,59                   | 4,80               | Vérifier |
| 2 et 3 <sup>ième</sup> étage    | 65*65                      | 58,5   | 36,7                 | 33,22  | 31,68   | 0,0207                            | 1597,05               | 55,46                   | 4,67               | Vérifier |
| 4 et 5 <sup>ième</sup> étage    | 60*60                      | 54     | 32,17                | 30,39  | 29,61   | 0,0167                            | 1169,63               | 56,30                   | 4,27               | Vérifier |
| 6, 7 et 8 <sup>ième</sup> étage | 55*55                      | 49,5   | 24,10                | 27,62  | 27,38   | 0,0091                            | 775,22                | 61,84                   | 3,82               | Vérifier |
| 9 <sup>ième</sup> et terrasse   | 45*45                      | 40,5   | 20,11                | 21,94  | 23,06   | 0,0093                            | 294,71                | 74,10                   | 3,20               | Vérifier |

Tab V.6 : justification des contraintes

avec :

d : Distance utile.

A : Section d'armature tendue.

A' : Section d'armature comprimée.

V : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

V' : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue.

I<sub>gg</sub> : Moment d'inertie équivalent.

### V.2.3.3 Vérification aux sollicitations tangentes :

On doit vérifier que :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{RPA99/2003(Art 7.4.3.2)}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Le calcul de vérification est donné dans le tableau suivant :

| Niveau                         | Section (cm <sup>2</sup> ) | lf(m) | $\lambda g$ | $\rho_d$ | d (cm) | Vu (KN) | $\tau$ (MPa) | $\frac{\tau}{\bar{\tau}}$ (MPa) | Observa  |
|--------------------------------|----------------------------|-------|-------------|----------|--------|---------|--------------|---------------------------------|----------|
| Sous-sol                       | 75*75                      | 2,142 | 2,856       | 0,04     | 67,5   | 106,547 | 0,21         | 1                               | Vérifier |
| RDC                            | 75*75                      | 2,856 | 3,808       | 0,04     | 67,5   | 106,547 | 0,21         | 1                               | Vérifier |
| 1 <sup>er</sup> étage          | 70*70                      | 2,142 | 3,06        | 0,04     | 63     | 87,702  | 0,19         | 1                               | Vérifier |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage    | 65*65                      | 2,142 | 3,295       | 0,04     | 58,5   | 118,499 | 0,31         | 1                               | Vérifier |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage    | 60*60                      | 2,142 | 3,57        | 0,04     | 54     | 100,093 | 0,30         | 1                               | Vérifier |
| 6, 7 et 8 <sup>ème</sup> étage | 55*55                      | 2,142 | 3,894       | 0,04     | 49,5   | 93,734  | 0,34         | 1                               | Vérifier |
| 9 <sup>ème</sup> et terrasse   | 45*45                      | 2,142 | 4,76        | 0,04     | 40,5   | 84,169  | 0,46         | 1                               | Vérifier |

Tab V.7 : Vérification des contraintes tangentielles

#### V.2.4 Disposition constructive des poteaux :

##### V.2.4.1 Longueurs de recouvrement :

Selon le **RPA99** la longueur minimale des recouvrements est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 40*\Phi \text{ en zone II} \\ 40*\Phi \text{ en zone II} \end{array} \right. \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.4.2.1)}$$

Dans notre cas  $\Phi = 20\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$

On adopte  $L_r = 85\text{cm}$ .

##### V.2.4.2 Les zones nodales :

La zone nodale est définie par :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \quad \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.1)}$$

$(h_1 \times b_1)$  : section de poteau.

$h_e$  : hauteur d'étage.

On opte  $h' = 80\text{ cm}$  pour tous les étages.

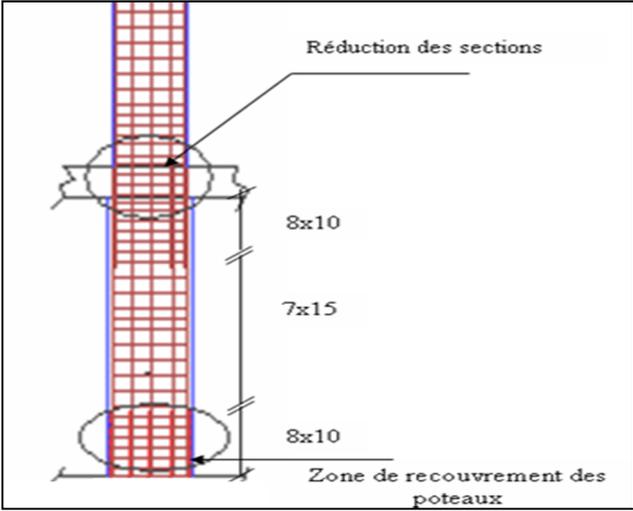


Fig V.3 : Zone de recouvrement

V.2.5 Schéma de ferrailage des poteaux :

|   |  |
|---|--|
| <p>4 cadres T12</p> <p>5T20</p> <p>4T20</p> | <p>4 cadres T12</p> <p>3T20</p> <p>2T16</p>          |
| <p>Poteaux (75×75) cm<sup>2</sup></p>       | <p>Poteaux (70×70) cm<sup>2</sup></p>                |
| <p>4 cadres T10</p> <p>2T20</p> <p>3T16</p> | <p>4 cadres T10</p> <p>5T16</p> <p>4T16</p>          |
| <p>Poteaux (65×65) cm<sup>2</sup></p>       | <p>Poteaux (60×60) cm<sup>2</sup></p>                |
| <p>2 cadres T10</p> <p>4T16</p> <p>2T16</p> | <p>2 cadres T10+1 étrier</p> <p>3T16</p> <p>2T16</p> |
| <p>Poteaux (55×55) cm<sup>2</sup></p>       | <p>Poteaux (45×45) cm<sup>2</sup></p>                |

Tab V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux

### V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations (M, V) ; on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **IIa**.

#### V.3.1 Recommandation du RPA 99 :

##### V.3.1.1 Ferrailage :

###### a/ Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\%b \times h$  en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - $4\%b \times h$  En zone courante.
  - $6\%b \times h$  En zone de recouvrement.
- 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.4**, avec des crochets à  $90^\circ$ . 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.

###### b/ Les armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

- 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 :

$$\text{Minimum de : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

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.

### V.3.2 Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

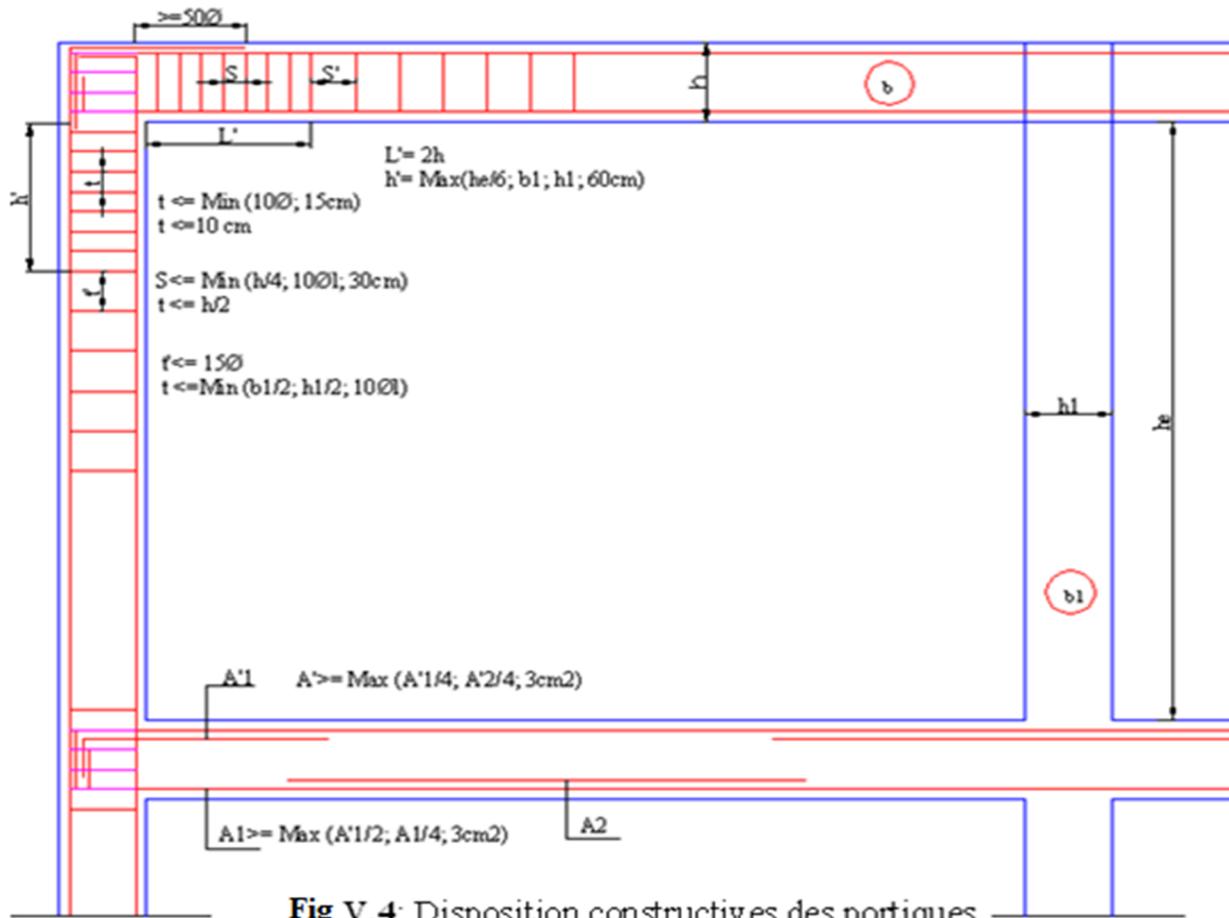


Fig V.4: Disposition constructives des portiques

### V.3.3 Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

### V.3.4 Ferrailages des poutres :

#### V.3.4.1 Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **SAP 2000**. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

| Etage            | Type de poutres | Section (Cm <sup>2</sup> ) | Localisation | M (KN.m) | V (KN) | A (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|------------------|-----------------|----------------------------|--------------|----------|--------|----------------------|-------------------------------------|------------------------------|
| Commerce         | P. Principale   | 35*50                      | Appuis       | 264.97   | 259.68 | 12.124               | 8,75                                | 3T20+3T16=15.45              |
|                  |                 |                            | Travée       | 136.65   |        | 10.585               |                                     | 6T16 = 12.06                 |
|                  | P. Secondaire   | 30*45                      | Appuis       | 39.09    | 54.03  | 7.82                 | 6,75                                | 3T16+3T14=10.65              |
|                  |                 |                            | Travée       | 20.25    |        | 4.02                 |                                     | 3T16+3T14=10.65              |
| Service (bureau) | P. Principale   | 35*50                      | Appuis       | 268.04   | 243.97 | 12.448               | 8,75                                | 5T20 = 15.70                 |
|                  |                 |                            | Travée       | 139.52   |        | 8.99                 |                                     | 6T16 = 12.06                 |
|                  | P. Secondaire   | 30*45                      | Appuis       | 55.28    | 56.38  | 09,55                | 6,75                                | 3T16+3T14=10.65              |
|                  |                 |                            | Travée       | 22.98    |        | 5.90                 |                                     | 3T16+3T14=10.65              |
| Habitation       | P. Principale   | 35*50                      | Appuis       | 172.32   | 163.45 | 12.325               | 8,75                                | 5T20 = 15.70                 |
|                  |                 |                            | Travée       | 86.53    |        | 6.62                 |                                     | 6T16 = 12.06                 |
|                  | P. Secondaire   | 30*45                      | Appuis       | 43.70    | 26.89  | 9.13                 | 6,75                                | 3T16+3T14=10.65              |
|                  |                 |                            | Travée       | 5.58     |        | 6.35                 |                                     | 3T16+3T14=10.65              |
| Terrasse         | P. Principale   | 35*50                      | Appuis       | 263.63   | 233.23 | 13.16                | 8,75                                | 5T20 = 15.70                 |
|                  |                 |                            | Travée       | 141.54   |        | 8.57                 |                                     | 6T16 = 12.06                 |
|                  | P. Secondaire   | 30*45                      | Appuis       | 48.81    | 30.64  | 3.69                 | 6,75                                | 3T16+3T14=10.65              |
|                  |                 |                            | Travée       | 5.45     |        | 1.91                 |                                     | 3T16+3T14=10.65              |

Tab V.8. Les armatures longitudinales dans les poutres.

a/ Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

• Poutres principales :

En zone courante :  $A_{m a x} = 4\%b \cdot h = 0.04 * 35 * 50 = 70 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{m a x} = 6\%b \cdot h = 0.06 * 35 * 50 = 105 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

• Poutres secondaires :

En zone courante :  $A_{m a x} = 4\%b \cdot h = 0.045 * 30 * 45 = 60.75 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{m a x} = 6\%b \cdot h = 0.06 * 30 * 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- Les longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 40*\Phi \text{ en zone II} \\ 40*\Phi \text{ en zone II} \end{array} \right. \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)}$$

Dans notre cas  $\Phi = 20 \text{ cm}$  :

On adoptera  $L_r = 100 \text{ cm}$

### V.3.4.2 Les armatures transversales :

#### a/ Calcul de $\phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\min}}\right) \quad \text{BAEL91 (Art H.III.3)}$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(1,42; 1; 1,6 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1,42 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.16 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

#### b/ Calcul de l'espacement Selon le RPA :

$$\text{- Zone nodale : } S_t' \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)}$$

Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(12.50; 19.2; 30 \text{ cm})$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(12,5 \text{ cm}, 19,2 \text{ cm}, 30 \text{ cm})$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{- Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)}$$

Poutres principales  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{50}{2} = 25 \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$  ; Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot d = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,02 \text{ cm}^2 \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)}$$

$$A_t = 3.16 > A_{\min} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

### V.3.5 Vérifications :

#### V.3.5.1 Vérification à l'ELU :

##### a/ Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,90 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

##### b/ Contrainte tangentielle maximale :

##### - Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,15 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25MPa$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| Poutres             | Vu (KN) | $\tau_{bu}$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Observation |
|---------------------|---------|-------------------|--------------------|-------------|
| Poutres principales | 259.683 | 1.54              | 3.75               | Vérifiée    |
| Poutres secondaires | 56.38   | 0.44              | 3.75               | Vérifiée    |

Tab V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

**- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$ .

**BAEL91 (Art H.IV.2)**

- Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$ .

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

| Poutres     | $A_L$ (cm <sup>2</sup> ) | Vu (KN) | $M_a$ (KN.m) | $A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> ) | Observation |
|-------------|--------------------------|---------|--------------|---------------------------------|--------------------------------|-------------|
| Principale  | 15.70                    | 259.683 | 268.04       | 7.46                            | -11.55                         | Vérifiée    |
| Secondaires | 10.65                    | 56.38   | 139.52       | 1.62                            | -0.628                         | Vérifiée    |

Tab V.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

**V.3.5.2 Vérification à l'ELS :**

**a/ Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

| Poutres             | Localisation | Mser (KN.m) | I (m <sup>4</sup> ) | Y (cm) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | Observation |
|---------------------|--------------|-------------|---------------------|--------|---------------------|-------------|
| Poutres principales | Appuis       | 187.58      | 0.00239             | 18.785 | 14.743              | vérifier    |
|                     | Travées      | 170.70      | 0.00199             | 17.01  | 14.590              | vérifier    |
| Poutres secondaires | Appuis       | 45.74       | 0.00132             | 15.99  | 5.540               | vérifier    |
|                     | Travées      | 49.29       | 0.00109             | 14.36  | 6.493               | vérifier    |

Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

**b/ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

|           | H<br>cm | b<br>cm | L<br>(cm) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | $\frac{h_t}{l}$ | $\frac{M_t}{10 \times M_0}$ | $\frac{A_s}{b_0 \times d}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ | $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ | $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ |
|-----------|---------|---------|-----------|--------------------------------------|-----------------|-----------------------------|----------------------------|-------------------|--------------------------------|---|---|
| <b>PP</b> | 50      | 35      | 6,28      | 15.7                                 | 0.079           | 0,075                       | 0.0099                     | 0.0105            | Vérifier                       | Vérifier                                    | Vérifier  |
| <b>PS</b> | 45      | 30      | 5,80      | 10.65                                | 0.077           | 0,075                       | 0.0088                     | 0.0105            | Vérifier                       | Vérifier                                    | Vérifier  |

Tab V.12 : Vérification de la flèche pour les poutres.

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**V.3.6/ Schéma de ferrailage des Poutres :**

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

|    | En appuis | En travée |
|----|-----------|-----------|
| PP |           |           |
| PS |           |           |

**Tab V.13:** Section de ferrailage des poutres

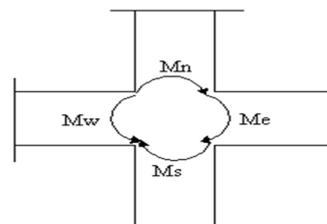
**V.4/ Etudes des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \quad \text{RPA99/2003 (Art.7.6.2)}$$

Cependant cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

- $M_n$  : Moment Nord
- $M_w$  : Moment Ouest
- $M_s$  : Moment Sud
- $M_e$  : Moment Est



**Fig.V.6:** distribution des moments dans la zone nodale

**V.4.1 Détermination des moments résistants :**

Le moment résistant «  $M_r$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

**RPA99/2003 (Art 7.7.3.1)**

**V.4.1.1 Poteaux :**

| Niveau                                | Section (cm) | Z (m) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $M_r$ (KN.m) |
|---------------------------------------|--------------|-------|--------------------------|--------------|
| <b>RDC et sous-sol</b>                | 75×75        | 0.637 | 50.27                    | 1113.80      |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>           | 70×70        | 0.595 | 43.48                    | 899.84       |
| <b>2 et 3<sup>ième</sup> étage</b>    | 65×65        | 0.552 | 36.7                     | 704.64       |
| <b>4 et 5<sup>ième</sup> étage</b>    | 60×60        | 0.510 | 32.17                    | 570.66       |
| <b>6, 7 et 8<sup>ième</sup> étage</b> | 55×55        | 0.467 | 24.10                    | 391,46       |
| <b>9<sup>ième</sup> et terrasse</b>   | 45×45        | 0.382 | 20.11                    | 267.20       |

**Tab V.14 :** les moments résistant dans les poteaux

**V.4.1.2 Poutres :**

| Niveau                        | Type      | Section (cm) | Z(m)  | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $M_r$ (KN.m) |
|-------------------------------|-----------|--------------|-------|--------------------------|--------------|
| <b>Du Sous sol a terrasse</b> | <b>PP</b> | 35x50        | 0.425 | 15.70                    | 232.08       |
|                               | <b>PS</b> | 30x45        | 0.425 | 10.05                    | 148.56       |

**Tab V.15 :** les moments résistant dans les poutres.

**V.4.2 Vérification des zones nodales :**

| Niveau                      | Plan | $M_w = M_e$<br>(KN.m) | $M_n = M_s$<br>(KN.m) | $1.25( M_w  +  M_e )$<br>(KN.m) | $M_n + M_s$<br>(KN.m) | Obsrv          |
|-----------------------------|------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------|----------------|
| <b>RDC et sous-sol</b>      | PP   | 232.08                | 1113.80               | 1682.35                         | 2227.6                | <b>vérifié</b> |
|                             | PS   | 133.70                | 1113.80               | 1559.375                        | 2227.6                | <b>vérifié</b> |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b> | PP   | 232.08                | 899.84                | 1414.9                          | 1799.68               | <b>vérifié</b> |

|                                       |    |        |        |          |         |                |
|---------------------------------------|----|--------|--------|----------|---------|----------------|
|                                       | PS | 133.70 | 899.84 | 1291.925 | 1799.68 | <b>vérifié</b> |
| <b>2 et 3<sup>ième</sup> étage</b>    | PP | 232.08 | 704.64 | 1170.9   | 1409.28 | <b>vérifié</b> |
|                                       | PS | 133.70 | 704.64 | 1047.925 | 1409.28 | <b>vérifié</b> |
| <b>4 et 5<sup>ième</sup> étage</b>    | PP | 232.08 | 570.66 | 1003.425 | 1141.32 | <b>vérifié</b> |
|                                       | PS | 133.70 | 570.66 | 880.45   | 1141.32 | <b>vérifié</b> |
| <b>6, 7 et 8<sup>ième</sup> étage</b> | PP | 232.08 | 457.25 | 861.6625 | 914.5   | <b>Vérifié</b> |
|                                       | PS | 133.70 | 457.25 | 738.6875 | 914.5   | <b>Vérifié</b> |
| <b>9<sup>ième</sup> et terrasse</b>   | pp | 232.08 | 267.20 | 624.1    | 534.4   | <b>vérifié</b> |
|                                       | PS | 133.70 | 267.20 | 501.125  | 534.4   | <b>vérifié</b> |

**Tab V.16 :** Vérification de la zone nodale dans différent étage

## V.5 Etude des voiles :

Le RPA99/version 2003 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).

### V.5.1 Définition :

Les voiles ou murs 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 leur 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).

On distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- Voiles élancés :  $\left(\frac{h}{l} > 1,5\right)$
- Voiles courts :  $\left(\frac{h}{l} < 1,5\right)$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où 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.

### V.5.2 Recommandation du RPA99 :

#### V.5.2.1 Armatures verticales : RPA99/2003 (Art 7.7.4.1)

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

- L'espace des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de  $L/10$  dans les zones extrêmes.

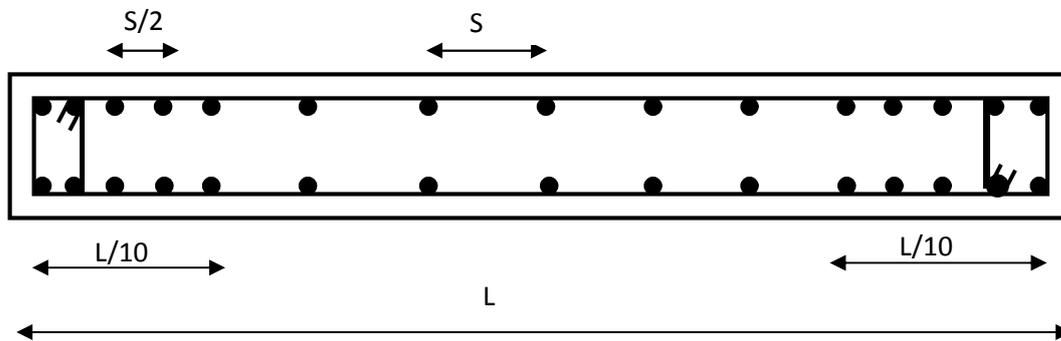


Fig .V.7: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

### V.5.2.2 Armatures horizontales : RPA99/2003 (Art 7.7.4.2)

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales, elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  et d'une longueur  $10\varnothing$ .

### V.5.2.3 Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

### V.5.2.5 Règles communes RPA 99/2003 : (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ ..... Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ ..... Zone courante.

L'espace des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$ .

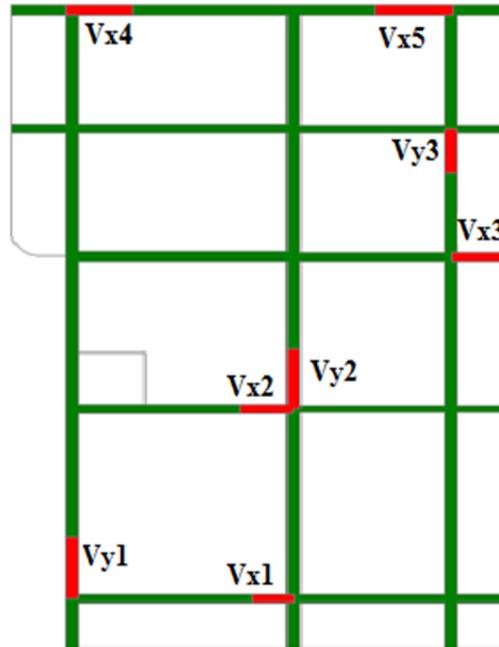
Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\varnothing < a/10$  en zone courante.

### V.5.2.6 Longueur de recouvrement RPA 99/2003 : (Art 7.7.4.3)

$L_r = 40\varnothing$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

**V.5.3 Disposition des voiles :**



**Fig.V.8 :** Disposition des voiles

**V.5.4 Ferrailage des voiles :**

**V.5.4.1 armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e × 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

$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$

$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e \dots\dots\dots BAEL91 (Art F.IV.2)$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e \dots\dots\dots RPA99/2003 (Art 7.7.3.3)$

$A = \max(A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

**V.5.4.2 Armatures horizontales :**

$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ \quad \text{CBA Art A. 5.1.2.3}$

$$S_t \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

BAEL91 (Art H.III.2)

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times e \times S_t$$

RPA99/2003 (Art 7.7.4.3)

**V.5.4.3 La longueur de recouvrement :**

$$L_x = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi L_r & \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.7.4.3)}$$

**V.5.4.4 Règles communes :**

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.7.4.3)}$$

**V.5.4.5 Diamètres des barres :**

$$\Phi < e/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

**V.5.4.6 Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.7.4.3)}$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{\text{cal}} / \text{face}$  : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{\text{BAEL}}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{\text{RPA}}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{\text{adap}} / \text{face}$  : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{\min} / \text{face}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{\text{cal}} / \text{face}$  : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

$A_H^{\text{adap}} / \text{ml}$  : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adpt}}}{4}$$

$A_v^{\text{adpt}} / \text{ml}$  : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

➤ Selon le sens X-X :

- Voiles  $V_{X3}$  :

| Niveau                                     | Sous sol  | RDC (commerce) | Etage 1 à 9 |
|--|-----------|----------------|-------------|
| Section (cm <sup>2</sup> )                 | 165x15    | 165x15         | 165x15      |
| N (KN)                                     | 908.236   | 622.61         | 622.61      |
| M (KNm)                                    | -564.9061 | 136.707072     | 136.7072    |
| V (KN)                                     | -251.188  | 108.354        | 108.354     |
| Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )              | 3.71      | 3.71           | 3.71        |
| Acalculée/ face (cm <sup>2</sup> )         | 20.50     | 14.40          | 14.40       |
| A adopté / face (cm <sup>2</sup> )         | 21.99     | 16.80          | 16.80       |
| Nombre de                                  | 7T20      | 8T16           | 8T16        |
| St (cm)                                    | 20        | 20             | 20          |
| A <sub>h</sub> calculée (cm <sup>2</sup> ) | 6.28      | 4.2            | 4.2         |
| A <sub>h</sub> min/ml (cm <sup>2</sup> )   | 3.71      | 3.71           | 3.71        |
| A <sub>h</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )  | 3.93      | 3.93           | 3.93        |
| Nombre de                                  | 5T10      | 5T10           | 5T10        |
| St (cm)                                    | 20        | 20             | 20          |

Tableau V.17 : Résumé des résultats.

➤ Selon le sens Y-Y :

- Voiles  $V_{Y3}$  :

| Niveau                                     | Sous sol | RDC (commerce) | Etage 1 à 9 |
|--|----------|----------------|-------------|
| Section (cm <sup>2</sup> )                 | 363x15   | 363x15         | 363x15      |
| N (KN)                                     | 510.048  | 510.084        | 622.61      |
| M (KNm)                                    | 113.57   | 111,57         | 136.7072    |
| V (KN)                                     | 86.55    | 86.55          | 108.354     |
| Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )              | 8.16     | 8.16           | 8.16        |
| Acalculée/ face (cm <sup>2</sup> )         | 43,89    | 43.89          | 26.29       |
| A adopté / face (cm <sup>2</sup> )         | 43,98    | 43.98          | 28.15       |
| Nombre de barres/face                      | 14T20    | 14T20          | 14T16       |
| St (cm)                                    | 20       | 20             | 20          |
| A <sub>h</sub> calculée (cm <sup>2</sup> ) | 10,99    | 10.99          | 5,49        |
| A <sub>h</sub> min/ml (cm <sup>2</sup> )   | 8.16     | 8.16           | 8.16        |
| A <sub>h</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )  | 11,31    | 11.31          | 8.29        |

|                         |      |      |           |
|-------------------------|------|------|-----------|
| Nombre de barre/face/ml | 5T12 | 5T12 | 3T16+2T12 |
| St (cm)                 | 20   | 20   | 20        |

Tableau V.18 : Résumé des résultats.

**V.5.5 Vérification au cisaillement :**

a partir des tableaux de ferrailage ci-dessus on constate que toutes les contraintes tangentielles calculées dans les voiles sont vérifiées  $\tau \leq \overline{\tau} = 5 \text{ MPa}$  **RPA99/2003 (Art 7.7.2)**

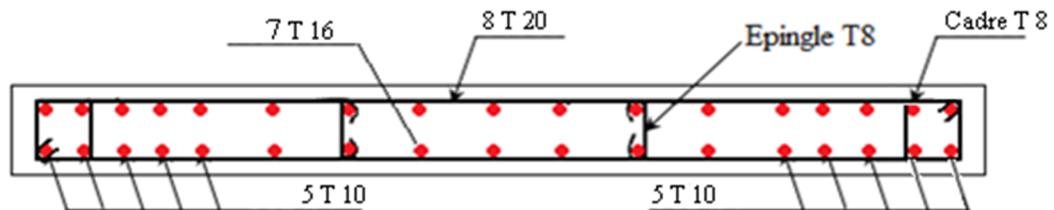
**V.5.6 Schéma de ferrailage des voiles :**

Fig.V.9 : Schéma de ferrailage du voile Vx3

## VI.1 Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

## VI.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Grace aux essais in situ, le taux de travail admissible est de 1.3 bar.

## VI.3. Vérifications des types de fondations

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{s o l}$$

Avec :

$P$  : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement, (service)

$S$  : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{s o l}$  : La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes pour leur adaptation comme type de fondations a utilisé, si ces deux types ne sont pas adapter ou vérifier on passera au radier général.

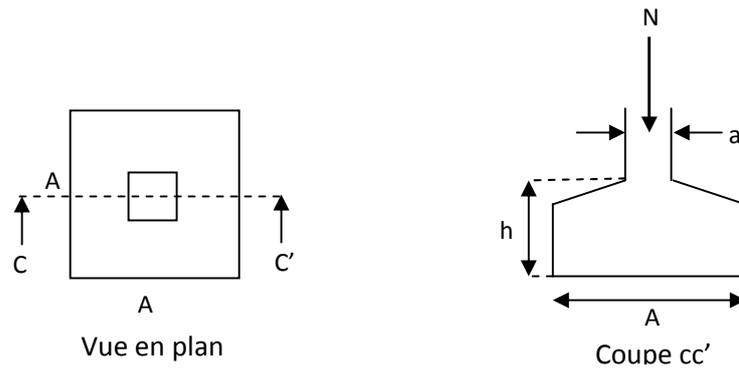
### A) Vérifications des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base, de section (axb) d'où les semelles sont carrées (AxB).

Soit :

$N$  : effort normal transmis par la semelle au sol.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :  $N = 3126.395 \text{ KN}$ .



**Fig.VI.1.** Schéma d'une semelle isolée.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{3126.395 \times 10^3}{0.13}} \text{ AN} : B = 4.9 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

### B) Vérifications des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 8 poteaux.

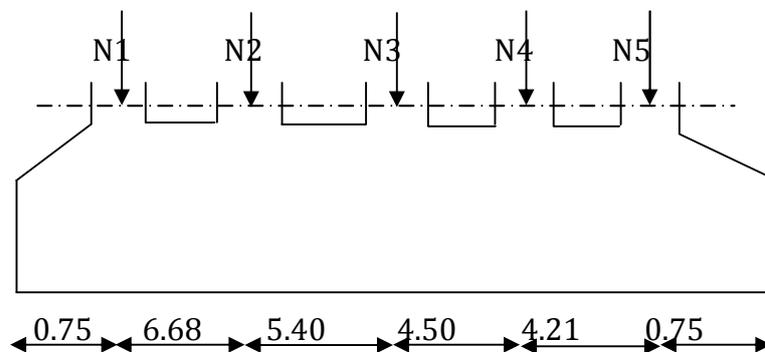
$$N_1 = 1598.102 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2119.978 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2664.375 \text{ KN}$$

$$N_4 = 3126.395 \text{ KN}$$

$$N_5 = 881.899 \text{ KN}$$



**Fig. VI.2.** Schéma d'une semelle filante.

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$B$  = Largeur de la semelle.

$L$  : Longueur de la semelle  $N_s$  : Effort normal provenant de la semelle estimé à 200KN.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$N = \sum N_i = 10320.749 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{10320.749}{0.13 * 22.29} = 3.56 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.56m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3.56m, donc on passe au radier général.

### C) Etude du radier général

#### 1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

Un mauvais sol.

Charges transmises au sol sont importantes.

Les poteaux rapprochés (petites trames).  $h_t$   $h_r$

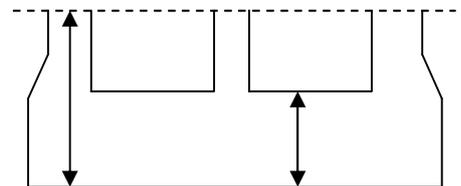


Fig. VI.3. Dimension du radier.

## 2. Pré dimensionnement

### La condition de coffrage

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max} = 6.68$  m: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

### Nervure

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{668}{10} \Rightarrow h_t \geq 66.8 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 75 \text{ cm}$$

### Dalle

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{668}{20} \Rightarrow h_r \geq 33.4 \text{ cm}; \text{ On prend } h_r = 35 \text{ cm}.$$

### La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur  $1ml$ .

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par  $ml$ .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq 0.84 \text{ m}$$

Donc :

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend :  $h_t = 85 \text{ cm}$  (dalle + nervure) et

$$h_t = 0.35 \text{ m}$$

### La surface du radier

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{23356.573}{130} \Rightarrow S_{rad} \geq 179.66 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est  $S_{bat} = 286.323 \text{ m}^2$

Donc on adopte :  $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 286.323 \text{ m}^2$  (Le radier comporte pas de débord)

### 3. Les vérifications nécessaire

#### Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

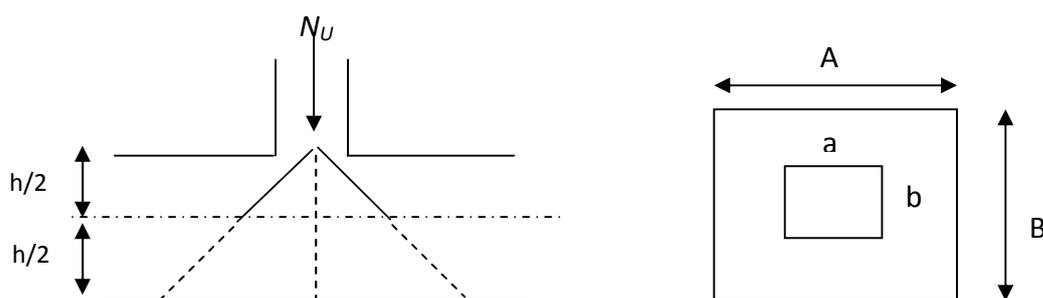


Fig. VI.4. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$  : L'épaisseur totale de radier

$$\mu c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu c = 2 \times ((0.75 + 0.75) + (2 \times 0.85)) \Rightarrow \mu c = 6.4 \text{ m.}$$

$$Q_u = 3126.375 \text{ KN} < 0.045 \times 6.4 \times 0.85 \times (25/1.5) = 4080 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 \times h_0 = 0.315 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{32146.159 \times 6.68}{2 \times 286.323} = 374.989 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{374.989 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 1.19 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de cisaillement dans le radier

- **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.541(a)))

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 10312.67 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 6.89 \text{ m.}$$

$$I_y = 4527.60 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 10.45 \text{ m.}$$

Avec :

$\sigma_{\text{max}}$  et  $\sigma_{\text{min}}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

$N$  : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base

### Sens X-X

$$N = 32146.159 \text{ KN} \text{ et } M_x = 21204.34 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.098 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.119 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.13 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

### Sens Y-Y

$$N = 32146.159 \text{ KN et } M_y = 3692.95 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.120 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.115 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.13 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans les deux sens

- **Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  RPA99 (article 10.1.5)

**Dans le sens X-X :**  $e = \frac{21204.34}{32146.159} \Rightarrow e = 0.65 \text{ m} < \frac{25.33}{4} = 3.49 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

**Dans le sens Y-Y :**  $e = \frac{3692.95}{32146.159} \Rightarrow e = 0.11 \text{ m} < \frac{20.79}{4} = 5.19 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

### Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

$\gamma_w$  : Poids volumique ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H=3.8m).

$S_{\text{rad}}$  : Surface totale du radier ( $S_{\text{rad}} = 286.323 \text{ m}^2$ ).

$$N \geq 1.5 \times 3.8 \times 286.323 \times 10 = 16320.41 \text{ KN}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

#### 4. Ferrailage

##### - La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$L_x = 6.20\text{m}; L_y = 6.68\text{m}$$

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ K N / m}^2$$

##### - Calcul des sollicitations

$N_U$  : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$N_s$  : Est l'effort normal de service (plus le poids propre du radier)

##### ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 \Rightarrow q_u = \frac{32146.159}{286.323} + 1.35 \times 8.75$$

$$\Rightarrow q_u = 124.08 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.92 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 208.43 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 171.97 \text{ KNm}$$

##### En travée

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 177.16 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 146.17 \text{ KNm}$$

##### En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 104.21 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 85.98 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$ .

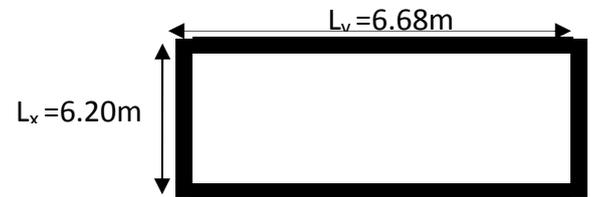


Fig VI.5. Dalle sur quatre appuis

- Condition de non fragilité

On calcul  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 35cm ; b=100cm ; \rho = 0.92$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 2.91cm^2 \\ A_{min}^y = 2.8cm^2 \end{cases}$$

On vérifie que :  $A_t^y > A_t^x / 4$  .....c'est vérifié

Le ferrailage est résumé dans le tableau 6.1

|          |        | M (KN.m) | Acal (cm2) | Amin (cm2) | Aadop (cm2/ml) | St (cm) |
|----------|--------|----------|------------|------------|----------------|---------|
| Sens x-x | Travée | 177.16   | 18.71      | 2.91       | 6T20=18.85     | 15      |
|          | Appui  | 104.21   | 11.52      | 2.91       | 5T20=15.71     | 20      |
| Sens y-y | Travée | 146.17   | 16.36      | 2.80       | 6T20=18.85     | 15      |
|          | Appui  | 85.98    | 9.88       | 2.80       | 5T16=10.05     | 20      |

Tab VI.1. Résumé des résultats de ferrailages

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$\left\{ \begin{matrix} V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 283.85KN \\ V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 256.43KN \end{matrix} \right. \Rightarrow V_{max} = 283.85KN$$

$$\tau_u = \frac{283.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 1.03MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifiée$$

• Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{SER}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta) = 240MPa.$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{23356.573}{286.323} + 8.75$$

$$\Rightarrow q_s = 90.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.92 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 176.72 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 155.49 \text{ KNm}$$

### En travée

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 150.21 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 132.16 \text{ KNm}$$

### En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 88.36 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 77.74 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes**

Les résultats sont résumés dans le tableau 6.2

| Sens | Moments | Valeurs (KNm) | y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Observation |
|------|---------|---------------|--------|----------------------|---------------------|------------------|-------------|
| x-x  | $M_t$   | 150.21        | 9.93   | 118933.77            | 12.54               | 239.10           | Vérifiée    |
|      | $M_a$   | 88.36         | 9.25   | 104010.18            | 7.85                | 231.28           | Vérifiée    |
| y-y  | $M_t$   | 132.16        | 9.66   | 107399.99            | 11.88               | 237.63           | Vérifiée    |
|      | $M_a$   | 77.74         | 7.50   | 66778.26             | 8.73                | 239.47           | vérifiée    |

**Tab VI.2.** Vérification des contraintes de radier type 1

Donc les contraintes sont vérifiées.

### Espacement des armatures

Armatures //  $L_x$  :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Armatures //  $L_y$  :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ .

### 5. Schéma de ferrailage

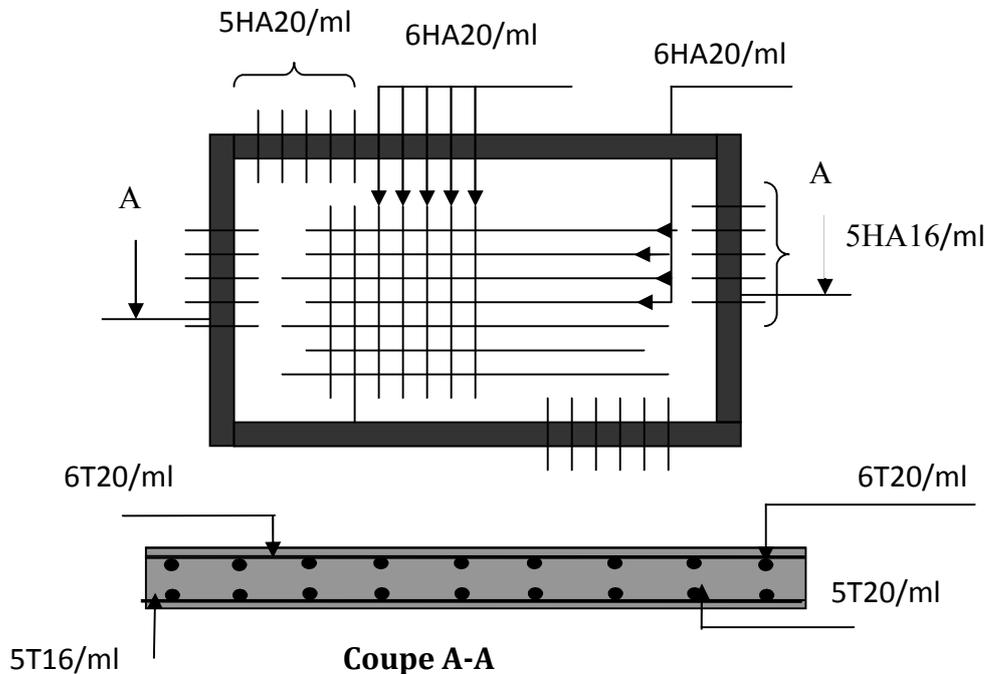


Fig. VI.6. Schéma de ferrailage du radier

- Calcul des nervures

### 6. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

#### Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges élevées et la fissuration est préjudiciable.

On a  $\rho = 0.92 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

#### Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

### Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 124.08 \text{KN} / \text{m}^2 \quad q_s = 90.32 \text{KN} / \text{m}^2$$

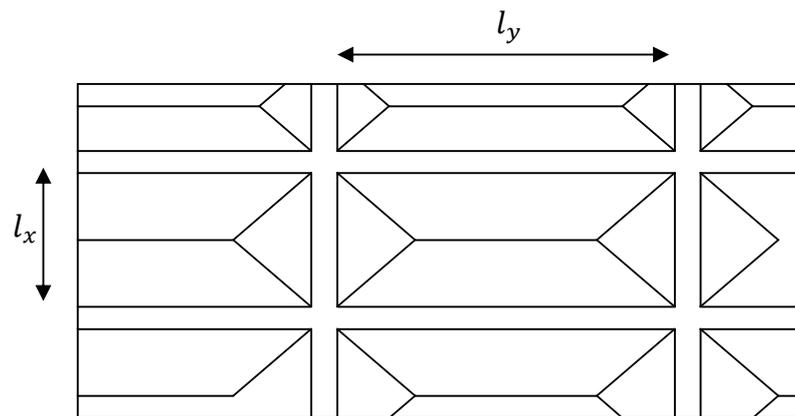


Fig. VI.7. La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

### Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = [1 \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

### Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

### Sens longitudinal (x-x)

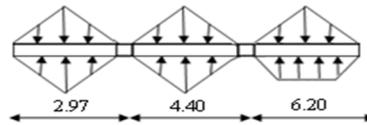


Fig. VI.8. Charges transmises aux nervures

| Travée | $l_x(m)$ | $l'_x(m)$ | $P_u(KN/m)$ | $M_a(KNm)$ |        | $X(m)$ | $M_t(KNm)$ | $V_g(KN)$ | $V_d(KN)$ |
|--------|----------|-----------|-------------|------------|--------|--------|------------|-----------|-----------|
|        |          |           |             | $M_g$      | $M_d$  |        |            |           |           |
| A-B    | 2.97     | 2.97      | 122.84      | 20.31      | 202.21 | 1.98   | 261.97     | 250.50    | -257.34   |
| B-C    | 4.40     | 3.52      | 181.98      | 202.21     | 835.77 | 2.99   | 1016.34    | 636.26    | -636.26   |
| C-D    | 6.20     | 6.20      | 256.43      | 835.77     | 184.82 | 2.69   | 1763.93    | 959.54    | -959.54   |

Tab VI.3. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal(ELU)

| Travée | $l_x(m)$ | $l'_x(m)$ | $P_s(KN/m)$ | $M_a(KNm)$ |        | $X(m)$ | $M_t(KNm)$ |
|--------|----------|-----------|-------------|------------|--------|--------|------------|
|        |          |           |             | $M_g$      | $M_d$  |        |            |
| A-B    | 2.97     | 2.97      | 89.41       | 45.74      | 126.25 | 1.90   | 176.98     |
| B-C    | 4.40     | 3.52      | 105.97      | 126.25     | 594.39 | 3.20   | 670.19     |
| C-D    | 6.20     | 6.20      | 186.66      | 594.39     | 134.53 | 2.70   | 1276.10    |

Tab VI.4. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)

### 7. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h=0.85m \quad h_0=0.35m \quad b_0=0.50m \quad d=0.82m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{668}{10}; \frac{620}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(66.8; 310)$$

Soit :  $b_1 = 50cm$

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 150cm$

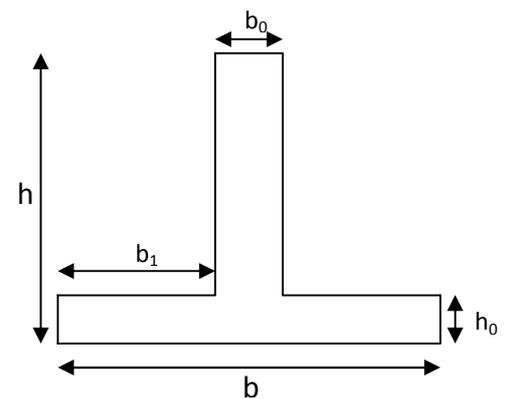


Fig VI.9. Section à ferrailier

- Vérification d'exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$$A = b \times h \times 0.6\% = 0.5 \times 0.85 \times 0.006 = 25,50 \text{ c m}^2. \text{ Donc on choisit } A=6HA25=29,45 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau 6.5

|     |        |                       |                                     |  |  |
|-----|--------|-----------------------|-------------------------------------|--|--|
|     |        | M <sub>u</sub> (KN.m) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
| X-X | Travée | 1016.34               | 40.52                               | 25.50  | 15T20=47.12                            |
|     | appuis | 835.77                | 32.43                               | 25.50  | 15T20=47.12                            |

**Tab VI.5.** Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

• **Les vérifications**

- **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 959.54 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{959.54 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.82} \Rightarrow \tau_u = 2.34 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$  C'est vérifiée

- **Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(m i n \frac{h}{35}, \phi_{m i n} \frac{b}{2}\right) = \min\left(m i n \frac{850}{35}, \phi_{m i n} \frac{50}{2}\right) = 24.28 \text{ mm}, \text{ soit } \phi = 12 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(m i n \frac{h}{4}, 2 \times \phi_{m i n} 12\right) = \min\left(m i n \frac{85}{4}, 2 \times 12, 12\right) = 12 \text{ cm}$$

**À l'ELS : Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :

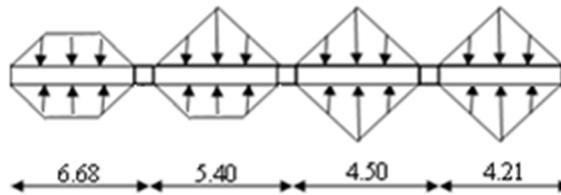
$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

| Sens |                | M (KN.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ̄ <sub>bc</sub> (MPa) | σ <sub>s</sub> (MPa) | σ̄ <sub>s</sub> (MPa) |
|------|----------------|----------|--------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------|
| X-X  | M <sub>t</sub> | 496.05   | 36.08  | 1740226.8            | 10.26                 | 15                     | 196.51               | 240                   |
|      | M <sub>a</sub> | 594.38   | 36.08  | 1740226.8            | 12.29                 | 15                     | 235.46               | 240                   |

**Tab.VI.6.** Vérification des contraintes à l'ELS

Sens longitudinal (y-y)



| Travée | $l_x(m)$ | $l'_x(m)$ | $P_u(KN/m)$ | $M_a(KNm)$ |        | $X(m)$ | $M_t(KNm)$ | $V_g(KN)$ | $V_d(KN)$ |
|--------|----------|-----------|-------------|------------|--------|--------|------------|-----------|-----------|
|        |          |           |             | $M_g$      | $M_d$  |        |            |           |           |
| A-B    | 6.68     | 6.68      | 128.21      | 103.81     | 588.14 | 3.90   | 1081.60    | 516.26    | -531.80   |
| B-C    | 5.40     | 4.32      | 223.34      | 588.14     | 278.64 | 2.44   | 1254.81    | 763.53    | -763.53   |
| C-D    | 4.50     | 3.60      | 186.12      | 278.64     | 326.52 | 2.30   | 774.00     | 553.25    | -553.25   |
| D-E    | 4.21     | 4.21      | 174.12      | 326.52     | 57.86  | 1.73   | 589.64     | 457.82    | -444.08   |

Tab.VI.7.Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU)

| Travée | $l_x(m)$ | $l'_x(m)$ | $P_s(KN/m)$ | $M_a(KNm)$ |        | $X(m)$ | $M_t(KNm)$ |
|--------|----------|-----------|-------------|------------|--------|--------|------------|
|        |          |           |             | $M_g$      | $M_d$  |        |            |
| A-B    | 6.68     | 6.68      | 215.04      | 179.91     | 825.72 | 3.78   | 1724.00    |
| B-C    | 5.40     | 4.32      | 162.57      | 825.72     | 288.58 | 2.08   | 1180.15    |
| C-D    | 4.50     | 3.60      | 135.48      | 288.58     | 51.44  | 1.86   | 523.19     |
| D-E    | 4.21     | 4.21      | 126.75      | 237.68     | 42.12  | 1.73   | 429.23     |

Tab.VI.8.Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELS)

Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.75mh_0=0.30mb_0=0.45md=0.675m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{480}{10}; \frac{430}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(48; 215)$$

Soit :  $b_1 = 45cm$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 135cm$$

Vérification d'exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

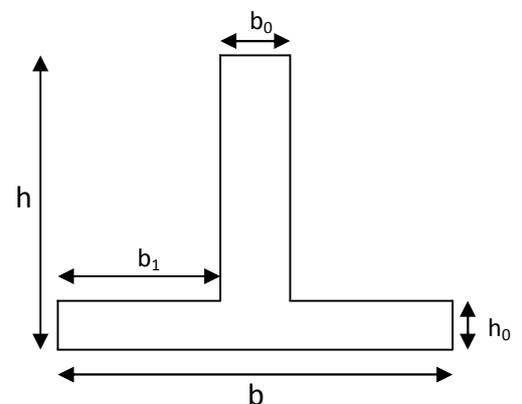


Fig.VI.10.Section à ferrailler

$A=b \times h \cdot 0.6\% = 0.45 \cdot 0.75 \cdot 0.006 = 20.25 \text{ cm}^2$ . Donc on choisit :  $A = 8\text{HA}20 = 25.13 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau

|     |        | Mu(KN.m) | Acal (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-----|--------|----------|-------------------------|--|--|
| Y-Y | Travée | 1081.60  | 43.57                   | 25.50  | 15T20=47.12                            |
|     | Appuis | 588.14   | 22.06                   | 25.50  | 15T20=47.12                            |

**Tab.VI.9.** Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

- **Les vérifications**

- **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 763.53 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{763.53 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.82} \Rightarrow \tau_u = 1.86 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

$$\phi \leq \min \left( m i n \frac{h}{35}, \phi_{m i n} \frac{b}{2} \right) = \min \left( m i n \frac{850}{35}, \phi_{m i n} \frac{50}{2} \right) = 24.28 \text{ mm}, \text{ soit } \phi = 12 \text{ mm.}$$

**Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min \left( m i n \frac{h}{4}, 2 \times \phi_{m i n} \right) = \min \left( m i n \frac{85}{4}, 2 \times 12 \right) = 12 \text{ cm}$$

**À l'ELS : Vérification des contraintes**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta \right) = 240 \text{ MPa.}$$

| Sens |       | M<br>(KN.m) | Y<br>(cm) | I(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) |
|------|-------|-------------|-----------|---------------------|---------------------|---------------------------|------------------|------------------------|
| Y-Y  | $M_t$ | 523.19      | 36.04     | 1740226.8           | 10.83               | 15                        | 207.26           | 240                    |
|      | $M_a$ | 288.58      | 36.04     | 1740226.8           | 5.97                | 15                        | 114.32           | 240                    |

Tab.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Schéma de ferrailage :

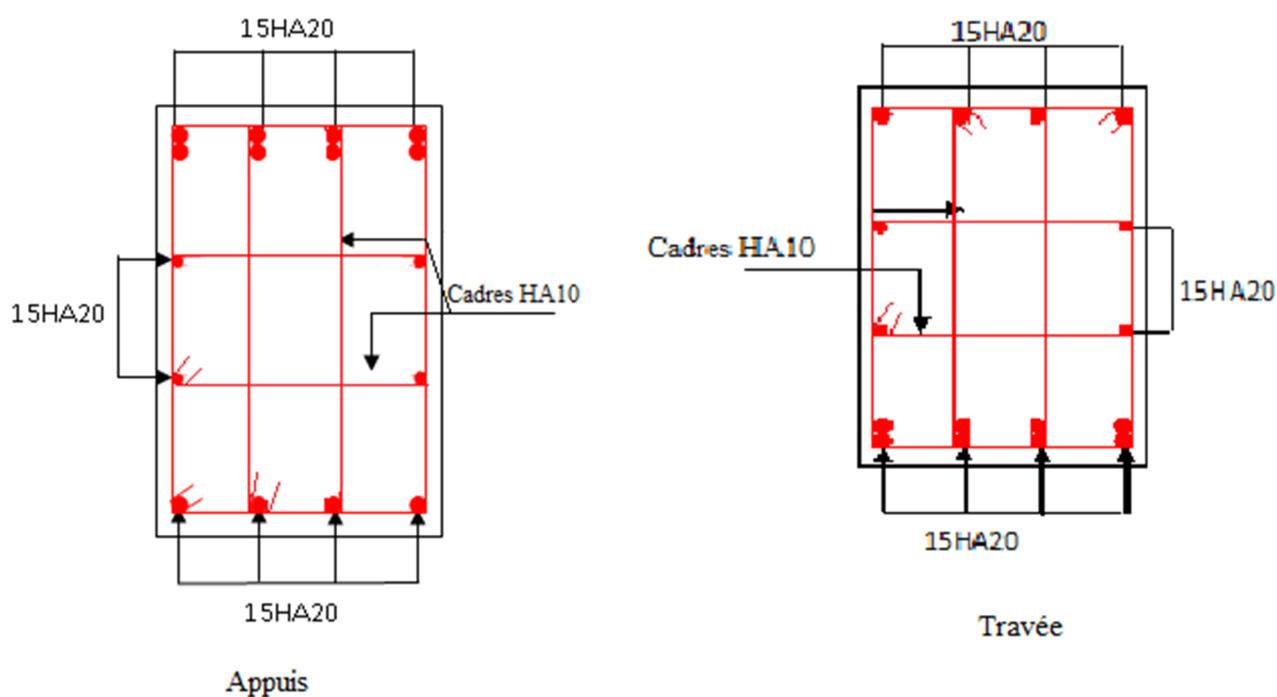


Fig.VI.11. Schéma de ferrailage de la nervure.

# CONCLUSION GENERALE

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un projet de fin d'étude, qui consiste à l'étude d'un bâtiment en R+9+Sous Sol, sous différents aspects.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est lié directement à l'étude dynamique car après modélisation et les différentes vérifications telles que l'interaction, ainsi la vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation des sections des éléments structuraux. Donc cette vérification ne doit pas être négligée.
- Une bonne disposition des voiles améliore directement le comportement de la structure durant le séisme.
- 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 vérification de la condition  $P-\Delta$  (l'effet de second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.

Aussi, l'utilisation des logiciels aussi performant que le Sap2000, ne doit nullement être prise à la légère, car il ne reste qu'un programme de calcul et qu'il dépend des données injectées (Poids, masse, nombre de DDL, nombre de mode.....) et qu'il est impératif de savoir interpréter les résultats obtenus.

# Bibliographie

- **RPA99** « Règles parasismiques Algériennes, DTR BC 2.48, 1999/ver 2003 ».
- **BAEL91** « Béton armé aux états limites », Edition Eyrolles troisième tirage 2000.
- **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.R BC 2.42** « Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton armé banché ».
- **M.Belazougui** « Calcul des ouvrages en béton armé », réimpression 88, OPU, 03-88.
- **Fondations et ouvrages en terre**
- Les différents mémoires des années précédentes
- Cahier de cours béton 3<sup>ieme</sup> et 4<sup>ieme</sup> année du cursus, CCI Université de Bejaia.
- **Calcul des éléments simples et des structures des bâtiments** « jean pierre Mougins ».

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

| $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         | $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                            | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |                            | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40                       | 0.1101        | 0.2500  | 0.1121          | 0.2854  | 0.71                       | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.41                       | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  | 0.72                       | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.42                       | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  | 0.73                       | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.43                       | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  | 0.74                       | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.44                       | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  | 0.75                       | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6647  |
| 0.45                       | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  | 0.76                       | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.46                       | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  | 0.77                       | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.47                       | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  | 0.78                       | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.48                       | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  | 0.79                       | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.49                       | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  | 0.80                       | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.50                       | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  | 0.81                       | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.51                       | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  | 0.82                       | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.52                       | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  | 0.83                       | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.53                       | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  | 0.84                       | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.54                       | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  | 0.85                       | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.55                       | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  | 0.86                       | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7933  |
| 0.56                       | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  | 0.87                       | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.57                       | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  | 0.88                       | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.58                       | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4462  | 0.89                       | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.59                       | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  | 0.90                       | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.60                       | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  | 0.91                       | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.61                       | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  | 0.92                       | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.62                       | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  | 0.93                       | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.63                       | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  | 0.94                       | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.64                       | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  | 0.95                       | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.65                       | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  | 0.96                       | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.66                       | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  | 0.97                       | 0.0392        | 0.9322  | 0.0465          | 0.9543  |
| 0.67                       | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  | 0.98                       | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.68                       | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  | 0.99                       | 0.0376        | 0.9771  | 0.0449          | 0.9847  |
| 0.69                       | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  | 1.00                       | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 1.0000  |
| 0.70                       | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |                            |               |         |                 |         |

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

| $\phi$ : | 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 | 80.42  | 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  | 150.8  |
| 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 | 188.5  |
| 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 | 226.2  |
| 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 |

# ANNEX 3

**Caractéristiques générales**

Type ascenseur : en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31  
 Accès : simple accès  
 Distance mini entre niveaux : 255 cm  
 Multiplex : collective descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense  
 Portes : automatiques

| Hauteur sous dalle (2) HSK | Dimensions mini (EN 81-1) local des machines |     |     | Passage libre trappe | Intensité pour 50 Hz en Ampère |     |           |     | Puissance absorbée (3) en kVA | Réaction maxi en daN local des machines |       |      |
|----------------------------|--|-----|-----|----------------------|--------------------------------|-----|-----------|-----|-------------------------------|---|-------|------|
|                            | BO   | TO  | HO  |                      | TRI 220 V                      |     | TRI 380 V |     |                               | FC                                      | DM    | PM   |
| 355 380                    | 180  | 360 | 200 | 120 x 100            | 36                             | 94  | 21        | 54  | 26                            | 10200                                   | 8200  | 1500 |
| 355 380                    | 180  | 380 | 200 | 120 x 100            | 37                             | 87  | 21        | 50  | 25                            | 10200                                   | 8200  | 1500 |
| 355 390                    | 180  | 420 | 200 | 120 x 100            | 28                             | 70  | 16        | 40  | 19                            | 10200                                   | 8200  | 1500 |
| 365 400                    | 180  | 400 | 200 | 140 x 100            | 42                             | 99  | 24        | 57  | 28                            | 14500                                   | 5100  | 1500 |
| 365 400                    | 180  | 420 | 200 | 120 x 100            | 36                             | 90  | 21        | 53  | 26                            | 14500                                   | 5100  | 1500 |
| 365 420                    | 240  | 390 | 200 | 140 x 100            | 54                             | 179 | 31        | 104 | 43                            | 25000                                   | 8400  | 1500 |
| 365 420                    | 240  | 400 | 200 | 120 x 100            | 49                             | 117 | 28        | 87  | 33                            | 25000                                   | 8400  | 1500 |
| 365 420                    | 240  | 440 | 200 | 120 x 100            | 31                             | 78  | 18        | 45  | 22                            | 25000                                   | 8400  | 1500 |
| 375 420                    | 240  | 400 | 200 | 140 x 100            | 59                             | 142 | 34        | 82  | 40                            | 25500                                   | 9000  | 1500 |
| 375 420                    | 240  | 440 | 200 | 140 x 100            | 49                             | 123 | 29        | 73  | 36                            | 25500                                   | 9000  | 1500 |
| 435 520                    | 240  | 460 | 210 | 180 x 100            | 123                            | 391 | 71        | 226 | 96                            | 27000                                   | 10500 | 2000 |
| 465 520                    | 240  | 460 | 220 | 150 x 100            | 77                             | 237 | 45        | 141 | 58                            | 28000                                   | 11000 | 2000 |
| 490                        | 240  | 500 | 240 | 140 x 120            | 77                             | 237 | 45        | 141 | 58                            | 30000                                   | 12500 | 3000 |
| 400 440                    | 260  | 400 | 200 | 140 x 100            | 59                             | 142 | 34        | 82  | 40                            | 29000                                   | 9500  | 1500 |
| 400 440                    | 260  | 400 | 200 | 120 x 100            | 49                             | 123 | 29        | 73  | 36                            | 29000                                   | 9500  | 1500 |
| 410 440                    | 260  | 400 | 200 | 160 x 100            | 59                             | 142 | 34        | 82  | 40                            | 30000                                   | 11000 | 1500 |
| 410 440                    | 260  | 400 | 200 | 140 x 100            | 59                             | 142 | 34        | 82  | 40                            | 30000                                   | 11000 | 1500 |
| 435 540                    | 260  | 480 | 220 | 200 x 120            | 141                            | 451 | 82        | 262 | 111                           | 31000                                   | 12000 | 2000 |
| 465 540                    | 260  | 460 | 220 | 150 x 120            | 77                             | 237 | 45        | 141 | 58                            | 32000                                   | 12500 | 2500 |
| 530                        | 260  | 500 | 240 | 160 x 120            | 77                             | 237 | 45        | 141 | 58                            | 33500                                   | 14000 | 3000 |
| 400 440                    | 260  | 430 | 200 | 140 x 100            | 59                             | 142 | 34        | 82  | 40                            | 33000                                   | 11000 | 1500 |
| 400 440                    | 290  | 430 | 200 | 120 x 100            | 49                             | 123 | 29        | 73  | 36                            | 33000                                   | 11000 | 1500 |
| 410 440                    | 260  | 430 | 200 | 170 x 100            | 59                             | 142 | 34        | 82  | 40                            | 33500                                   | 12500 | 1500 |
| 410 440                    | 260  | 430 | 200 | 140 x 100            | 59                             | 142 | 34        | 82  | 40                            | 33500                                   | 12500 | 1500 |
| 460 540                    | 260  | 520 | 210 | 210 x 120            | 166                            | 530 | 96        | 307 | 130                           | 35000                                   | 13500 | 2500 |
| 470 540                    | 260  | 520 | 220 | 150 x 120            | 77                             | 237 | 45        | 141 | 58                            | 35000                                   | 13500 | 2500 |
| 540                        | 260  | 520 | 240 | 200 x 120            | 77                             | 237 | 45        | 141 | 58                            | 38000                                   | 14000 | 3000 |
| 590                        | 260  | 520 | 280 | 230 x 140            | 77                             | 237 | 45        | 141 | 58                            | 38000                                   | 18000 | 5000 |
| 590                        | 260  | 520 | 280 | 230 x 140            | 77                             | 237 | 45        | 141 | 58                            | 38000                                   | 19500 | 7000 |

Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (unification d'emploi n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de fournir des valeurs précises, pour le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est préférable d'avoir un contact avec votre correspondant Schneider National.

# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

| Charge nominale en kg   | Vitesse nominale en m/s | Entrain. (1) | Nombre niveaux maxi | Course maxi en m | Dimensions de cabine | Passage libre de port | Dimensions de gare | Profondeur de cuvette (2) |  |
|-------------------------|-------------------------|--------------|---------------------|------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|---------------------------|--|
|                         |                         |              |                     |                  | BK x TK x HK         | BT x HT               | BS x TS            | HSG                       |  |
| <b>630</b><br>8 pers.   | 1,00                    | 2 v          | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220      | 80 x 200              | 180 x 210          | 135 140                   |  |
|                         |                         | Dy S         | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220      | 80 x 200              | 180 x 210          | 135 140                   |  |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 110 x 140 x 220      | 80 x 200              | 180 x 210          | 135 140                   |  |
|                         | 1,60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 110 x 140 x 220      | 80 x 200              | 180 x 210          | 150 160                   |  |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 110 x 140 x 220      | 80 x 200              | 180 x 210          | 150 160                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
| <b>1000</b><br>13 pers. | 1,00                    | 2 v          | 12                  | 32               | 160 x 140 x 230      | 110 x 210             | 240 x 230          | 140 140                   |  |
|                         |                         | Dy S         | 12                  | 32               | 160 x 140 x 230      | 110 x 210             | 240 x 230          | 140 140                   |  |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 160 x 140 x 230      | 110 x 210             | 240 x 230          | 140 140                   |  |
|                         | 1,60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 160 x 140 x 230      | 110 x 210             | 240 x 230          | 155 160                   |  |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 160 x 140 x 230      | 110 x 210             | 240 x 230          | 155 160                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         | 2,50                    | Dy MV        | 28                  | 80               | 160 x 140 x 230      | 110 x 210             | 240 x 230          | 180 220                   |  |
|                         |                         | TD 2         | 31                  | 80               | 160 x 140 x 230      | 110 x 210             | 240 x 230          | 180 220                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         | 4,00                    | TD 2         | 31                  | 80               | 160 x 140 x 230      | 110 x 210             | 240 x 230          | 320                       |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
| <b>1250</b><br>16 pers. | 1,00                    | Dy S         | 12                  | 32               | 195 x 140 x 230      | 110 x 210             | 260 x 230          | 140 160                   |  |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 195 x 140 x 230      | 110 x 210             | 260 x 230          | 140 160                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         | 1,60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 195 x 140 x 230      | 110 x 210             | 260 x 230          | 155 160                   |  |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 195 x 140 x 230      | 110 x 210             | 260 x 230          | 155 160                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         | 2,50                    | Dy MV        | 28                  | 80               | 195 x 140 x 230      | 110 x 210             | 260 x 230          | 180 220                   |  |
|                         |                         | TD 2         | 31                  | 80               | 195 x 140 x 230      | 110 x 210             | 260 x 230          | 180 220                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         | 4,00                    | TD 2         | 31                  | 80               | 195 x 140 x 230      | 110 x 210             | 260 x 230          | 320                       |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
| <b>1600</b><br>21 pers. | 1,00                    | Dy S         | 12                  | 32               | 195 x 175 x 230      | 110 x 210             | 260 x 260          | 140 160                   |  |
|                         |                         | ACVF         | 12                  | 32               | 195 x 175 x 230      | 110 x 210             | 260 x 260          | 140 160                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         | 1,60                    | Dy S         | 18                  | 50               | 195 x 175 x 230      | 110 x 210             | 260 x 260          | 155 160                   |  |
|                         |                         | ACVF         | 18                  | 50               | 195 x 175 x 230      | 110 x 210             | 260 x 260          | 155 160                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         | 2,50                    | Dy MV        | 28                  | 80               | 195 x 175 x 230      | 110 x 210             | 260 x 260          | 180 220                   |  |
|                         |                         | TD 2         | 31                  | 80               | 195 x 175 x 230      | 110 x 210             | 260 x 260          | 180 220                   |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         | 4,00                    | TD 2         | 31                  | 80               | 195 x 175 x 230      | 110 x 210             | 260 x 260          | 320                       |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
| 6,30                    | TD 2                    | 31           | 80                  | 195 x 175 x 230  | 110 x 210            | 260 x 260             | 400                |                           |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |
|                         |                         |              |                     |                  |                      |                       |                    |                           |  |

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la documentation T 30 300. ACVF = ascenseur à commande de fréquence. TD 2 = transmission de traction sans câble. La puissance est calculée suivant le norme C15-100 et C15-105.