



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GC A/2019

Filière : Génie civil

Spécialité : STRUCTURES

## *Thème*

# Etude D'un bâtiment R+10 à usage commercial et habitation

Présenté par :

1. BENACHENHOU MOHCINE HAROUNE
2. BENABDALLAH MOHAMED

*Soutenu le 11/07 /2019, devant le jury composé de :*

Président :	M. Maliki Mustapha
Examineur :	M. Bensoula Mohamed
Encadrant :	M. Moussaoui Salah Edine

Année Universitaire : 2018 / 2019

## Remerciements

Au terme de mon stage d'initiation professionnelle, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué, de loin ou de près, à la réussite de mon stage. Avant tout développement sur cette expérience professionnelle, il apparaît opportun de commencer ce rapport de stage par des remerciements, à tous mes enseignants qui m'ont préparé théoriquement pendant, ainsi que tout le corps administratif de, à ceux qui m'ont beaucoup appris au cours de ce stage, et même à ceux qui ont eu la gentillesse de faire de ce stage un moment très profitable. Aussi, je remercie, mes encadrant de stage **M. Moussaoui Salah Edine** qui nous a formé et accompagné tout au long de cette expérience professionnelle avec beaucoup de patience et de pédagogie. Enfin, je remercie l'ensemble des ingénieurs, des techniciens et des ouvriers pour les conseils qu'ils ont pu me prodiguer au cours de la période de mon stage

# Chapitre 1 : Introduction

- 1 Introduction..... 1
- 2 OBJECTIF ..... 1
  - 2.1.1 Description de l’ouvrage :..... 2
  - 2.2 Caractéristiques géométriques:..... 2
    - 2.2.1 Dimensions en plan : ..... 2
  - 2.3 Caractéristiques techniques: ..... 2
    - 2.3.1 Ossature :..... 2
- 3 Caractéristique du sol :..... 5
- 4 CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX :..... 5
  - 4.1 LE BETON:..... 5
  - 4.2 ACIERS ..... 7

## 1 Introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+10, présentant une irrégularité en plan, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques). Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul SAP2000 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003.

## 2 OBJECTIF

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voile) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA.93), RPA99 modifié en 2003 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

### **Introduction.**

On propose dans ce rapport de projet, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bloc irrégulier (R+10) d'habitation avec un commerce au Rez de chaussée.

Le bâtiment est composé de :

- Un Rez de chaussée à usage commercial.
- Le reste des étages sont à usage d'habitation.

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99 ver.03) wilaya de Mostaganem est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIA).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le groupe 2, car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

### 2.1.1 Description de l'ouvrage :

Le présent projet a pour objet d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.

## 2.2 Caractéristiques géométriques:

### 2.2.1 Dimensions en plan :

Longueur totale en plan selon (x-x) : 27,20 m.

Largeur totale en plan selon l'axe (y-y) : 20,80 m

Dimension en élévation : Hauteur totale de la structure : 34.68 m.

Hauteur d'étage = 3.06 m

Hauteur de RDC = 4.08 m

Cage d'escaliers  $3.13 \times 4.5 = 14.08 \text{m}^2$

## 2.3 Caractéristiques techniques:

### 2.3.1 Ossature :

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et de voile de contreventement suivant les différents sens, en plus d'un noyau constitué de voile pour la cage d'escaliers. Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

#### 2.3.1.1 Planchers :

Nous avons opté pour deux types de plancher :

Plancher à corps creux.

Plancher en dalle pleine

**Planchers à corps creux :**



Fig. 1: Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé. On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

La facilité de réalisation ; Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ; Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

**Planchers dalle pleine :**

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, Ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

**2.3.1.2 L'acrotère**

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm

Terrasse : Il existe un seul type de terrasse : qui est une terrasse inaccessible.

**2.3.1.3 Poutres :**

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des poutres principales.
- Des poutres non secondaires.

**2.3.1.4 Poteaux :**

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

### 2.3.1.5 Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage

### 2.3.1.6 Maçonnerie :

On distingue :

Mur extérieur (double paroi).

Mur intérieur (simple paroi).



Fig. 2: Brique creuse

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

#### **Murs extérieurs :**

À double cloison

Brique creuse de 15 cm

L'âme d'air de 5cm d'épaisseur

Brique creuse de 10cm

#### **Murs intérieurs :**

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm

### 2.3.1.7 Revêtement :

En carrelage pour les planchers courants

En mortier de ciment pour les murs extérieurs et cage d'escalier

En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

### 3 Caractéristique du sol :

L'étude géotechnique du sol a montré la présence d'un sol meuble avec une capacité portante de 1.5 bars.

L'ancrage de la structure est d'une profondeur de 3.4m.

Poids spécifique apparent du sol :  $\gamma_{sol}=18\text{KN/m}^3$ .

Angle de frottement écran-sol :  $\delta=\frac{2}{3}.\phi$

Avec  $\phi$  : angle de frottement interne,  $\phi=35^\circ$

Coefficient de poussée  $K_a=0.247$ .

### 4 CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX :

#### 4.1 LE BETON:

Le béton est un matériau composé de ciment, l'eau, de sable, et de granulat. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé.

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise  $f_{c28}=20\text{ MPa}$

Résistance à la compression (j) jours :  $j \leq 28$ ,  $f_{c j R} = 0.685 * f_{c28} . \log(j+1)$  Résistance à la traction :  $f_{t j} = 0.6 + 0.06 f_{c j}$

#### Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

#### Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{vg} = 11000 * \sqrt[3]{F c j} \text{ D'où on a : } E_{v28} = 29.86 \text{ Kn/m}^2$$

#### Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{F c j} \quad \text{D'où on a : } E_{v28} = 10.04 \text{ KN/m}^2$$

La masse volumique du béton armé :  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

**Coefficient de poisson :**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est égal à :

$\nu = 0$  béton fissuré à L'E.L.U

$\nu = 0,2$  béton non fissuré à L' E.L.S

**Les Contrainte Limites :**

En se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites.

**Etat limite ultime « E.L.U » :** C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite, notée  $f_{bc}$  est donnée par :  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b$  : 1,5 cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b$  : 1,15 cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

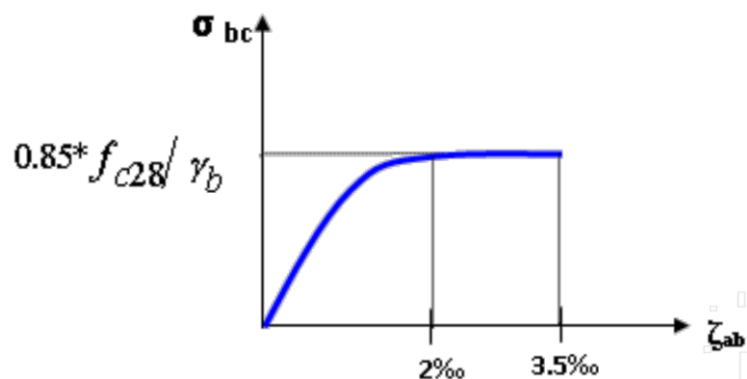


Fig. 3: Diagramme contrainte déformation à l'ELU

**Etat limite de service « E.L.S » :**

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

Compression du béton.

L'ouverture des fissures.

Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 12 \text{Mpa}$$

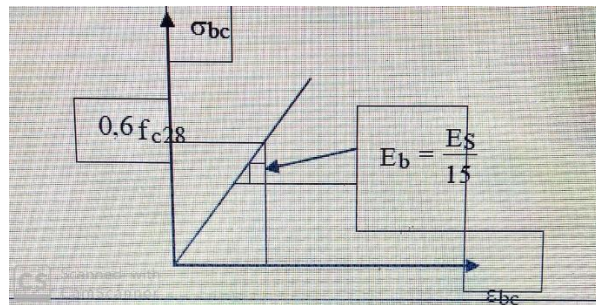


Fig. 4: Diagramme contrainte déformation à l'ELUS

**4.2 ACIERS**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons les types d'aciers suivants :

Les ronds lisses (R.L) : FeE235

Haute adhérences (HA) : FeE400

Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø=6mm pour les dalles

**CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER**

**Etat Limite Ultime « E.L.U » :**

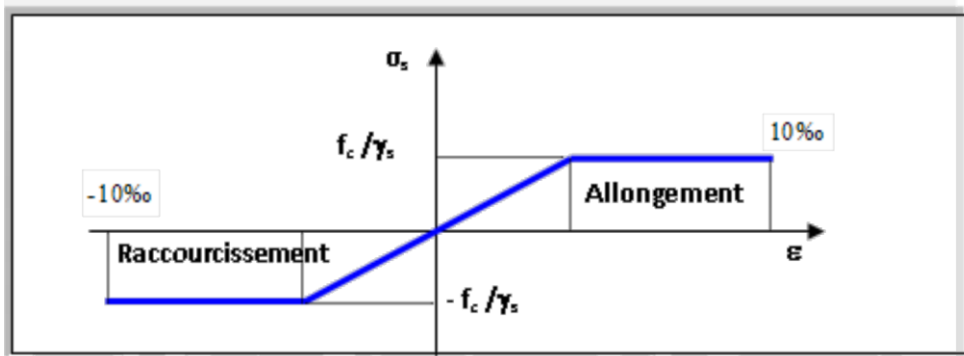


Fig. 5: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec : diagramme

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur

$\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1,0$  situation accidentelle

Rond lisse ( $f_e = 235$  MPa)

$\sigma_s = 204,34$  MPa situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 235$  MPa situation accidentelle

Haute adhérence ( $f_e = 400$  MPa)

$\sigma_s = 348$  MPa situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 400$  MPa situation accidentelle

$\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier  $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{L}$

**Etat limite de service « E.L.S » :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

Fissuration peu nuisible, pas de vérification

Fissuration préjudiciable Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}F_e ; 150\eta\right)$$

avec :  $\eta$  = coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1,0$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence.

**Allongement de rupture :**

$\epsilon_s$  = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

Module d'élasticité longitudinale : Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5$  (MPa).

Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

**Etat limite ultime (E.L.U) :**

Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI)

Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton

Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à La traction

Le raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5 % en flexion simple ou composée et à 2% dans la compression simple.

L'allongement unitaire dans les aciers les limite à 10%.

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

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Convention des sections planes.

La résistance du béton à la traction est négligeable

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  », est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

# Chapitre 2 : pré dimensionnement

1.1	Introduction .....	10
1.2	Sollicitations verticales:.....	10
1.3	Sollicitations horizontales: .....	10
2	Poutres : .....	10
2.1	Poutre principale:.....	11
2.2	Poutre secondaire.....	11
3	Planchers :.....	12
3.1	Plancher à corps creux:.....	12
3.2	Plancher dalle pleine :.....	12
4	Poteaux.....	13
4.1	Estimation des charges et des surcharges des planchers. ....	13
4.1.1	Les planchers en corps creux : .....	13
4.1.2	Plancher Dalle pleine : .....	15
4.2	Décente des charges sur les poteaux : .....	15
5	Pré dimensionnement des voiles .....	18

## 1.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

### 1.2 Sollicitations verticales:

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

### 1.3 Sollicitations horizontales:

Elles sont généralement d'origine sismique/vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques, Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature.

## 2 Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré -dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91(2), et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99) (1), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM). Les trois étapes précédentes sont résumées comme suit :

Selon les règles BAEL 91 :

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0.4h \leq b \leq 0.8h$

Avec :

$L$  : portée de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

Selon le RPA 99 version 2003 pour la zone IIa :

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30$

Largeur b de la poutre doit être :  $b \geq 20$

Le rapport hauteur largeur doit être :  $h/b \geq 4$

### 2.1 Poutre principale:

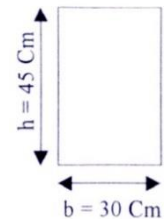
$L=4.90m$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \qquad 32.66 \leq h \leq 49$$

On prend  $h=45cm$

$$18 \leq b \leq 36$$

On prend  $b=30cm$



Vérification selon RPA99 :

$b=30cm > 20 cm$ .....vérifiée.

$h =45cm > 30 cm$ .....vérifiée.

$h/b \leq 4 \Rightarrow 1,5 \leq 4$ .....vérifiée.

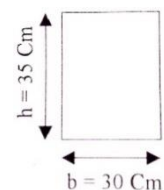
### 2.2 Poutre secondaire

$$L=4.55m \quad \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \qquad 30.33 \leq h \leq 45.5$$

On prend  $h =35cm$

$$16 \leq b \leq 32$$

On prend  $b=30cm$



Vérification selon RPA99 :(1)

$b=30cm > 20 cm$ .....vérifiée.

$h =40cm > 30 cm$ .....vérifiée.

$h/b \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$ .....vérifiée.

Conforme aux règles B.A.E.L 91(2), CBA93 (3) et R.P.A 99 V2003.

### 3 Planchers :

#### 3.1 Plancher à corps creux:

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm, selon le BAL91 (art B.6.8, 423)

Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424) :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} = 20.22$$

On adopte un plancher a corps creux :  $ht=20+5= 25\text{cm}$

Tel que :

- 4cm : hauteur de la dalle de compression
- 20cm : hauteur de corps creux

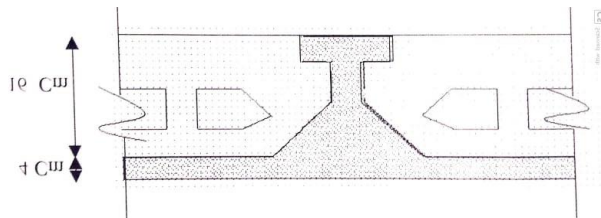


Fig. 1: Plancher 20+5

#### 3.2 Plancher dalle pleine :

Nous disposons uniquement de dalles pleines pour le (RDC), l'épaisseur des planchers à dalle pleine sont déterminées à partir des conditions de résistances à la flexion (BAEL 91).

$$\rho = \frac{Lx}{ly}$$

Avec :

$Lx$  : la plus petite portée.

$Ly$  : la plus grande portée.

$$\text{Soit } \rho = \frac{3.6}{4.9} = 0.73$$

$0.4 < \rho < 1$  la dalle porte dans les 2 sens, on aura donc :

$$hd = \left( \frac{Lx}{50}; \frac{Lx}{40} \right) = (0.07; 0.09) \text{ en prend } hd = 0.08\text{m}$$

Elle dépend également des :

**Conditions d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits aériens :  $hd \geq 14\text{cm}$
- Contre les bruits d'impact :  $hd \geq 16\text{cm}$

**Condition de sécurité en matière d'incendie :**

- $hd = 7\text{cm}$  : pour 1 heure de coupe-feu.
- $hd = 11\text{cm}$  : pour 2 heures de coupe-feu.

Pour satisfaire les trois conditions, on prendra une épaisseur  $hd = 16\text{cm}$ .

**4 Poteaux**

**Evaluation des charges et des surcharges :**

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

**4.1 Estimation des charges et des surcharges des planchers.**

La structure présente trois types de plancher :

- Plancher terrasse inaccessible en corps creux.
- Plancher courant en corps creux.
- Plancher courant en dalle pleine.

**4.1.1 Les planchers en corps creux :**

**Plancher terrasse :**

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

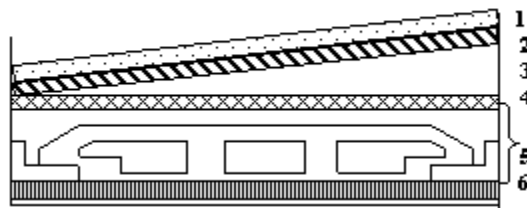


Fig. 2: Plancher terrasse (corps creux)

Charge permanente : d'après DTR BC2.2

Désignations	e (m)	$\gamma$ ( $N/m^3$ )	Charges
Gravillon de protection	0.05	17000	850
Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
Isolation thermique	0.04	4000	160
Béton de pente	0.08	22000	1760
Plancher à corps creux	0.25	-	3300
Enduit en plâtre	0.02	20000	400
			G=6590

Surcharge d'exploitation :  $Q=1000 N/m^2$

**Plancher étages courants :**

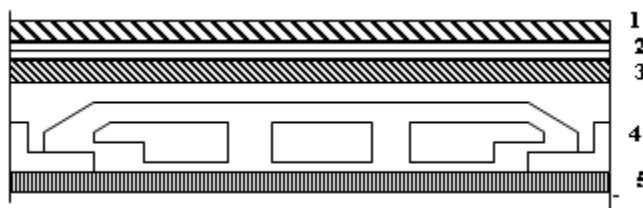


Fig. 3: Plancher étage courant

Charge permanente : d'après DTR BC 2.2

Désignations	E (m)	$\gamma$ ( $N/m^3$ )	Charges ( $N/m^2$ )
Carrelage	0.02	21000	420
Couche de sable	0.02	17000	340
Plancher à corps creux	0.25	-	3300
Enduit mortier	0.02	20000	400
Cloison léger	-	-	750
			5210

Surcharge d'exploitation

$Q=1500N/m^2$

4.1.2 Plancher Dalle pleine :

**Plancher de RDC :**

Désignations	Charges ( $N/m^2$ )
Mortier + mortier de pose + sable	1040
Dalle pleine en béton armé (e=16cm)	4000
Enduit au ciment $\gamma = 180N/m^2$ (e=1.5cm)	270
Cloisons légère	750
	6060

Surcharge d'exploitation

$Q=2500 N/m^2$ (commerce).

**4.2 Décente des charges sur les poteaux :**

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, et ainsi la vérification de leur section

**Lois de dégression :**

Dégression des surcharges d'exploitation (DTR BC 2.2) page 16

le premier étage à partir au sommet ( $i = 1$ ):  $Q_0 + Q_1$

-sous le deuxième étage ( $i = 2$ ) :  $Q_0+0.95 (Q_1 + Q_2)$

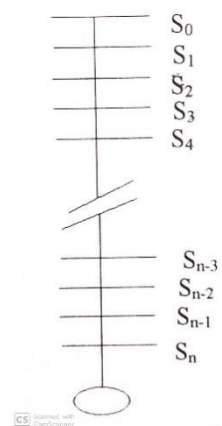
-sous le troisième étage ( $i = 3$ ) :  $Q_0+0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

-sous le quatrième étage ( $i = 4$ ) :  $Q_0+0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

-sous le cinquième étage ( $i = 5$ ) :  $Q_0+0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

-sous le seizième étage ( $i = 6$ ) :  $Q_0+0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

-sous le septième étage ou sous les suivants ( $i \geq 7$ ):  $Q_0+\frac{3+i}{2i} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots +Q_i)$



Charge permanente du plancher étage courant  $G = 5.21 (KN/m^2)$

Charge permanente du plancher terrasse inaccessible  $G = 6.59 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

I		Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
	Sous Terrasse	1	6.59
1	9eme étage	2.5	11.8
2	8ème étages	3.85	17.01
3	7ème étages	5.05	22.22
4	6ème étages	6.1	27.43
5	5ème étages	7	32.64
6	4ème étages	7.75	37.85
7	3ème étages	8.5	43.06
8	2ème étages	9.25	48.27
9	1 <sup>er</sup> étage	10	53.48
10	RDC	10.75	58.69
11	Sous-sols	12.14	64.75

**Tableu 1: récapitulatif des charge permanentes et exploitation appliqué aux étages**

Niveau	Poteaux	a	b	Condition (1) $\min(a, b) > 25$	Condition (2) min $(a, b) > h_e/20$	Condition (3) $0.25 < a/b < 4$
10 <sup>ème</sup> étage	35*35	35	35	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	40*40	40	40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	40*40	40	40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	45*45	45	45	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	45*45	45	45	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	50*50	50	50	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	50*50	50	50	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	55*55	55	55	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	55*55	55	55	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	60*60	60	60	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Rdc	60*60	60	60	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol	60*60	60	60		Vérifiée	Vérifiée

**Tableau 2: Récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)**

## 5 Pré dimensionnement des voiles

$$A \geq h_e/25 = 12.24$$

L'épaisseur minimale est de 15 cm

En prend  $e = 15\text{cm}$

$$a \geq h_e/25 = 408/25 = 16.2$$

En prend  $e = 20\text{cm}$

# Chapitre 3 : Etude des planchers

## Table des matières

1. Introduction :.....	20
1.1 Planchers à corps creux pour les étages courants .....	20
2. Méthode de calcul forfaitaire :.....	20
2.1 Application de la méthode pour un plancher de sept travées: .....	22
2.1.1 Plancher terrasse :.....	22
2.1.2 Plancher étage courant : .....	27
3. Plancher à dalle pleine (RDM) : .....	33
3.1 Méthode de calcul:.....	33
3.1.1 -Calcul du ferrailage de la dalle pleine : .....	36

## 1. Introduction :

Ils s'appuient sur des éléments porteurs ; Dans notre projet on distingue deux types de plancher :

### 1.1 Planchers à corps creux pour les étages courants

- Plancher dalle pleine pour le RDC

#### Plancher à corps creux :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces derniers sont liés et supportés par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées

La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

## 2. Méthode de calcul forfaitaire :

#### Condition d'application :

- 1- il faut que le plancher soit à surcharge modérée :
- 2- : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- 3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1, 25
- 4 : la fissuration est non préjudiciable.

#### -Exposée de la méthode :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

#### -Calcul des moments :

$$\text{Soit : } a = \frac{Q}{Q+G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_{t+} \frac{Mg+Md}{2} \geq \max \{ (1+0.3a) M_o ; 1.05M_o \}$$

$$M_t + \frac{1.2 + 0.3a}{2} \geq M_o \text{ (Cas d'une travée de rive).}$$

$$M_{T1} \frac{1 + 0.3a}{2} \geq M_o \text{ (Cas d'une travée intermédiaire).}$$

Avec :

-M0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment Isostatique)

-Mg et Md: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- Mt : le moment maximal en travée dans la travée considérée

- M = 0.2 M0.....appui de rive

- M = 0.6 M0.....pour une poutre à deux travées

-M = 0.5 M0.....pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

-M=0.4 M0.....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

**Calcul des efforts tranchants :**

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me + Mt}{Mw + Mt}}} \text{ Appuis gauche}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Mw + Mt}{Me + Mt}}}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche } V = -2 * \frac{Mw + Mt}{a}$$

$$\text{Effort tranchant à droite } V = 2 * \frac{Me + Mt}{b}$$

## 2.1 Application de la méthode pour un plancher de sept travées:

### 2.1.1 Plancher terrasse :

**Les charges appliquées :**

$$G=6590 \text{ N/m}^2$$

$$Q=1000 \text{ N/m}^2$$

$$Q \leq \min(2G ; 5KN) \rightarrow 1000 \leq \min(13180 ; 5000N) \text{ cv}$$

$$0.8 < l_i / l_{i+1} < 1.25 \rightarrow 0.8 < 3.2 / 3.2 < 1.25 \text{ cv}$$

L'inertie constante

Fissuration non préjudiciable

**Les combinaisons d'action :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow P_u = 0.65q_u$$

$$\text{ELS : } q_s = g + q \rightarrow P_s = 0.65q_s$$

	Q (n/ml)	P(n/ml)
ELU	10396.5	6757.72
ELS	7590	4933.5

**Détermination des sollicitations :**

Moment statique  $M_o$  :

$$M_o = \frac{pl^2}{8}$$

	$M_o$ (N.m)
ELU	17487.71
ELS	12766.97

**Les moments dans les travées :**

$$a = \frac{Q}{Q+G} = 0.13$$

**Moment sur les appuis de rives et intermédiaire**

**Schéma statique**

**ELU :**

**Travée de rive :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1+0.3a) M_o ; 1.05M_o \}$$

$$M_t + \frac{1.2 + 0.3a}{2} M_o \geq M_o$$

$$\rightarrow M_t + \frac{0.2M_o + 0.5M_o}{2} \geq 1.05M_o \rightarrow M_t \geq 0.7M_o$$

$$\rightarrow M_t \geq 0.62M_o$$

On prend  $M_t = 0.75M_o$

**Travée intermédiaire :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1+0.3a) M_o ; 1.05M_o \}$$

$$M_{T1} + \frac{1 + 0.3a}{2} M_o \geq M_o$$

$$\rightarrow M_t \geq 0.65M_o$$

$$\rightarrow M_t \geq 0.52M_o$$

On prend  $M_t = 0.7M_o$

Les moments	0.2Mo	0.5Mo	0.4Mo	Travée 1 0.75Mo	Travée 2 0.7Mo
Sur appui	3497.54	8743.85	6995.08		
En travée	-	-	-	13115.78	12241.39

**Calcul des armatures :**

Le moment max de poutrelle :  $M_{\text{max}} = 13115.78\text{N.m}$

$D=h-c$

$c \geq c' + \delta/2 \quad \delta = h/10 = 20/10 = 2\text{cm}$

$D=18\text{cm}$

**Moment statique  $M'_o$  :**

$M'_o = \sigma'_b * b * h_o(d-h_o/2) = 11.33 * 65 * 4 * (18-2) = 47132.8\text{Nm}$

En travée :  $M'_o = 47132.8 \geq M_o^u = 13115.78\text{Nm}$

Alors l'axe neutre passe par la table donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b*h$ )

$$\mu = \frac{M}{\sigma'_b * b * d^2} = \frac{15211.21}{11.33 * 65 * 18^2} = 0.05 \quad A = \frac{M}{\sigma_s * \beta * d} = 2.49$$

**Sur appui :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma'_b * b_o * d^2} = 0.23$$

	M(Nm)	$\mu$	$\mu l$	$\beta$	a	A( $\text{cm}^2$ )	Aadp( $\text{cm}^2$ )
Sur appuis	8743.85	0.33	0.392	0.868	0.719	1.60	2.26=2 $\phi$ 12
travée	13115.78	0.06	0.392	0.976	0.07	2.49	3.39=3 $\phi$ 12

**ELS :**

Travée de rive :  $M_t = 0.75M_o$

Travée intermédiaire :  $M_t = 0.7M_o$

$M_o^s = 14806.66\text{Nm}$

Les moments	0.2Mo	0.5Mo	0.4Mo	Travée 1 0.75Mo	Travée 2 0.7Mo
Sur appui	2553.39	6383.48	5106.78		
En travée	-	-	-	9575.22	8936.87

Selon règlement BAEL83

	a	Mu (Nm)	Mser (Nm)	Y	a'	Condition
En travée	0.05	13115.78	9575.22	1.37	0.385	v
Sur appui	0.234	8743.85	6383.48	1.37	0.385	v

$$a \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{avec } Y = \frac{Mu}{Mser}$$

Les conditions est vérifiée alors le calcul des armatures en ELS n'est pas nécessaire

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{PL}{2} ; T_e = T_w + PL$$

Les travée	Pu(N)	L(m)	Me(Nm)	Mw(Nm)	Tw(N)	Te(N)
1	6757.72	3.6	-5473.75	-2189.50	-11251.60	13076.19
2	6757.72	3.65	-4501.48	-5626.85	-12641.15	12024.52
3	6757.72	3.65	-4501.48	-4501.48	-12332.83	12332.84
4	6757.72	4.55	-6995.08	-6995.08	-15373.81	15373.81
5	6757.72	3.65	-4501.48	-4501.48	-12332.83	12332.84
6	6757.72	3.65	-5626.85	-4501.48	-12024.51	12641.16
7	6757.72	3.6	-2189.50	-5473.75	-10035.21	14292.58

**Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A_{tmin} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

En travée :  $A_{tmin} \geq 0.23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 20 / 400 = 1.34 \text{ cm}^2$

Sur appuis :  $A_{tmin} \geq 0.23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 20 / 400 = 0.20 \text{ cm}^2$

**Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_m \geq 0.001 \cdot b \cdot h$$

En travée :  $A_m \geq 0.001 \cdot 65 \cdot 20 = 1.30 \text{ cm}^2$

Sur appuis :  $A_m \geq 0.001 \cdot 10 \cdot 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

Tableau Récapitulatif :  $A = \max ( A_{cal}; A_{min} ; A_m)$

Eléments	Acal ( cm <sup>2</sup> )	Amin( cm <sup>2</sup> )	Am( cm <sup>2</sup> )	Amax( cm <sup>2</sup> )	Aadp( cm <sup>2</sup> )
Travée	3.39	1.41	1.3	3.39	3φ12=3.39
appuis	2.26	0.22	0.2	2.26	2φ12=2.26

**Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{max} =$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \tau'_u$$

$$\tau'_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = \dots \text{ Mpa} < \tau'_u = 2.6 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{Cv})$$

**Diamètres minimal φt : BAEL91 (A.7.2.3)**

$$\phi t \leq \min \left( \frac{ht}{35}; \phi l; \frac{bo}{10} \right)$$

φl : Diamètres minimal des armatures longitudinales

$$\phi t \leq \min \left( \frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min (5.71 ; 10 ; 10)$$

Soit  $\phi_t=6\text{mm FeE235}$

$$A_t=2\phi^2=0.56\text{cm}^2$$

**L'espacement**  $s_t$  : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$s_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})=16.2\text{cm}$$

$$s_t \leq \frac{A_t * F_e}{0.4b\sigma} = 32.9\text{cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 16cm.

**La condition de la flèche :**

$$\frac{h_t}{l_{max}} > \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{320} = 0.0625 > 0.044 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A_o}{b\sigma * d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{1.57}{65 * 18} = 0.0013 < 0.009 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{320} = 0.0625 \geq 0.05 \dots \text{cv}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**2.1.2 Plancher étage courant :**

$$G=5210 \text{ N/m}^2$$

$$Q=1500 \text{ N/m}^2$$

$$Q \leq \min(2G ; 5\text{KN}) \rightarrow 1500 \leq \min(10420 ; 5000\text{N}) \text{ cv}$$

$$0.8 < l_i / l_i + 1 < 1.25 \rightarrow 0.8 < 3.6 / 3.65 < 1.25 \text{ cv}$$

L'inertie constante

Fissuration non préjudiciable

Les combinaisons d'action :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow P_u = 0.65q_u$$

$$\text{ELS : } q_s = g + q \rightarrow P_s = 0.65q_s$$

	Q (n/ml)	P(n/ml)
ELU	9283.5	6034.27
ELS	6710	4361.5

**Détermination des sollicitations :**

Moment statique  $M_o$

$$M_o = \frac{pl^2}{8}$$

	$M_o$ (N.m)
ELU	15615.55
ELS	11286.74

**Les moments dans les travées :**

$$a = \frac{q}{q+G} = 0.22$$

**ELU :**

**Travée de rive :**

$$M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max \{ (1+0.3a) M_o ; 1.05M_o \}$$

$$M_t + \frac{1.2 + 0.3a}{2} M_o \geq M_o$$

$$\rightarrow M_t + \frac{0.2M_o + 0.5M_o}{2} \geq 1.05M_o \rightarrow M_t \geq 0.7M_o$$

$$\rightarrow M_t \geq 0.62M_o$$

On prend  $M_t = 0.75M_o$

**Travée intermédiaire :**

$$M_t + \frac{Mw + Me}{2} \geq \max \{ (1+0.3a) M_o ; 1.05M_o \}$$

$$M_{T1} \frac{1+0.3a}{2} \geq M_o$$

$$\rightarrow M_t \geq 0.65M_o$$

$$\rightarrow M_t \geq 0.52M_o$$

On prend  $M_t = 0.7M_o$

Les moments	0.2M <sub>o</sub>	0.5M <sub>o</sub>	0.4M <sub>o</sub>	Travée 1 0.75M <sub>o</sub>	Travée 2 0.7M <sub>o</sub>
Sur appui	3123.11	7807.77	6246.22		
En travée	-	-	-	11711.66	10930.88

**Calcul des armatures :**

Le moment max de poutrelle :  $M_{tmax} = 11711.66 \text{ N.m}$

$$D = h - c$$

$$c \geq c' + \frac{\phi}{2} \quad \phi = h/10 = 20/10 = 2 \text{ cm}$$

$$D = 18 \text{ cm}$$

**Moment statique M'o :**

$$M'o = \sigma'_b * b * h_o (d - h_o/2) = 11.33 * 65 * 4 * (18 - 2) = 47132.8 \text{ Nm}$$

$$\text{En travée : } M'o = 47132.8 \geq M_o^u = 11711.66 \text{ Nm}$$

Alors l'axe neutre passe par la table donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b\*h)

$$\mu = \frac{M}{\sigma'_b * b * d^2} = \frac{11711.66}{11.33 * 64 * 18^2} = 0.04$$

**sur appui :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma'_b * b_o * d^2}$$

	M(Nm)	$\mu$	$\mu l$	$\beta$	a	A(cm <sup>2</sup> )	Aadp(cm <sup>2</sup> )
Sur appuis	7807.77	0.21	0.392	0.884	0.29	1.41	2 $\phi$ 10=1.57
travée	11711.66	0.04	0.392	0.98	0.05	1.90	2 $\phi$ 12=2.26

**ELS :**

Travée de rive : Mt=0.75Mo

Travée intermédiaire : Mt =0.7Mo

$M_o^s = 5957.1\text{Nm}$

Les moments	0.2Mo	0.5Mo	0.4Mo	Travée 1 0.75Mo	Travée 2 0.7Mo
Sur appui	2257.34	5643.37	4514.69		
En travée	-	-	-	8465.05	7900.71

Selon règlement BAEL83

	a	Mu (Nm)	Mser (Nm)	Y	a'	Condition
En travée	0.03	11711.66	8465.05	1.37	0.385	v
Sur appui	0.2	7807.77	5643.37	1.37	0.385	v

$$a \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{avec } Y = \frac{Mu}{Mser}$$

La condition est vérifiée alors le calcul des armatures en ELS n'est pas nécessaire

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{PL}{2} ; T_e = T_w + PL$$

Les travée	Pu(N)	L(m)	Me(Nm)	Mw(Nm)	Tw(N)	Te(N)
1	6034.27	3.6	-4887.75	-1955.1	-10047.06	11676.31
2	6034.27	3.65	-4019.57	-5024.47	-11317.85	10707.23
3	6034.27	3.65	-4019.57	-4019.57	-11012.54	11012.54
4	6034.27	4.55	-6246.22	-6246.22	-13727.96	13727.96
5	6034.27	3.65	-4019.57	-4019.47	-11317.85	11317.85
6	6034.27	3.65	-5024.47	-4019.47	-10737.19	11287.89
7	6034.27	3.6	-1955.10	-4887.75	-11676.31	10047.06

**Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A_{tmin} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

En travée :  $A_{tmin} \geq 0.23 * 65 * 18 * 20 / 400 = 1.34 \text{ cm}^2$

Sur appuis :  $A_{tmin} \geq 0.23 * 10 * 18 * 20 / 400 = 0.20 \text{ cm}^2$

**Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_m \geq 0.001 * b * h$$

En travée :  $A_m \geq 0.001 * 65 * 20 = 1.30 \text{ cm}^2$

Sur appuis :  $A_m \geq 0.001 * 10 * 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

Tableau Récapitulatif :  $A = \max ( A_{cal}; A_{min} ; A_m)$

Eléments	$A_{cal} ( cm^2)$	$A_{min}( cm^2)$	$A_m( cm^2)$	$A_{max}( cm^2)$	$A_{adp}( cm^2)$
Travée	2.26	1.41	1.3	2.26	$2\phi 12=2.26$
appuis	1.57	0.22	0.2	1.57	$2\phi 10=1.57$

**Calcul la contrainte de cisaillement :**

$T_{max} =$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \tau'_u$$

$$\tau'_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{Mpa})$$

$$\tau_u = .. \text{Mpa} < \tau'_u = 2.6 \text{Mpa} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

**Diamètres minimal  $\phi_t$  : BAEL91 (A.7.2.3)**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{bo}{10} \right)$$

$\phi_l$  : Diamètres minimal des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (5.71 ; 10 ; 10)$$

Soit  $\phi_t = 6 \text{mm FeE235}$

$$A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{cm}^2$$

**L'espacement  $s_t$  : BAEL91(A.5.1,22)**

$$s_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{cm}) = 16.2 \text{cm}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4 b o} = 32.9 \text{cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 16cm.

**La condition de la flèche :**

$$\frac{ht}{l_{max}} > \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{320} = 0.0625 > 0.044 \dots \text{cv}$$

$$\frac{Ao}{b_o * d} \leq \frac{3.6}{fe} \rightarrow \frac{1.57}{65 * 18} = 0.0013 < 0.009 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M0} \rightarrow \frac{20}{320} = 0.0625 \geq 0.05 \dots \text{cv}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**3. Plancher à dalle pleine (RDM) :**

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimension  $l_x$  et  $l_y$  ( $l_x \leq l_y$ ) et d'épaisseur  $h_d$  dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé ou des murs en maçonnerie simplement appuyé sur le contour.

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- la charge permanente G.
- la charge d'exploitation Q.

**3.1 Méthode de calcul:**

La méthode de calcul dépend de la valeur de  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.05}{4.40} = 0.92$

$0.4 < \rho = 0.92 < 1 \rightarrow$  Les dalles portent selon deux sens

Dimension d'un panneau de dalle

Les dalles de nos structures portent suivant deux directions  $\rightarrow$  le calcul se fait en flexion simple.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de la dalle BAEL91

**Enrobage**

$$\emptyset_{\max \leq \frac{h_d}{10}} \text{ Avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{\max \leq \frac{16}{10}} = 1.6 \text{ cm}$$

**Calcul de l'enrobage :**

Plancher non exposé aux intempéries →  $\alpha = 1$  cm

$$C_x = \alpha + \frac{\emptyset}{2} \quad C_x = 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8 \text{ cm}$$

$$C_y = \alpha + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \quad C_y = 1 + 1.6 + \frac{1.6}{2} = 3.4 \text{ cm}$$

**Hauteur utile :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.8 = 14.2 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 3.4 = 12.6 \text{ cm}$$

**Calcul de ferrailage :**

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre 02, on a :

- $G = 6060 \text{ N/m}^2$
- $Q = 2500 \text{ N/m}^2$

**Combinaisons fondamentales :**

**Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :**

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6060 + 1.5 \times 2500 = 11931 \text{ N/m}^2$$

$$q_u = 11931 \text{ N/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur  $q'_{u=q_u} \times 1 = 11931 \text{ N/ml}$

**Etat limite de service (E.L.S) :**

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 6060 + 2500 = 8560 \text{ N/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur  $q'_{ser} = q_{ser} \times 1 = 8560 \text{ N/ml}$

**Moment fléchissant :**

Notre dalle porte dans les deux sens, d'après l'annexe E3 du BAEL 91, le calcul se fait panneau par panneau sous les sollicitations suivantes :

**E.L.U :**

$$M_{ux} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad \text{Et} \quad M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux}$$

**E.L.S :**

$$M_{serx} = \mu_{serx} \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \quad \text{Et} \quad M_{sery} = \mu_{sery} \cdot M_{serx}$$

**Panneau intermédiaire :**

$$M_{tx} = 0.75M_x \quad \text{Et} \quad M_{ax} = -0.5M_x$$

panneau			E.L.U(N/m)							
Lx	Ly	Lx/Ly	$\mu_{ux}$	$\mu_{uy}$	$M_x$	$-M_{ax}$	$M_{tx}$	$M_y$	$-M_{ay}$	$M_{ty}$
4.0	4.40	0.92	0.044	0.82	8610.7	4305.3	6458.04	7069.4	3534.1	5302.0
5				1	2	6		0	7	5
			E.L.S(N/m)							
			0.043	0.84	6121.6	3060.84	4591.2	5148.3	2574.1	3861.2
			6	1	8		6	3	6	4
RDC	Sens		E.L.U (N/m)				E.L.S (N/m)			
			$M_{appuis}$		$M_{travée}$		$M_{appuis}$		$M_{travée}$	
	Sens X-	X	-4305.36		6458.04		-3060.84		4591.26	
Sens Y-	Y	3534.7		5302.05		2574.16		3861.24		

$$M_{ty} = 0.75M_y \quad \text{Et} \quad M_{ay} = -0.5M_y$$

3.1.1 -Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

.Sens X-X :

En travée :

E.L.U :  $M_{txu}=6458.04$

Section de calcul en travée :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b b x d_x^2} = \frac{6458.04}{11.33 \times 100 \times 14.2^2} = 0.028$$

FeE400 →  $\mu_l = 0.186$

$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.186$  → A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$\alpha = 1.25x (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$        $\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \beta x d_x} = \frac{6458.04}{348 \times 0.98 \times 14.2} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

-barre à hautes adhérences de classe FeE400

→  $A_{min} = 0.0008 \times b \times h_d = 0.0008 \times 100 \times 16$

$A_{min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Conclusion :

$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min})$  →  $A_{tx}^u = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures :

4T8 →  $A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Emplacement maximum :**

$$e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = (3 \times 16 ; 33) \text{ cm}$$

$$\text{T8} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

**E.L.S :**  $M_{ts} = 4591.26$

Fissuration peu nuisible  $\rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ( $\sigma_s \leq \sigma'_s$ )

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \quad \rightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \rightarrow \quad \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{6458.04}{4591.26} = 1.406$$

$$\alpha \leq \frac{1.046-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.403 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.035 < 0.403$$

$\rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b$  - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'E.L. U seront conviennent.

**En appuis :**

**E.L.U :**  $M_{au} = 4305.36 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4305.36}{11.33 \times 100 \times 14.4^2} = 0.019$$

$\mu = 0.019 \leq \mu_1 = 0.392$  (acier FeE400)  $\rightarrow$  A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$

$$\alpha = 0.024 \quad \text{Et} \quad \beta = 0.99$$

**Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{4305.36}{348 \times 0.99 \times 14.4} = 0.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min}=1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_{\text{ax}}^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_{\text{ax}}^u = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T8} \rightarrow A=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Espacement maximum :**

$$e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = \min(48 ; 33)\text{cm}$$

$$e=25 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

$$\text{T8} \rightarrow e=25 \text{ cm}$$

**E.L.S :**  $M_{\text{as}}=3060.84$

Fissuration peu nuisible  $\rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ( $\sigma_s \leq \sigma'_s$ )

Flexion simple

Acier FeE400  $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 f_{c28}$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{\text{tu}}}{M_{\text{ts}}}=1.406$$

$$\alpha \leq \frac{1.406-1}{2} + \frac{20}{100}=0.403 \rightarrow \alpha = 0.024 < 0.403$$

$\rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b$  - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'E.L.U seront conviennent.

**.Sens Y-Y :**

**En travée :**

**E.L.U :**  $M_{tyu}=5302.05$

Section de calcul en travée

$\mu=0.029$  ;  $\sigma_s=348$  Mpa

$\alpha= 0.037$  ;  $\beta =0.985$

$A_{ty}^u=1.23$  cm<sup>2</sup>/ml

**Condition de non fragilité :**

$A_{min}=1.28$  cm<sup>2</sup>/ml

**Conclusion :**

$A_{ty}^u=\text{Max} (A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_{ty}^u=1.28$  cm<sup>2</sup>/ml

**Choix des armatures :**

4T8  $\rightarrow A=2.01$  cm<sup>2</sup>/ml

**Espacement maximum :**

$e \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33)\text{cm}$

$e=25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

T8  $\rightarrow e=25 \text{ cm}$

E.L.S :  $M_{tys}=3861.24$

Fissuration peu nuisible → Aucune vérification pour  $\sigma_s (\sigma_s \leq \sigma'_s)$

Flexion simple

Acier FeE400 → →  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6x f_{c28}$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{5302.05}{3861.04} = 1.373$$

$$\alpha \leq \frac{1.373-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.386 \rightarrow \alpha = 0.037 < 0.386$$

→  $\sigma_b \leq \sigma'_b$  - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'E.L. U seront conviennent.

**En appuis :**

E.L.U :  $M_{ayu}=3534.7$

Section de calcul en appui

$$\mu = 0.020$$

$$\mu = < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.025 \quad ; \quad \beta = 0.99$$

$$A = 0.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{auy}} = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T8} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T8} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

**E.L.S :**  $M_{\text{ays}} = -2574.16$

Fissuration peu nuisible  $\rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s (\sigma_s \leq \sigma'_s)$

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma'_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\alpha = 0.025 \leq \frac{1.373-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.386$$

**Méthode forfaitaire avec EXEL pour 5 travées :**

**ELU :**

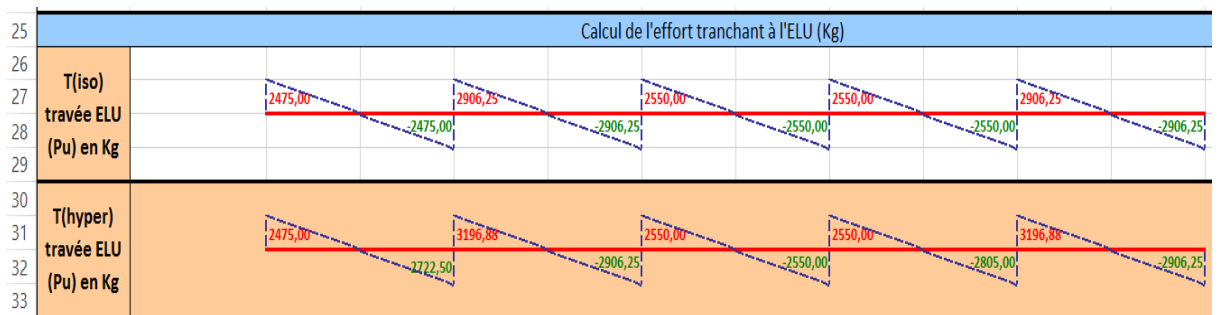
1	<b>Méthode forfaitaire (5 travées)</b>					
2	Poutre n°					Remplir les zo
3						
4	Calculs par la Méthode Forfaitaires					
5	Portée (m)	4	5	4	4	5
6	g : permanentes(kg/m)	750	750	750	750	750
7	q : exploitation(kg/m)	150	100	175	175	100
8	Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	1237,5	1162,5	1275	1275	1162,5
9	Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	900,00	850,00	925,00	925,00	850,00
10	0.8<li/li-1<1.25	X	1,25	0,80	1,00	1,25

## Chapitre 3 : Etude des planchers

Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)						
M(iso) travée ELU (Pu)	2475,00	3632,81	2550,00	2550,00	3632,81	
Ma (appui)	-495,00	-1816,41	-1453,13	-1020,00	-1816,41	-726,00
Mt (travée) en kg.m	1546,88	1880,51	1347,36	1347,36	2243,80	
$\alpha$ (travée)	0,167	0,118	0,189	0,189	0,118	
Mt+(Mw+Me)/2	2702,58	3515,28	2583,93	2765,57	3515,28	
Maxi[(1+0.3 $\alpha$ )Mo;1.05Mo]	2598,75	3814,45	2694,73	2694,73	3814,45	
Condition (Ligne31>Ligne32)	Vérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	1546,88	2179,69	1458,17	1347,36	2542,97	

Moments ELU (Kg.m)	-495,00	-1816,41	-1453,13	-1020,00	-1816,41	-726,00
--------------------	---------	----------	----------	----------	----------	---------

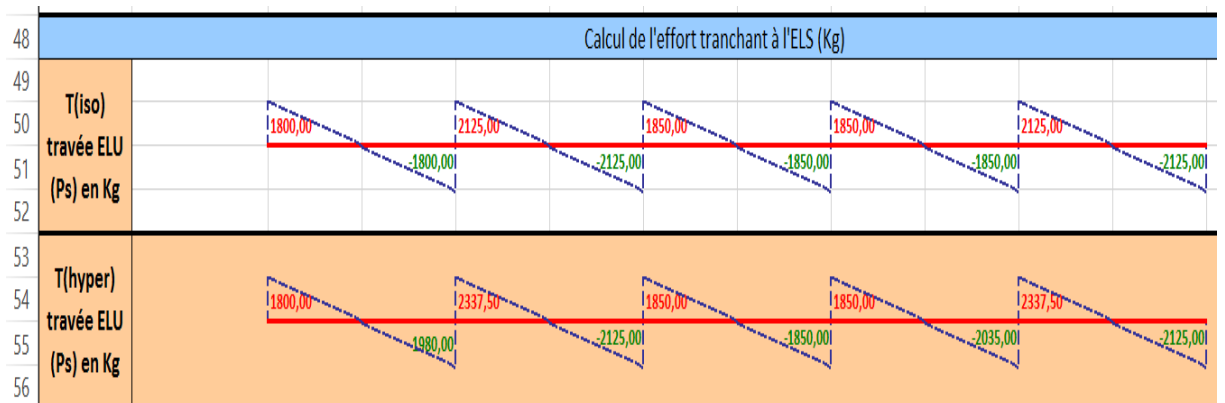


### ELS :

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)						
M(iso) travée ELS (Ps)	1800	2656,25	1850	1850	2656,25	
k(travée)	1,375	1,368	1,378	1,378	1,368	
Ma(appui)	-360,00	-1324,56	-1058,35	-740,00	-1322,93	-531,00
Mt(travée) en kg.m	1125,00	1375,00	977,50	977,50	1640,63	
Mt+(Mw+Me)/2	1967,28	2566,46	1876,67	2008,97	2567,72	
Maxi[(1+0.3 $\alpha$ )Mo;1.05Mo]	1890,00	2789,06	1955,00	1955,00	2789,06	
Condition (Ligne31>Ligne32)	Vérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	1125,00	1597,61	1055,83	977,50	1861,97	

Moments ELS (Kg.m)	-360,00	-1324,56	-1058,35	-740,00	-1322,93	-531,00
--------------------	---------	----------	----------	---------	----------	---------



# Chapitre 4 : Les éléments secondaires

1	L'acrotère :.....	43
1.1	Définition:.....	43
1.2	Mode de travail:.....	44
2	L'ESCALIER : .....	49
2.1	Définition :.....	49
2.2	Pré dimensionnement: .....	50
2.3	Calcul de ferrailage: .....	55
2.4	Étude de la poutre palière :.....	56

## 1 L'acrotère :

### 1.1 Définition:

L'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place.

Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joué le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

### Evaluation des charges et surcharge :

#### Evaluation des charges :

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

$$G=G1+G2$$

G1 : poids propre de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier par mètre linéaire

$$G1= (0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 - \frac{0.05 \times 0.1}{2}) 25000 = 1687.5 \text{ N/ml}$$

$$G2= 0.02 \times 0.6 \times 20000 = 240 \text{ N/ml}$$

$$G=1927.5 \text{ N/ml}$$

#### Evaluation des surcharges :

. D'après D.T.R BC 2.2 :

$$Q=1000 \text{ N/ml (plancher terrasse inaccessible).}$$

. D'après RPA99 :

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :  $F_p=4. A. C_p. W_p$ .

-A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés, dans notre projet (zone 2a, groupes d'usage 2), on a

$$A=0.15$$

- $C_p$  : facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) obtenu du tableau (6.1) élément en console,  $C_p=0.8$ .

- $W_p$ = poids propre de l'acrotère  $W_p. =1927.5$  N/ml.

$$\text{Donc } F_p=4.A. C_p.$$

$$W_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1927.5=925.2 \text{ N/ml.}$$

$$F=\max (Q,F_p) \rightarrow F= Q=1000\text{N/ml.}$$

## 1.2 Mode de travail:

L'acrotère est calculé comme une console encastrée a sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion compose sous l'effet :

- . De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- . Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticales) due à son poids propre "G"

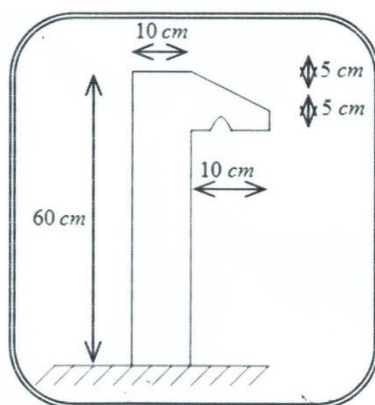


Fig. 1: acrotère

**Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

**Charges permanentes :**

$$G=G1+G2$$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier par mètre linéaire

$$G1 = (0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 - \frac{0.05 \times 0.1}{2}) \times 25000 = 1687.5 \text{ N/ml}$$

$$G2 = 0.02 \times 0.6 \times 20000 = 240 \text{ N/ml}$$

$$G = 1927.5 \text{ N/ml}$$

Surcharges : Q=1000 N/ml

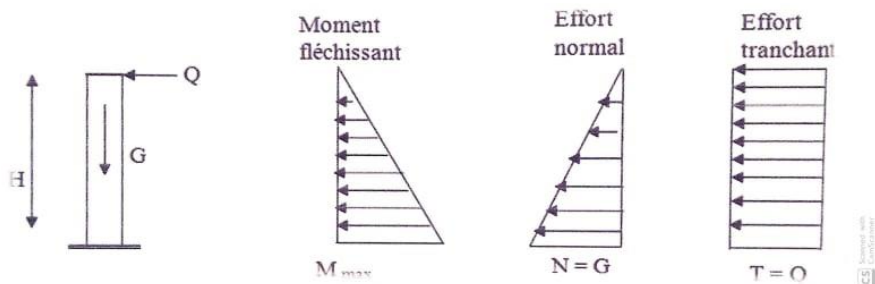


Fig. 2: Schéma statique

**Sollicitation :**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$N_u = g = 1927.5 \text{ N}$$

$$T = q = 1000 \text{ N}$$

**Combinaison d'action :**

**E.L.U :**

$N_u = 1 \times N_g = 1927.5 \text{ N/ml}$  ; On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

**E.L.S:**

$$N^{ser} = Ng = 1927.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{ser} = M = 600 \text{ N.ml}$$

**Calcul de ferrailage :**

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b=100\text{cm}$  et de hauteur  $h=10\text{cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries

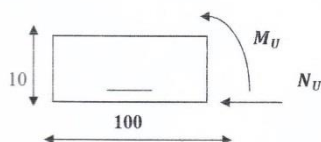


Fig. 3: Section de calcul

**Armatures longitudinales :**

**E.L.U :**

**Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1927.5} = 0.467 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow e_G = 0.467 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1^u = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1927.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 938.55 \text{ Nm}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{938.55}{11.33 \times 100 \times 7^2} = 0.0169 \leq \mu_l 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.021$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1.008$$

$$A_1 = \frac{938.55}{348 \times 1.008 \times 7} = 0.382 \text{ cm}^2$$

**Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$$

$$A' = A'_1 = 0$$

$$A_u = 0.382 - \frac{1927.5}{100 \times 348} = 0.326 \text{ cm}^2$$

**. E.L.S :**

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1927.5} = 0.31 \text{ m} \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

**Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left( \frac{h}{2} - c \right) = 600 + 1927.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 638.55 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{s1} B_1 d} = 0.47 - \frac{638.55}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \rightarrow B_1 = 0.956; K = 0.0095$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ Mpa} < \sigma_{b1} = 0.6 f_{c28} = 12 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_{s1} \beta_1 d} = \frac{638.55}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A_{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\sigma_s} = 0.47 - \frac{1927.5}{100 \times 201.63} = 0.37 \text{ cm}$$

**Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{ser} ; A_{min}) \Rightarrow A = A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{ON adopte : } A_l = 5\phi 8 = 1.41 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant : BAEL (a.5.1.1)**

$$T_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$T_u = \min (0.10 f_{ct} ; 4 \text{ Mpa}) \rightarrow T_u = 2.50 \text{ Mpa}$$

$$T_u = 0.021 \text{ Mpa} \leq T_u = 2.50 \text{ Mpa (C.V)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2}\right) A_l = (0.35 : 0.705).$$

$$\text{On adopte : } A_r = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures :**

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_1 = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_1 = 20 \text{ cm}$$

**Présentation du ferrailage:**

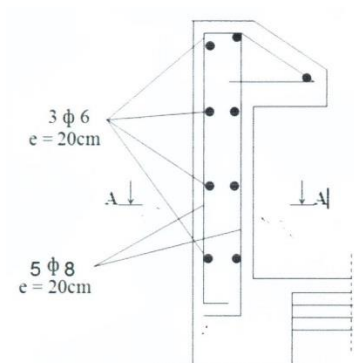


Fig. 4: Ferrailage acrotère

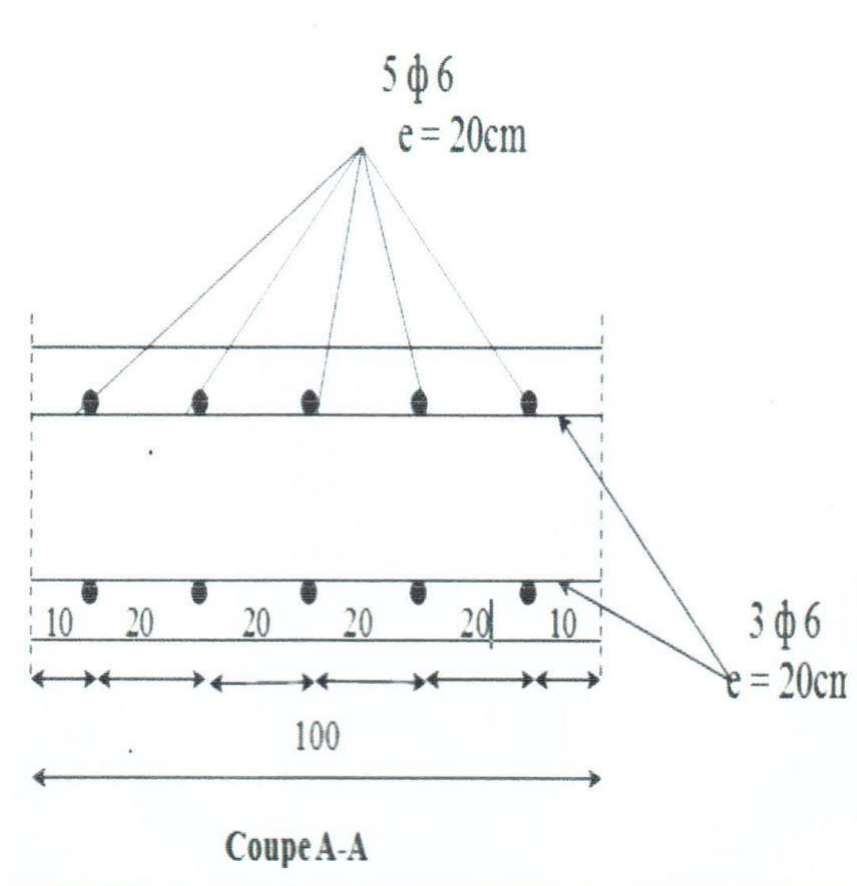


Fig. 5: Ferrailage coupe A-A

## 2 L'ESCALIER :

### 2.1 Définition :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

Définition des éléments d'un escalier :

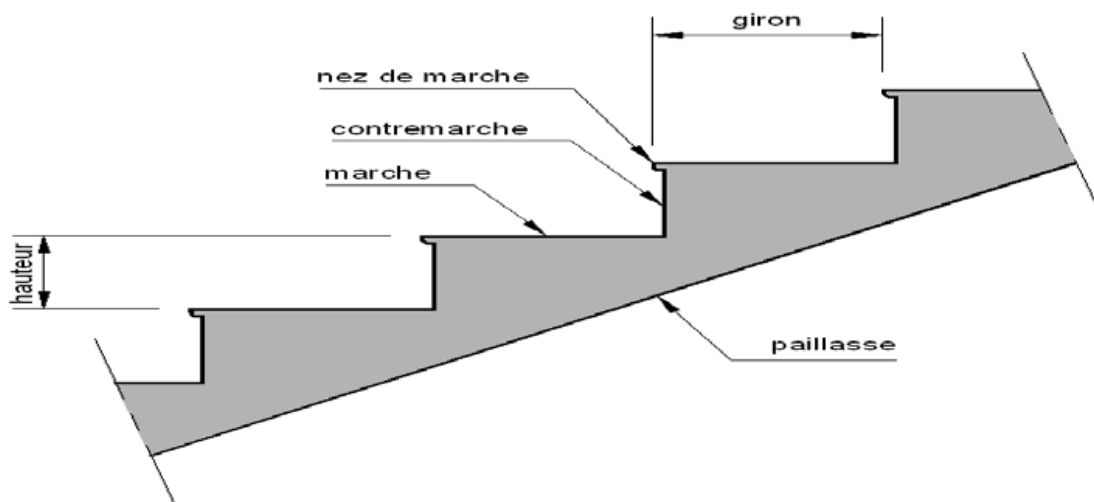


Fig. 6: Les éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, Et « contremarche » la partie verticale (h) de ces gradins.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

## 2.2 Pré dimensionnement:

### Dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :  $59 \leq g + 2h \leq 64$

Dans notre cas :

Trois volets de hauteur  $H=1,02$  m

On utilisera la formule de « blondel » :

- $2h+g=64$  ..... (1)
- $n \times h = H$  ..... (2)
- $(n-1)g=L$  ..... (3)

Avec :

**Pré dimensionnement :**

- Hauteur du contre marche :  $h = 17 \text{ cm}$  ( $16 \leq h \leq 18$ ) cm
- Largeur de la marche :  $g = 30 \text{ cm}$  ( $22 \leq g \leq 34$ ) cm

**Nombre de contre marches (par volée) :**

$$n = H/L = 102/17 = 6 \text{ contremarches}$$

- Nombre de marches  $m = n - 1 = 5$  marches

D'où la relation de bondelle est vérifiée

- Longueur horizontale de la volée  $L = g(n - 1) = 0,30(6 - 1) \Rightarrow L = 1.5 \text{ m}$

**Vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifier que :

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

$$D'où 30 + 2 \cdot 17 = 64 \text{ (cv)}$$

$$h \cdot n = H$$

$$D'où : (6 \cdot 3) \cdot 17 = 306 \text{ cv}$$

$$(n-1)g=L$$

$$(6-1) \cdot 30 = 150 \text{ (cv)}$$

**Epaisseur de la paille :**

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = 1.02/1.5 = 0.68 \text{ Donc } \alpha = 34.21^\circ$$

$$\cos \alpha = 0.826$$

$$\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{25} \text{ Avec } L = L_{\text{paille}} + L_{\text{palier}}$$

$$L_{\text{palliasse}} = \sqrt{1.02^2 + 1.35^2} = 1.69$$

$$L = 1.69 + 1.35 = 304$$

$$\text{Donc } \frac{304}{30} \leq ep \leq \frac{304}{20} \text{ d'où : } 10.13 \leq ep \leq 15.2$$

En prend  $ep = 12\text{cm}$

### Evaluation des Charges :

Charges et surcharges Palliasse :

Chargement	Poids volumique ( $\text{kn}/\text{m}^3$ )	La charge ( $\text{kn}/\text{m}^2$ )
Poids propre de la palliasse ( $e=12\text{cm}$ )	25	3.62
Poids propre des marches	22	1.98
Carrelage horizontal ( $e=2\text{cm}$ )	20	0.40
Mortier de pose horizontal ( $e=2\text{cm}$ )	20	0.4
Sable ( $e=2\text{cm}$ )	18	0.36
Carrelage vertical (2cm)	20	0.24
Enduit en plâtre ( $e=2\text{cm}$ )	10	0.24
Poids du garde-corps	/	0.1
La charge permanente		7.34
La surcharge d'exploitation		2.5

**Palier :**

Chargement	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Surface pour (m <sup>2</sup> )	La charge (kN/ml)
Poids propre du palier ( $e = 12cm$ )	25	25*0.12	3
Mortier de pose +carrelage + sable	0.2+20+18		1.16
Enduit en plâtre ( $e = 2cm$ )	10	0.02*1	0.2
La charge permanente			4.36
La surcharge d'exploitation			2.5

**Volée :**

Charge permanente :  $G=7.34 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

**Palier :**

Charge permanente :  $G=4.36\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

**b).Combinaison des charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

**A l'état limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

**A l'état limite service :**

$$q_{ser} = G + Q$$

Tableau: combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>ult</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>ser</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
Palier	4.36	2.5	9.63	6.86
Paillasse	7.34	2.5	13.65	9.84

**Q équivalent :**

$$Q_{\text{moyelu}} : \frac{9.63 \cdot 1.35 + 13.65 \cdot 1.81 + 9.63 \cdot 1.35}{1.35 + 1.81 + 1.35} = 11.24 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{moyser}} : \frac{6.86 \cdot 1.35 + 9.84 \cdot 1.81 + 6.86 \cdot 1.35}{1.35 + 1.81 + 1.35} = 8.05$$

**ELU :**

$$M_{\text{max}} = \frac{11.24 \cdot 4.51^2}{8} = 28.57 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 M_{\text{max}} = 24.28 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_A = -0.3 \cdot M_{\text{max}} = -8.57 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{\text{max}} = \frac{8.05 \cdot 4.51^2}{8} = 20.46 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 M_{\text{max}} = 17.39 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_A = -0.3 \cdot M_{\text{max}} = -6.13 \text{ KN.m}$$

### 2.3 Calcul de ferrailage:

ELU :

En travée :

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$b = 100\text{cm}$ .  $e = 18\text{ cm}$ .  $d = 0.9 * e = 10.8\text{cm}$ .  $d' = 0.1 * e = 1.2\text{ cm}$

$$\mu = \frac{24.28 * 1000}{100 * (10.8^2) * 14.2} = 0.14 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400).}$$

Donc  $A'$  n'existe pas.

	$\mu$	a	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{max}$	$A_{adp}$	$A_{rep}$	esp	esp <sub>rep</sub>
En travée	0.14	0.18	0.928	6.96	1.11	6.96	6T14	4T12	12.5	25
En appuis	0.05	0.06	0.974	2.34	1.11	2.34	4T12	6T14	25	12.5

ELS :

$$a \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{avec } Y = \frac{Mu}{Mser} = 1.39$$

$$a = 0.395 < 0.44 \text{ (cv)}$$

La condition est vérifiée alors le calcul des armatures en ELS n'est pas nécessaire

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = \frac{qu * l}{2} = 25.34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = 2.34 \text{ MPa.}$$

$$\tau_l = \min \left( \frac{0.2 * fc28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_l \text{ (cv)}$$

## 2.4 Étude de la poutre palière :

### Dimensionnement :

Selon le CBA93, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} < ht < \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{455}{15} < ht < \frac{455}{10} = \text{on prend } ht = 30 \text{ cm}$$

$0.4ht < b < 0.8ht = 12 < b < 24$  on prend  $b = 30$  cm

### Vérification RPA :

- $b > 20 \text{ cm}$   $30 > 20$  cv
- $ht > 30 \text{ cm}$   $30 > 30$  cv
- $ht/b < 4$   $30/25 = 1.2 < 4$  cv

### Poutre palière (ELS):

Poids propre :  $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25$  KN/m

Mur Brique :  $1,35 \times 0,25 \times 15 = 5,06$  KN/m

Crépissage :  $1,35 \times 0,01 \times 2 \times 20 = 0,54$  KN/m

Réaction du palier ELS :  $25,88/1,75 = 14,79$  KN/m

$q_s = 22,64$  KN/m

### Poutre palière (ELU):

$(2,25 + 5,06 + 0,54) \cdot 1,35 = 10,60$  KN/m

### Réaction du palier ELU :

$36,10/1,75 = 20,63$  KN/m

$q_s = 31,23$  KN/m

### Poutre palière (ELU):

$q_u = 30,73$  KN/m

**Ferraillage :**

$M_{max}$  en travée = 15,94 KN.m  $M_{max}$

en appui = -31,88 KN.m  $T_{max}$  = 54,65 KN

$q_s$  = 22,64 KN/m

Une poutre palière bi-encastée sur les poteaux raidis par le palier de repos qui est en dalle pleine.

Le calcul d'une poutre bi encastée sous l'effet de la torsion revient au calcul d'une poutre dont l'effort tranchant est augmenté par la torsion.

Cette torsion ne génère jamais des désordres si le ferraillage vis à vis de l'effort tranchant est vérifié.

# POUTRE PALIERE

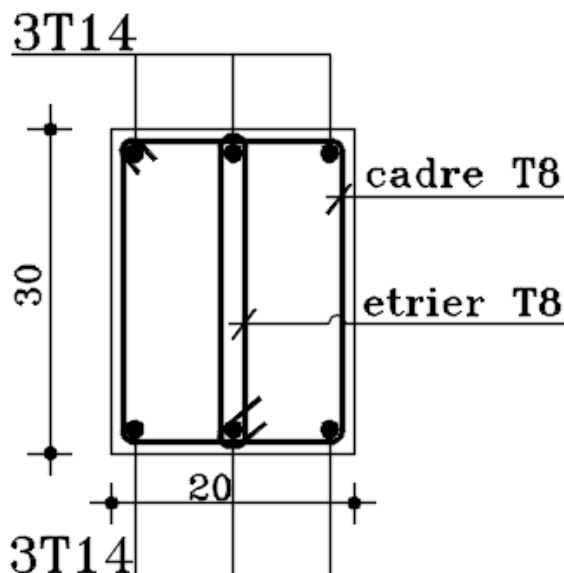


Fig. 7: FERRAILLAGE DU POUTRE PALIERE



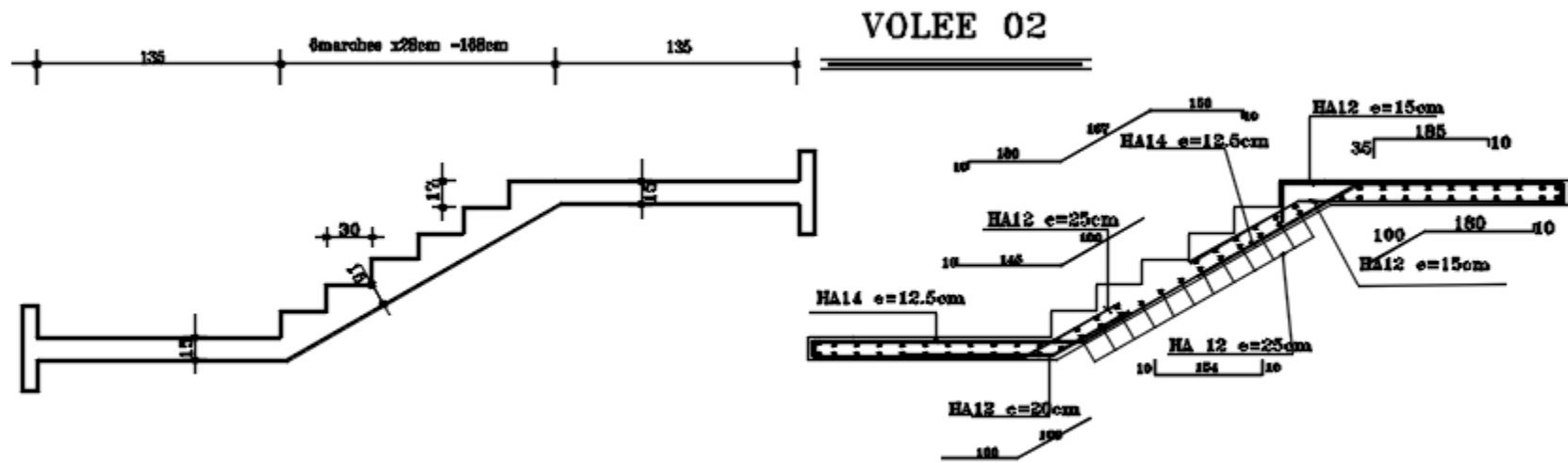


Fig. 9: FERRAILLAGE VOLEE N° 02

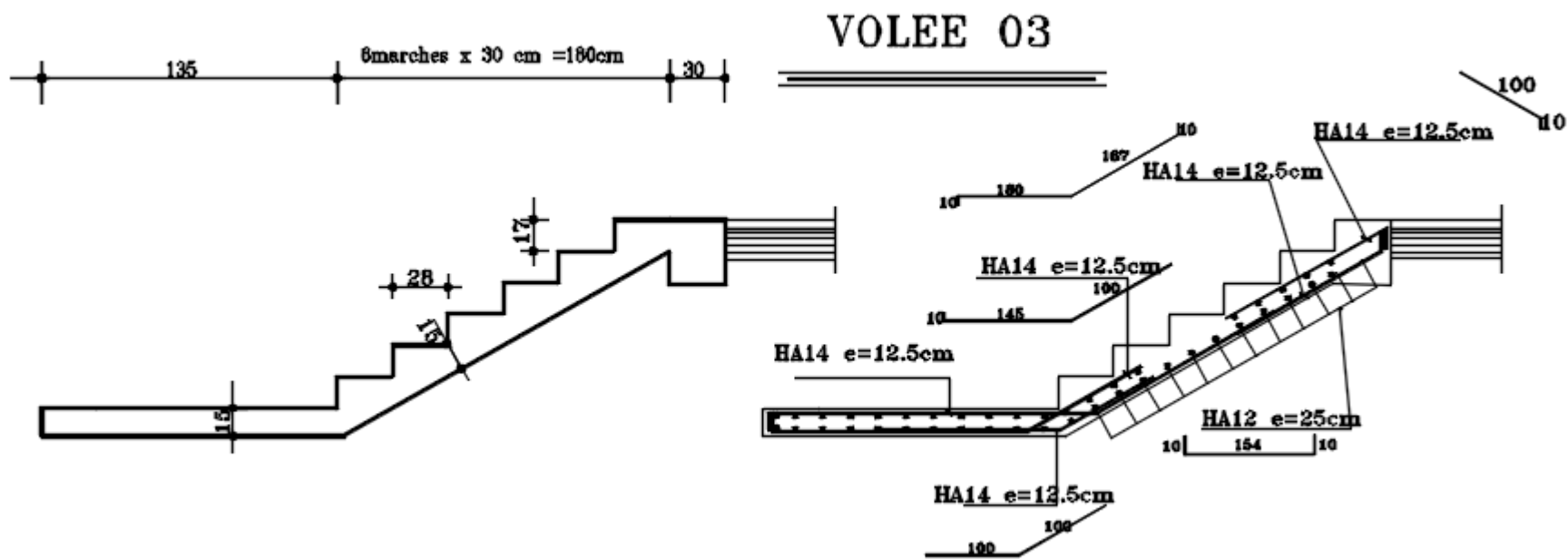


Fig. 10: FERRAILLAGE VOLLE N°03

# Chapitre 5 : Etude dynamique

1	Introduction.....	61
2	ÉTUDE DYNAMIQUE.....	61
3	ÉTUDE SISMIQUE.....	61
3.1	INTRODUCTION .....	61
3.2	MODÉLISATION MATHÉMATIQUE .....	63
3.3	CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES .....	63
3.4	MODÉLISATION DELARIGIDITÉ .....	64
3.5	MODÉLISATION DE LA MASSE .....	64
3.6	Choix de la méthode de calcul:.....	65
3.6.1	La méthode modale spectrale :.....	65

### **1 Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui a le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques.

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques justifier et techniquement cohérent.

### **2 ÉTUDE DYNAMIQUE**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### **3 ÉTUDE SISMIQUE**

#### **3.1 INTRODUCTION**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel.....

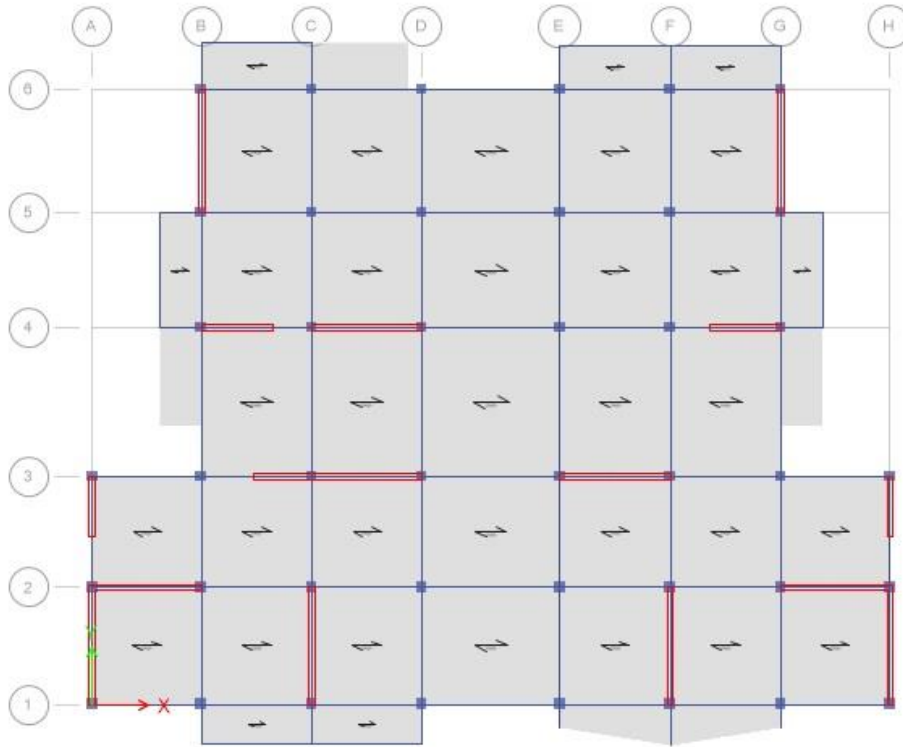


Fig. 1: Vue en plan de la structure

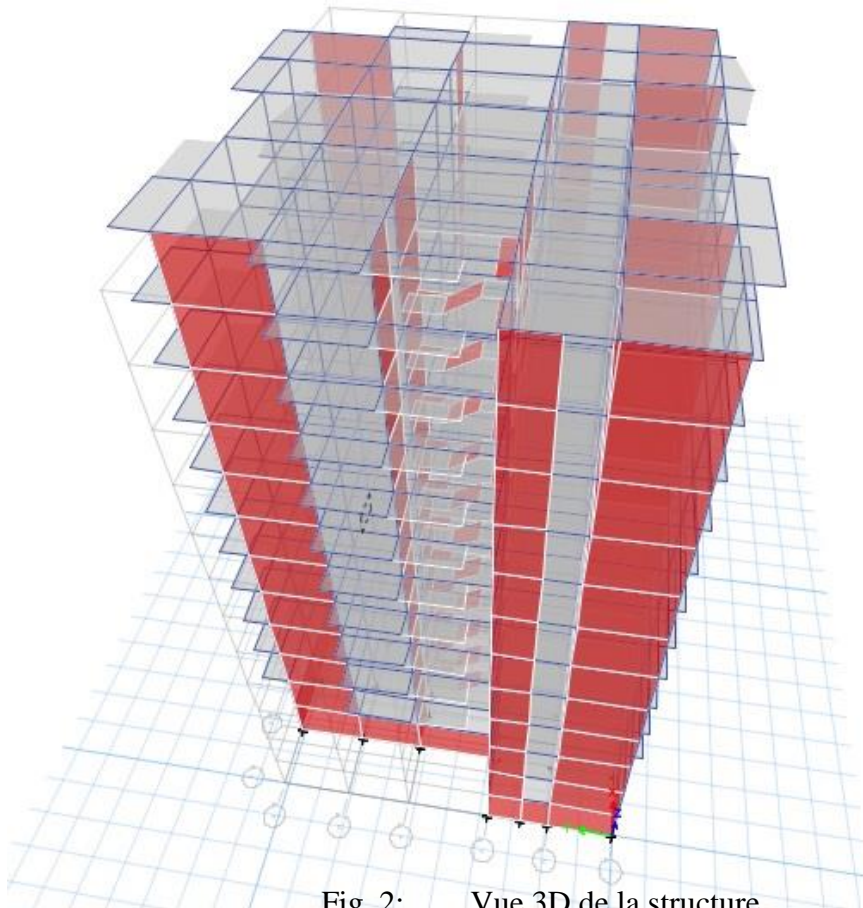


Fig. 2: Vue 3D de la structure

### 3.2 MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

### 3.3 CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M] (\ddot{x}(t)) + [k]\{x\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :  $[M]$  : Matrice de masse de la structure.

$[K]$  : Matrice de rigidité de la structure..

$x$ : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{x\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots(3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \phi) = 0 \dots\dots\dots(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots(5)$$

### 3.4 MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) a deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

### 3.5 MODÉLISATION DE LA MASSE

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$

imposée par le *RPA99 version 2003* avec ( $\beta=0,2$ ) pour un bâtiment à usage d'habitation.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- la masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

### 3.6 Choix de la méthode de calcul:

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) (1) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### 3.6.1 La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$k \geq \sqrt[3]{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_k$  la période du mode K.

### Analyse modale spectrale :

#### Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} \left[ \begin{array}{ll} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.00s \end{array} \right]$$

**Représentation graphique du spectre de réponse Sa/g**

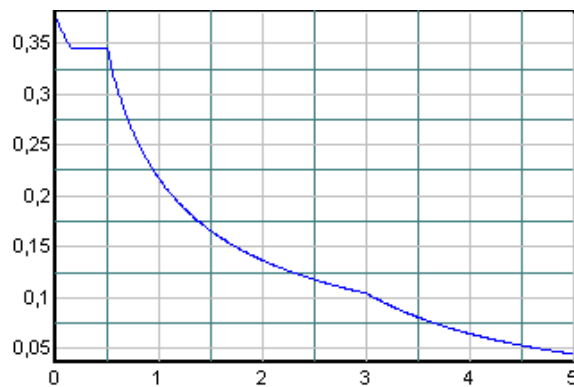


Fig. 3: Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité

Calcul de la force sismique totale par méthode statique équivalente

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement

Dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA, il dépend du

Groupe de la structure et de la zone sismique.

Groupe d'usage 2

→  $A = 0,15$

Zone sismique II a

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) page 28 du RPA 99 en fonction du système de Contreventement.

(Contreventement mixte voile/portique avec interaction  $R = 3.5$ ).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA 99).

	$P_q$	
Critère de qualité q	observé	non
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1

$$\sum_1^6 p_q = 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 0.2 \rightarrow q_x = q_y = 1 + 0.2 = 1.2$$

W : poids total de la structure :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta=0.2 \rightarrow$  usage d'habitation

Le poids de la structure est donné par logiciel Ebats  $W= 650.3t$

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 On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D= \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tab (4.7) ;

$T_2=0.5$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7\varepsilon)} = 0.881 \quad \varepsilon = (7^0/00) \quad \text{RPA99 (formule 4.3)}$$

Où  $\varepsilon(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (RPA 99 tab4.2)

Construction auto stable  $\varepsilon= 7\%$

Contreventement par voiles  $\varepsilon= 10\%$

Période fondamentale (T) :

La formule empirique donnant la période fondamentale est donnée par la formule suivante :

$$T=C_T.h_n^{3/4}$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$T=0.05 \times 34.68^{3/4} = 0.71 \text{ s}$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 h_n / \sqrt{L_x} \quad \text{avec} \quad L_x = 27.20 \quad \rightarrow T_x = 0.60 \text{ s} \quad \text{RPA99 (formule 4.7)}$$

$$T_y = 0.09 h_n / \sqrt{L_y} \quad \text{avec} \quad L_y = 20.8 \quad \rightarrow T_y = 0.68$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des valeurs, d'où :

$$T_y = \min(0.71; 0.60) = 0.60 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.71; 0.68) = 0.68 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T_x = 0.60 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T_y = 0.68 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s}$$

Donc:

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \rightarrow D_x = 1.953$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.798$$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors :

$$V_{x(\text{stat})} = 320.99 \text{ t} \quad , \quad V_{y(\text{stat})} = 295.513 \text{ t}$$

L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale :

$$V_{x(\text{dyn})} = 403.96 \text{ t} > 80\% V_{x(\text{stat})} = 256.79 \text{ t}$$

$$V_{y(\text{dyn})} = 371.273 \text{ t} > 80\% V_{y(\text{stat})} = 236.41 \text{ t}$$

### **Périodes et facteurs de participation modaux :**

Les périodes propres et les formes de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

Mode	Période	UX	UY	UZ	$\sum UX$	$\sum UY$
1	0.89435	63.5189	0.0136	0.000	63.5189	0.0136
2	0.87382	0.0138	62.3813	0.000	63.5327	62.3949
3	0.79784	0.0002	0.0025	0.000	63.5328	62.3975
4	0.21334	17.6555	0.0026	0.000	81.1883	62.4001
5	0.20348	0.0030	18.5815	0.000	81.1913	80.9816
6	0.18947	0.0018	0.1713	0.000	81.1931	81.1530
7	0.09253	6.7015	0.0009	0.000	87.8946	81.1539
8	0.08828	0.0035	7.6153	0.000	87.8981	88.7692
9	0.8199	0.0635	0.0963	0.000	87.9616	88.8655
10	0.05482	3.3354	0.0057	0.000	91.2970	88.8712
11	0.05239	0.0117	4.0829	0.000	91.3087	92.9540
12	0.04802	0.1606	0.0398	0.000	91.4693	92.9938
13	0.03803	1.9376	0.0096	0.000	93.4069	93.0034
14	0.03643	0.0168	2.4356	0.000	93.4237	95.4646

Tableau 1: **Périodes et facteurs de participation modaux.**

**Remarque :**

- Le 1<sup>ier</sup> mode représente une translation suivant X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode représente une translation suivant Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode représente une torsion.
- Les x premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA99/version 2003).

**Caractéristique géométrique et massique de la structure**

**Détermination des masses et centre de masse par étage :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

et

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$ ,

$X_i, Y_i$  : coordonnées du CDG de l'élément  $i$  par rapport au repéré global.

Story	Diaphragme	Masse X(t)	Masses-Y(t)	Masse X (KN)	Masses-Y (KN)
s/sols	D1	59,5936	59,5936	595,936	595,936
RDC	D2	58,7743	58,7743	587,743	587,743
1 <sup>er</sup> étage	D3	57,8324	57,8324	578,324	578,324
2-ème étage	D4	55,3159	55,3159	553,159	553,159
3 -ème étage	D5	54,4558	54,4558	544,558	544,558
4-ème étage	D6	53,6864	53,6864	536,864	536,864
5-ème étage	D7	52,9083	52,9083	529,083	529,083
6-ème étage	D8	52,2208	52,2208	522,208	522,208
7-ème étage	D9	51,5245	51,5245	515,245	515,245
8-ème étage	D10	50,9189	50,9189	509,189	509,189
9-ème étage	D11	50,4168	50,4168	504,168	504,168
10-ème étage	D12	52,6546	52,6546	526,546	526,546

Tableau 2: **Caractéristiques massiques**

Story	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR	EX	EY
S/sols	D1	13,17	8,75	13,14	8,38	0,71	0,47
Rdc	D2	13,16	9,2	13,12	8,53	0,71	0,47
1 <sup>er</sup> étage	D3	13,16	9,2	13,09	8,89	0,71	0,44
2-ème étage	D4	12,99	9,16	13,06	9,12	0,71	0,44
3 -ème étage	D5	12,98	9,16	13,04	9,25	0,71	0,44
4-ème étage	D6	12,98	9,16	13,02	9,31	0,7	0,41
5-ème étage	D7	12,98	9,17	13	9,34	0,7	0,41
6-ème étage	D8	12,98	9,17	12,98	9,34	0,7	0,41
7-ème étage	D9	12,97	9,17	12,96	9,33	0,69	0,37
8-ème étage	D10	12,97	9,17	12,95	9,31	0,69	0,37
9-ème étage	D11	12,96	9,19	12,94	9,29	0,69	0,37
10-émé étage	D12	13,02	9,58	12,94	9,28	0,18	0,36

**Tableau 1: Caractéristiques géométriques**

(XCR, YCR) : coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion).

Ex : excentricité théorique suivant x      Ey: excentricité théorique suivant y.

Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est donné par :

$$\delta_k = R * \delta_{ck}$$

$\delta_{ck}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Etage	Sens X-X		Sens Y-Y	
	$\delta_{kx}$	$\Delta_k$	$\delta_{ky}$	$\Delta_k$
10ème étage	2.4652	0.2103	2.1494	0.1899
9ème étage	2.2534	0.2119	1.7987	0.1075
8ème étage	1.9301	0.2124	1.5654	0.1708
7ème étage	1.7216	0.2183	1.3116	0.1781
6ème étage	1.5382	0.2167	1.1455	0.1831
5ème étage	1.3004	0.2144	0.8241	0.1845
4ème étage	1.2849	0.1973	0.5957	0.1738
3ème étage	0.9777	0.1602	0.3387	0.1529
2ème étage	0.5114	0.1341	0.2671	0.1243
1 <sup>er</sup> étage	0.3543	0.1112	0.1984	0.1474
RDC	0.1056	0.0934	0.0943	0.0711
Sous-sol	0.019	0.019	0.0187	0.0187

### Justification de l'effet P<sub>Δ</sub> :

Les effets du second ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'k'.

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau 'k' ( $V_k = \sum F_i$ ).

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$H_k$  : hauteur de l'étage 'k'.

Si  $0.10 \leq \theta k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  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>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta k}$

Si  $\theta k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Etage	PK	Sens X-X		Sens Y-Y		Hk
		Vx	$\Delta_k$	Vy	$\Delta_k$	
10ème étage	558.324	86.57	0.2103	87.02	0.1899	3.06
9ème étage	989.573	150.63	0.2119	140.11	0.1075	3.06
8ème étage	1359.438	221.24	0.2124	190.57	0.1708	3.06
7ème étage	1554.918	249.82	0.2183	229.36	0.1781	3.06
6ème étage	1958.132	283.67	0.2167	271.84	0.1831	3.06
5ème étage	2668.79	315.12	0.2144	310.71	0.1845	3.06
4ème étage	3388.662	339.91	0.1973	345.27	0.1738	3.06
3ème étage	4116.661	367.15	0.1602	379.46	0.1529	3.06
2ème étage	4856.784	390.62	0.1341	402.21	0.1243	3.06
1 <sup>er</sup> étage	5605.895	402.41	0.1112	426.45	0.1474	3.06
RDC	6058.549	426.87	0.0934	455.67	0.0711	4.08
Sous-sol	6503.023	431.56	0.019	460.23	0.0187	1.02

$\theta \leq 0.1$  Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable dans les deux directions.

### Vérification des déplacements latéraux étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 concerne les déplacements latéraux inter étage. En effet, selon l'article 5.10 du RPA 99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \Delta' \text{ et } \Delta_y^k \leq \Delta'$$

Avec :  $\Delta' = 0.1h_e$  ou  $h_e$  : représente la hauteur de l'étage

Etage	$\Delta'$	Sens X-X	Sens Y-Y
		$\Delta k$	$\Delta k$
10ème étage	0.306	0.2103	0.1899
9ème étage	0.306	0.2119	0.1075
8ème étage	0.306	0.2124	0.1708
7ème étage	0.306	0.2183	0.1781
6ème étage	0.306	0.2167	0.1831
5ème étage	0.306	0.2144	0.1845
4ème étage	0.306	0.1973	0.1738
3ème étage	0.306	0.1602	0.1529
2ème étage	0.306	0.1341	0.1243
1 <sup>er</sup> étage	0.306	0.1112	0.1474
RDC	0.408	0.0934	0.0711
Sous-sol	0.102	0.019	0.0187

On a :  $\Delta_k < 1\% h_k$  pour tous les niveaux et pour les deux sens.

Donc la justification vis-à-vis des déformations est vérifiée.

**Vérification au renversement :**

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

$M_r$  : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

$M_s$  : moment stabilisant :

$$M_s = W * L / 2$$

W : poids propre du bâtiment

- Sens X-X :

$$M_s = 6503.023 \times \frac{27.2}{2} = 88441.11 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 28417.39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.11 > 1.5 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

- $M_s = 6503.023 \times \frac{20.8}{2} = 67631.44 \text{ KN.m}$

- $M_r = 19689.01 \text{ KN.m}$

- $\frac{M_s}{M_r} = 3.43 > 1.5 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

La stabilité au renversement est vérifiée.

# Chapitre 6 : calcul des éléments de résistances

1	Introduction :.....	78
2	Etude des poutres :.....	78
2.1	Définition :.....	78
2.2	Les armatures longitudinales :.....	79
2.3	Les armatures transversales :.....	79
2.4	Sollicitation du calcul :.....	79
2.5	Exemple de calcul :.....	80
3	Etude des poteaux :.....	87
3.1	Définition :.....	87
3.2	Les armatures longitudinales :.....	88
3.3	Les armatures transversales :.....	89
3.4	Exemple de calcul :(poteau (40*40) cm <sup>2</sup> ) .....	91
4	Ferraillage des voiles :.....	102
4.1	Introduction: .....	102
4.2	Calcul du ferraillage vertical : .....	103
4.3	Exemple application: .....	104



## 2.2 Les armatures longitudinales :

Recommandation du RPA99(2003):

- Armatures maximales :  $4\% \cdot 4$  en zone courante.
- La longueur de recouvrement :  $6\% \cdot b$  en zone de recouvrement.

Avec :

B: section de la poutre.

## 2.3 Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin}=0.003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

- **b** : largeur de la section.
- **S** : l'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  
 $S = \min (h/4 ; 12 \cdot O)$ .
- En dehors de la zone nodale :  
 $S = h/2$ .

### Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min}=0.23 \cdot f_{t28}/f_e \cdot b \cdot d \text{ pour les armatures tendues.}$$

## 2.4 Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donnée par logiciel "root bat", on obtient les résultats suivants:

	ELU		ELS		Situation accidentelle		Efforts tranchants
	MT (KN.m)	Ma (KN.m)	MT (KN.m)	Ma (KN.m)	MT (KN.m)	Ma (KN.m)	
Moments							T (KN)
Poutre principale (45*30)	51.73	99.95	37.73	72.94	71.79	124.3	137
Poutre secondaire (35*30)	31.19	34.58	22.76	25.27	46.48	49.83	39.8

**Tableau 1: Récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et efforts tranchants.**

## 2.5 Exemple de calcul :

### Poutre principale (45\*30)

#### Calcul des armatures longitudinales :

##### 1 En travée

- Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 51.73 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{51730}{14.2 * 30 * 40.5^2}$$

$$\mu = 0.074 < \mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu = 0.074 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400) donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.096 \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.961$$

Détermination des armatures :

$$A_s^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{51730}{348 * 0.961 * 40.5} = 3.82 \text{ cm}^2$$

• **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_i^{ser}=37.73 \text{ KN.m}$$

1. Flexion simple
2. Section rectangulaire sans A'
3. Acier FeE400

Donc :

$$a \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.385124$$

$$\text{avec } Y = \frac{Mu}{Mser} = 1.37$$

$$0.385 > a = 0.207 \text{ CV}$$

**Conclusion :**

1.  $\sigma_b < \sigma'_b = 12 \text{ Mpa}$
2. Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.LU seront maintenues (aucune vérification pour  $\sigma_s$ ).

• **Situation accidentelle :**

$$M_i^{acc}=71.79 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mtacc}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{71790}{14.2 * 30 * 40.5^2} = 0.103$$

$$\mu = 0.103$$

$$\mu = 0.103 < \mu_l = 0.379 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.136 \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.946$$

Détermination des armatures :

$$A_i^u = \frac{Mtacc}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{71790}{400 * 0.946 * 40.5} = 5.259 \text{ cm}^2$$

**2 En appuis :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u^a = 99.95 \text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{99950}{14.2 * 30 * 40.5^2} = 0.143$$

$$\mu = 0.143 < \mu_l = 0.392 (\text{acier FeE400})$$

$$\sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.193 \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.922$$

Détermination des armatures :

$$A_i^u = \frac{M_{tacc}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{99950}{348 * 0.922 * 40.5} = 7.69 \text{cm}^2$$

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_i^{ser} = 72.94 \text{KN.m}$$

4. Flexion simple
5. Section rectangulaire sans A'
6. Acier FeE400

Donc :

$$a \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39$$

$$\text{avec } Y = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$0.39 > a = 0.273$$

**Conclusion :**

3.  $\sigma_b < \sigma'_b = 12 \text{Mpa}$
4. Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.LU seront maintenues (aucune vérification pour  $\sigma_s$ ).

• **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = 124.3 \text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{aacc}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{124300}{14.2 * 30 * 40.5^2} = 0.178$$

$$\mu = 0.178 < \mu_l = 0.379 (\text{acier FeE400})$$

$$\sigma_s = 400 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.246 \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.902$$

Détermination des armatures :

$$A_i^u = \frac{124300}{400 * 0.902 * 40.5} = 8.50 \text{cm}^2$$

**Conditions imposées par RPA99 (version 2003) :**

- Poutre principale '45\*30' :  $A_{min} = 0.005 * 45 * 30 = 6.75 \text{cm}^2$
- Poutre secondaire '35\*30' :  $A_{min} = 0.005 * 35 * 30 = 5.25 \text{cm}^2$

**Conditions imposées par le BAEL.91 :**

- Poutre principale '45\*30' :  $A_{min} = 0.23 * \frac{1.8}{400} * 30 * 45 = 1.39 \text{cm}^2$
- Poutre secondaire '35\*30' :  $A_{min} = 0.23 * \frac{1.8}{400} * 30 * 35 = 1.08 \text{cm}^2$

**Conclusion :**

- $A_{ca}$  (en travée) =  $5.26 \text{cm}^2$
- $A_{ca}$  (en appuis) =  $8.5 \text{cm}^2$
- $A_{RPA} = 6.75 \text{cm}^2$
- $A_{BAEL} = 0.93 \text{cm}^2$

$$A(\text{travée}) = \max (A_{ca} ; A_{RPA} ; A_{BAEL}) = 6.75 \text{cm}^2$$

$$A(\text{appuis}) = \max (A_{ca} ; A_{RPA} ; A_{BAEL}) = 8.5 \text{cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max}=137\text{KN}$$

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u < 0.267 * a * b * f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 * d = 36.5\text{cm}$$

$$T_u = 137000\text{N} < 0.27 * 36.5 * 30 * 25 * 100 = 730912\text{N}$$

L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inferieures :**

$$A \geq \frac{Y_s}{f_e} \left( T_u + \frac{Mu}{0.9 * d} \right)$$

$$A = 10.68\text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 137000 + \frac{46480}{0.9 * 40.5} \right) * 10^{-2} = 3.96\text{cm}^2\text{CV}$$

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b * d} = \frac{137000}{30 * 40.5 * 100} = 1.12\text{MPa}$$

$$\tau'_u = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{Y}; 4\text{Mpa} \right) = 2.66\text{Mpa} \text{ (fissuration peu nuisible).}$$

$\tau_u = 1.12 < \tau'_u = 2.66 \leftrightarrow$  les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

**Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_{\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.6 \right) = 1.28\text{cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\leftrightarrow 4\phi 8 \leftrightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$  (1 cadre + 1 étrier).

**L'espacement des armatures transversales : selon le BAEL91 :**

$$\frac{A_t}{\delta_{t1} * b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} * K}{0.8 * f_e (sina + cosa)}$$

K=1 flexion simple

a=90°

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 * 0.8 * 235}{30 * (1.04 - 0.3 * 1.8)} = 25.9 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \text{min} (0.9 * 45 ; 40) \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4b_0} = \frac{2.01 * 235}{0.4 * 30} = 39.36 \text{ cm}$$

Selon L'RPA99 (version 2003).

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \text{min} (h/4 ; 12\phi) = \text{min} (45/4 ; 12 * 1.4) = 11.25 \text{ cm} \leftrightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq h/2 = 45/2 \leftrightarrow \delta_{t5} = 15 \text{ cm}$$

**Vérification des armatures transversales :**

- Zone nodale :

$$A_{t\text{min}} = 0.003 * 10 * 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A_{t\text{min}} = 0.003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

**Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi_{\text{Imax}}$$

$$L_r = 40 * 1.6 = 65 \text{ cm}$$

**Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci avant ; on donne directement les valeurs des armature trouvées et le choix du ferrailage.

Type des poutres		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures choisies	A <sub>cor</sub> (cm <sup>2</sup> )	Longueur de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
		B.A.E. L	R.P. A				
Poutres principale	Travée	1.39	6.75	5.25	4T12+2T14	7.60	56
	Appuis	1.39	6.75	8.5	5T14+1T12	8.83	56
Poutres secondaires w2m00	Travée	0.93	4.5	5.58	4T12+2T14	7.60	56
	Appuis	0.93	4.5	6.04	5T14+1T12	8.83	56

**Tableau 2: Récapitulatif des ferrillages**

## POUTRE PRINCIPALE

---

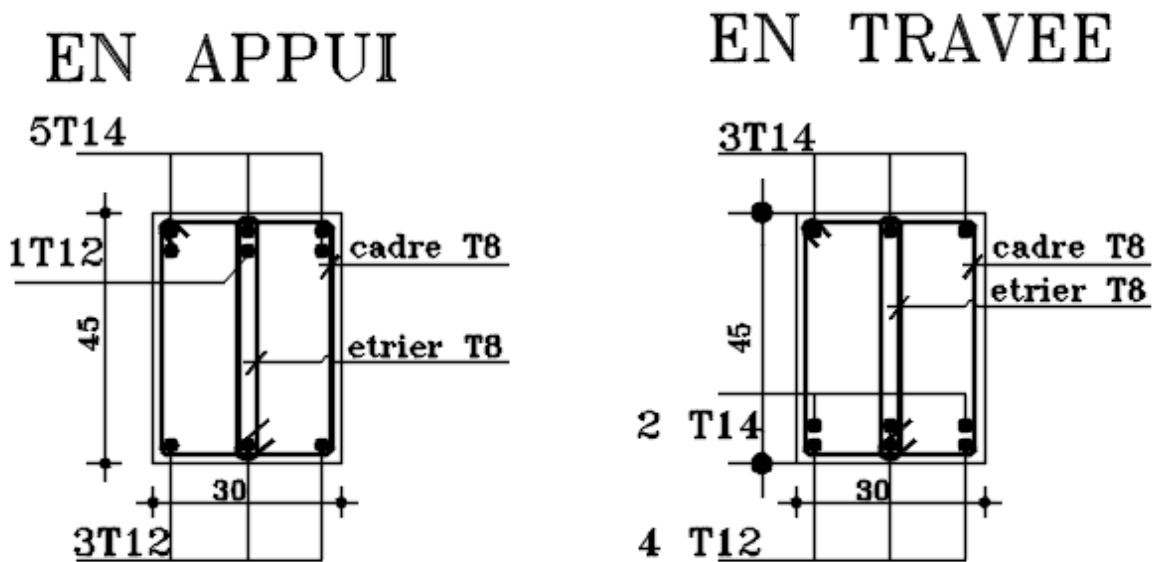


Fig. 1: FERRAILLAGE DU POUTRE PRINCIPALE

# POUTRE SECONDAIRE

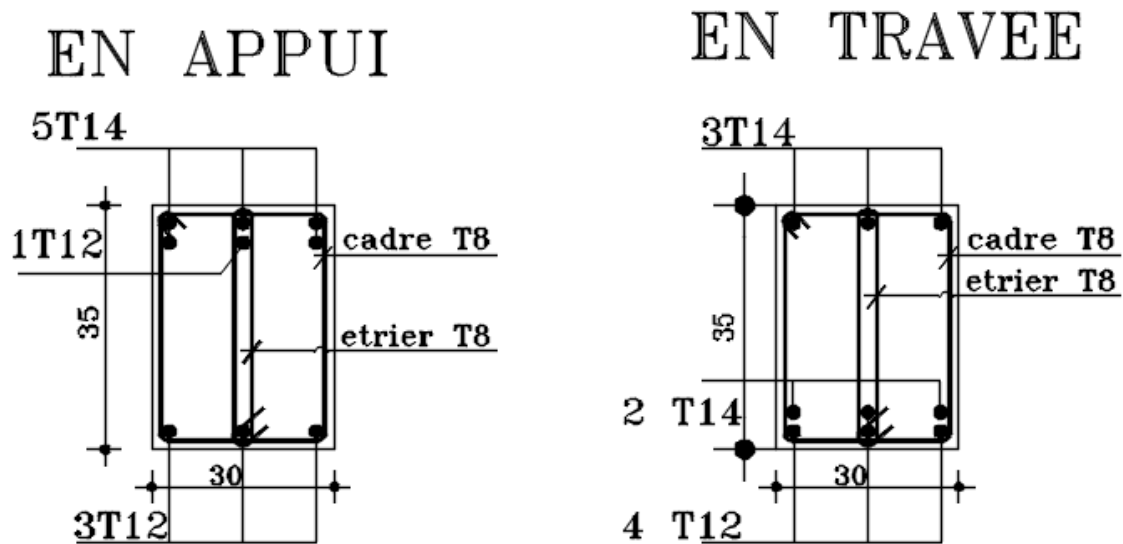


Fig. 2: FERRAILLAGE DU POUTRE SECONDAIRE

### 3 Etude des poteaux :

#### 3.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système plancher – poutre par point d'appuis isolés.

#### Leur rôle :

- Supporter les charge verticales (effort de compression) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutre pour reprendre les efforts horizontaux ;
- Effet des efforts sismique ;
- Effet de dissymétrie les charge ;
- Effet du vent ;

- Limiter l'encombrement

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal Net le moment fléchissant  $M_{max}$  selon les cas suivants :

Sens y-y

sens z-z

$$M_{y_{max}} \rightarrow N_{corr} \quad M_{y_{max}} \rightarrow N_{corr}$$

$$N_{max} \rightarrow M_{y_{corr}} \quad N_{max} \rightarrow M_{y_{corr}}$$

$$N_{min} \rightarrow M_{y_{corr}} \quad N_{min} \rightarrow M_{y_{corr}}$$

Fig. 3: Direction des moments effort normal dans un poteau.

### 3.2 Les armatures longitudinales :

Pour Les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

#### Condition de L'RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8\% b_1/h_1$  en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - \*4% en zone courante
  - \*6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La distance entre les barres verticale dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodal (zone critique).
- La longueur à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L' = 2 * h$$

$$H' = \max \left( \frac{he}{6}; b; h; 60cm \right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b et a : section d'un poteau ;

he : hauteur libre entre deux étage

**Condition BAEL91 [B.A.E.L91/A.8.1 ,21] :**

La section  $A_l$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

Pour une section entièrement comprimée

- $A_l \geq 4\text{cm}^2$  par mètre de périmètre.
- $0.2\%B \leq A_l \leq 5\%B$

Avec :

B section totale du poteau.

$$A_{\min} = \max \left( \frac{0.2 * b * b}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right) .$$

**3.3 Les armatures transversales :**

**Condition RPA99 (version 2003) :**

Les armatures transversales des poteaux  $A_t$  sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{p_a * T_u}{a * f_e}$$

Avec :

$T_u$  : effort tranchant ;

A : hauteur totale de la section brute ;

$F_e$  : limite élastique des armatures transversal

$P_a$  : coefficient dépend de l'élanement géométrique  $\lambda_g$ .

- $P_a = 2.5$  si  $\lambda_g > 5$   $\lambda_g = l_f/a$
- $P_a = 3.75$  si  $\lambda_g < 5$

Espacement entre armatures transversales :

- Zone nodale :
- Zone courante :

Section minimale des armatures transversales

- $\frac{A_t}{\delta_l} E_n$  % est donné comme suite :

Si :

- $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  interpolation des valeurs limites précédentes avec  
 $\lambda_g = (L_f / a$  ou  $L_f / b)$

Avec :

A et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : longueur du flambement.

**Condition de BAEL91 : (B.A.E.L91/A.8.1.1) :**

- Diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{Lmax}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\phi_{Lmin} ; 40\text{cm} ; b+10\text{cm})$$

Avec :

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau.

$\phi_{Lmin}$  : plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Combinaison	Section (cm <sup>2</sup> )		60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35
	Sollicitations							
ELU (1.35G+1.5Q)	Cas 1	$N^{max}$ (KN)	2986.2	1972.8	699.8	386.6	213.77	111.2
		$M^{corr}$ (KN.m)	5.57	7.91	8.12	10.64	12.03	12.94
	Cas 2	M (KN.m)	53.61	80.14	56.03	79.57	61.11	48.79
		$N^{corr}$ (KN)	1689.5	860.76	311.2	144.5	102.72	77.51
	Cas 3	$N^{min}$ (KN)	70.03	378.5	116.82	20.1	43.61	87.44
		$M^{corr}$	31.67	12.38	8.34	6.97	6.02	5.21
Situation	Cas	$N^{max}$ (KN)	2812.4	1603.1	740.11	287	187.25	103.8

Accidentelle (G+P±1.2E) (0.8G±E)	1	M <sup>corr</sup> (KN.m)	52.57	29.32	21.76	20.13	17.53	15.24
	Cas	M (KN.m)	199.16	111.28	89.57	86.23	70.92	65.77
	2	N <sup>corr</sup> (KN)	948.72	457.5	330.09	111.4	51.85	23.67
	Cas	N <sup>min</sup> (KN)	765.22	309.47	4.26	20.12	70.37	16.68
	3	M <sup>corr</sup> (KN.m)	130.45	25.31	10.41	6.25	7.12	5.81
Effort tranchant		T (KN)	102.9	92.4	69.7	62.2	49.6	42.1

### 3.4 Exemple de calcul :(poteau (40\*40) cm<sup>2</sup>)

**Calcul des armatures :**

**Armatures longitudinales :**

**Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime : (1.35 G+1.5 Q)

- **1<sup>er</sup> cas :**

Les sollicitations prise en compte son :

- N<sup>max</sup>=386.6 KN
- M<sup>cor</sup> =10.64 KN.m

**Calcul :**

Position du point d'application de l'effort normal N':

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1064}{383.6} = 2.77 < h/12 = 22.5$$

**Vérification si on a une compression excentrée :**

$$\lambda \leq \max\left(50; 67 \frac{e_0}{h}\right)$$

$$\text{Avec : } 67 \frac{e_0}{h} = < 100$$

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda = 16.46 < \max(50; 4.12) = 50 \text{ donc compression exentré}$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivante :

$$N'_1 = N' \cdot a_1$$

$$M' = N'_1 \cdot (e_0 + e_a)$$

**Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left( 2\text{cm}, \frac{l}{250} \right) = \left( 2\text{cm}, \frac{306}{250} \right) = \max (2\text{cm} ; 1.22\text{cm})$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{2.77}{45} = 0.062 < 0.75$$

$$a_1 = 1 + 0.2 \left( \frac{l}{35} \right)^2$$

$$a_1 = 1.04$$

$$N'_1 = 383.6 \cdot 1.04 = 398.944 \text{KN}$$

$$M' = 398.944 \cdot (2.77 + 2) \cdot 10^{-2} = 19.03 \text{KN.m}$$

**Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$$e_0 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{1903}{398.944} = 4.77 \text{cm}$$

$$e_1 = 4.77 < h/2 = 22.5$$

L'effort normal de compression  $N'_1$  se trouve à l'intérieure de la section

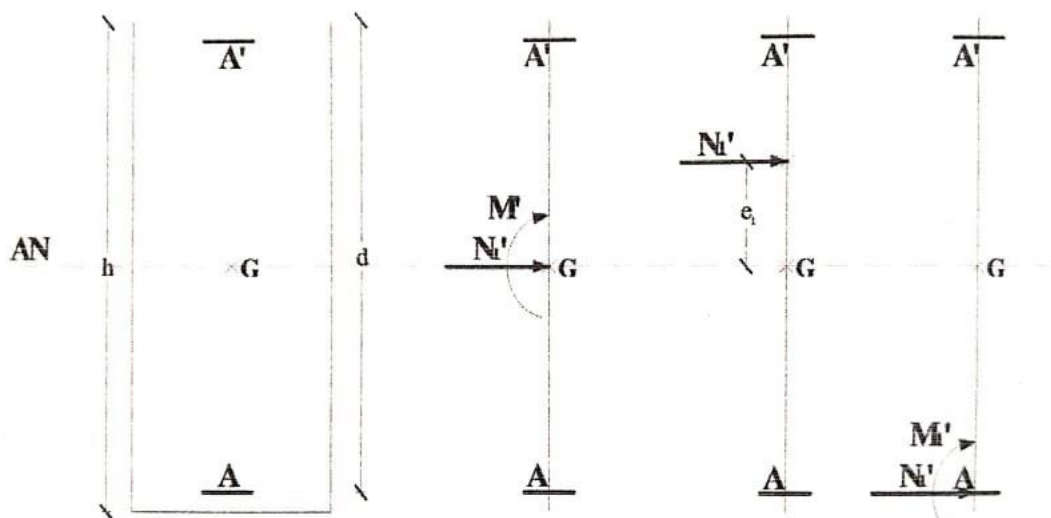


Fig. 4: Position du point d'application de l'effort normal  $N'_1$

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337.h-0.81.c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N'_1 \cdot (d-c_1) - M'_1$$

$$M'_1 = M' + N' \cdot (d-h/2) = 19.03 + 398.944 \cdot (0.405 - 0.45/2)$$

$$M'_1 = 90.84 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0.337 \cdot 45 - 0.81 \cdot 4.5) \cdot 14.2 \cdot 45 \cdot 45 = 331257.6 \text{ N.m}$$

$$(II) = 398.944 \cdot (0.405 - 0.045) - 19.03 = 124.59 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{19030}{14.2 \cdot 45 \cdot 40.5 \cdot 40.5} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier feE400) donc } A' \text{ n'existe pas et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.024$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.991$$

$$A_l = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19030}{348 \cdot 0.991 \cdot 45} = 1.27 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_l - \frac{N'}{\sigma_s \cdot 100} = 1.27 - \frac{398944}{100 \cdot 348} = -10.13 < 0 \text{ donc } A_{fc} = 0$$

- **2<sup>eme</sup> cas :**

$$M^{\max} = 79.57 \text{ KN.m}$$

$$N^{\text{corr}} = 144.5 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal  $N'$  :

$$e_o = \frac{7957}{144.5} = 55.06$$

L'excentricité n'est pas faible donc le ferrailage se fera en flexion composée sot majoration des efforts  $N$  étant effort de compression se trouve à l'extérieure de la section → section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N \cdot e$

**Vérification si la section est partiellement comprimée :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e_0 + \left(\frac{h}{2} + c\right) = 55.06 + (45/2 + 4.5) = 82.06 \text{ cm}$$

$$M_1 = 144.5 \cdot 0.8206 = 118.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{118580}{14.2 \cdot 45 \cdot 40.5 \cdot 40.5} = 0.113$$

$\mu < \mu_1 = 0.392$  (acier feE400) donc A' n'existe pas et  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.15$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.94$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{118580}{348 \cdot 0.94 \cdot 40.5} = 8.95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s \cdot 100} = 8.95 - \frac{118580}{100 \cdot 348} = 4.80 \text{ cm}^2$$

• **3<sup>eme</sup> cas :**

Les sollicitations prise en compte son :

$$N^{\min} = 20.1$$

$$M^{\text{cor}} = 6.97$$

**Calcul**

**Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{697}{20.1} = 34.67$$

L'excentricité n'est pas faible → le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N \cdot e$

**Vérification si la section est partiellement comprimée :**

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e_0 + \left(\frac{h}{2} + c_1\right) = 34.67 + (45/2 + 4.5) = 61.67 \text{ cm}$$

$$M_1 = 20.1 \cdot 0.6167$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot x \cdot d^2} = \frac{12410}{14.2 \cdot 45 \cdot 40.5 \cdot 40.5} = 0.114$$

$$\mu = 0.114 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier feE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.152$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.954$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot x \cdot d} = \frac{12410}{348 \cdot 0.954 \cdot 40.5} = 0.92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 0.92 - \frac{20100}{100 \cdot 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

**b) Situation accidentelle : (G+P±1.2E; 0.8G±E)**

- 1<sup>er</sup> cas

Les sollicitations prises en compte sont :

$$\cdot N^{\max} = 287$$

$$\cdot M^{\text{corr}} = 20.13$$

**Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2013}{287} = 7.01 < \frac{h}{12} = 22.5$$

**Vérification si on a une compression excentrée :**

$$\lambda \leq \text{Max} \left( 50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right)$$

$$\text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{7.01}{45} = 10.43 < 100$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{214.2}{45} = 16.47$$

$$\lambda = 16.47 < \text{Max}(50; 4.12) = 50 \rightarrow \text{compression excentrée}$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 * (e_0 + e_\alpha)$$

**Excentricité additionnelle :**

$$e_\alpha = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) = \max(2 \text{ cm} ; 1.22)$$

$$e_\alpha = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{7.01}{45} = 0.16 < 0.75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{16.47}{35}\right)^2$$

$$\alpha_1 = 1.04$$

$$N'_1 = 287 * 1.04 = 298.48 \text{ KN}$$

$$M' = 298.48 * 0.0901 + 26.893 \text{ KN.m}$$

**Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{2689.3}{298.48} = 9.01 \text{ cm}$$

$$e_1 = 9.01 < \frac{h}{2} = 22.5$$

L'effort normal de compression  $N'_1$  se trouve à l'intérieure de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N'_1 \times (d - c_1) - M'_1$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimée :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 26.893 + 298.48 \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right)$$

$$M'_1 = 80.62 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 * 45 - 0.81 * 4.5) * 14.2 * 45 * 45 = 331257.6 \text{ N.m}$$

$$(2) = 298.48 * (0.405 - 0.045) - 26.893 = 80.559 \text{ KN.M}$$

(1) = 331.25 KN.m > (2) = 80.559 KN.m → la section est partiellement comprimée

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_{bx} b x d^2} = \frac{26893}{18.47 * 45 * 40.5 * 0.5} = 0.019$$

$\mu = 0.019 < \mu_l = 0.392$  (Acier FeE400) → A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \alpha \beta x d} = \frac{2683}{348 * 0.991 * 45} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'}{100 \cdot \sigma_s} = \frac{287000}{100 * 348} = 1.9 \text{ cm}^2$$

• **2ème cas :**

Les sollicitations prises en compte sont :

.  $M^{\max} = 86.23 \text{ KN.m}$

.  $N^{\text{corr}} = 114.4 \text{ KN}$

**Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{8623}{111.4} = 77.4 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible → le ferrailage se fera en flexion compose sans majoration des effort N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section → section

partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N \cdot e$

**Vérification si la section est partiellement comprimée :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e_0 + \left(\frac{h}{2} + c_1\right) = 77.4 + \left(\frac{45}{2} + 4.5\right) = 104.4 \text{ cm}$$

$$M_1 = 111.4 \cdot 1.04 = 115.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bx} b x d^2} = \frac{115860}{18.47 \cdot 45 \cdot 40.5 \cdot 40.5} = 0.118$$

$$\mu = 0.118 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.901$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \beta x d} = \frac{115860}{348 \cdot 0.901 \cdot 40.5} = 9.24 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 9.24 - \frac{111400}{100 \cdot 348} = 6.04 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{cal} = \max (A^{ELU} ; A^{acc}) = 6.04 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :**

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$T_{max} = 62.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b x d \times 100} = \frac{62590}{45 \cdot 40.5 \cdot 100} = 0.34 \text{ MPa}$$

Selon le C.B.A93 : Art A .5.1.2.1 :

Fissuration peu nuisible :  $\tau'_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$

$\tau_u = 0.34 \text{MPa} < \tau'_u = 3.33 \text{MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{1.4}{3} = 0.47 \text{cm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8 \text{mm}$  avec une nuance d'acier FeE400

**Espacement des armatures transversales :**

**Suivant les règles BAEL 91 :**

$$t \leq \min (15\phi_L^{\min} ; 40 \text{cm} ; b+10 \text{cm}) = (15 * 1.4 ; 40 \text{cm} ; 40+10) = 21 \text{cm}$$

$$t = 20 \text{cm}$$

**D'après les règles RPA99/Version 2003 : (zone 2)**

Zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi_L^{\min} ; 15 \text{cm}) = (10 * 1.2 ; 15 \text{cm}) = 12 \text{cm}$$

$$t = 10 \text{cm}$$

Zone courante :

$$t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 * 1.2 = 18$$

$$t = 15$$

Calcul de  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{\alpha} = \frac{214.2}{45} = 2.76 > 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% . b . t = 0.003 * 45 * 1 = 135 \text{cm}^2 < 2.01 \text{cm}^2$$

**Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutre :

$$L' = 2 * 40 = 80 \text{cm}$$

$$h' = \max \left( \frac{261}{6}; 30; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

**Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{max}} = 40 \cdot 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.8\% \cdot (b \cdot h) = 0.008 \cdot 45 \cdot 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par le BAEL 91 :

$$A_{\text{BAEL}} = \max \left( \frac{0.2 \cdot b \cdot x \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right) = \max \left( \frac{0.2 \cdot 40 \cdot 40}{100}; \frac{8(40+40)}{100} \right) = 7.2 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = (6.16; 16.2; 7.2) = 16.2 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; on remarque que  $A_{\text{RPA}} > A_{\text{cal}}$  et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Section cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> RPA	Ferrailage	Barres	E.L.S
60*60	28.8	33.17	8T20+4T16	cv
55*55	24.2	24.2	12T16	cv
50*50	20	24.2	12T16	cv
45*45	16.2	20.36	8T14+ 4T16	cv
40*40	12.8	15.21	4T14+ 8T12	cv
35*35	9.8	13.57	12T12	cv

**Tableau 3: Récapitulatif des ferrillages des poteaux**

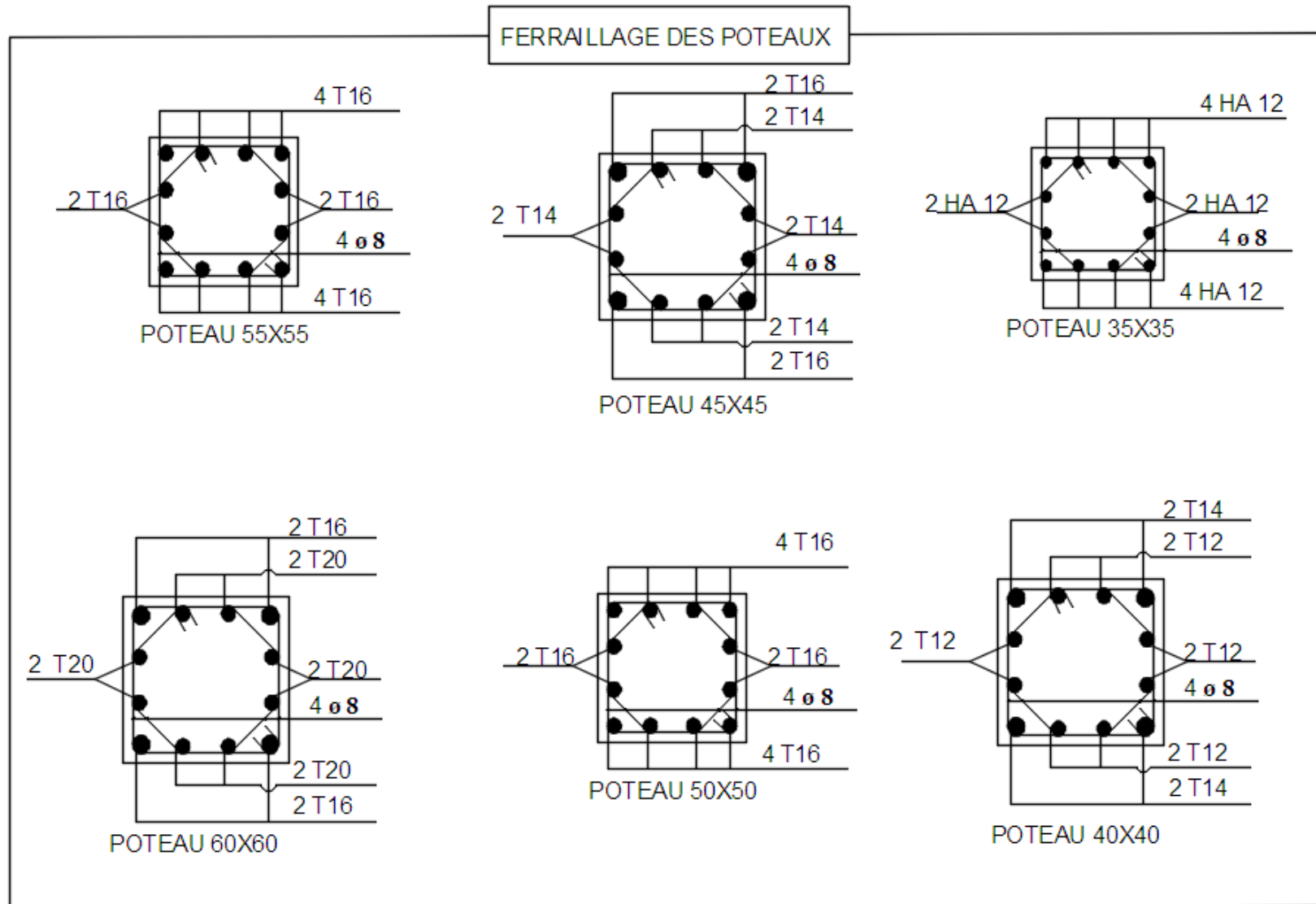


Fig. 5: FERRAILLAGE DES POTEAUX

## 4 Ferrailage des voiles :

### 4.1 Introduction:

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

#### **Voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

Des aciers verticaux.

Des aciers horizontaux.

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003 :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

**Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

Elles doivent être munies de crochets à (90 degré) ayant une longueur de  $10\phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5e$  avec  $e$  : Epaisseur du voile.

$S \leq 30$  cm

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :

$\phi_t = 6$  mm lorsque  $\phi_v \leq 20$  mm

$\phi_t = 8$  mm lorsque  $\phi_v > 20$  mm

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$-40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

$-20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**4.2 Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcule pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3} \right)$$

Avec :  $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.

$h_e$  : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

### 4.3 Exemple application:

Nous proposons le calcul détaillé du voile  $V_1$  ( $L=4.45m$ ) :

$$A=0.995m^2$$

$$V=\frac{h}{2}=2.225m$$

$$I=1.46m^4$$

$$N=737.41KN.m$$

$$M=3542.03KN.m$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1=6.139MPa$$

$$\sigma_2=-4.656 MPa$$

$$L_t=L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1+\sigma_2} \right) = 4.45 \times \left( \frac{4.656}{6.139+4.656} \right) = 1.91m$$

$$L'=L-L_t=4.45-1.91=2.54m$$

$$d \leq \min \left( \frac{3.06}{2} ; \frac{2.54 \times 2}{3} \right) = 1.53m \quad \text{soit } :d=1.53m$$

Calcul de  $\sigma'_2$  :

$$\operatorname{tg} \alpha = \sigma_2/L_t = -4.656/1.91 = -2.43.$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \sigma'_2/(L_t-d) \rightarrow \sigma'_2 = \operatorname{tg} \alpha (L_t-d) = -2.43 \times (1.91-1.53) = -0.923MPa$$

$$v'=d/2= 0.765m$$

$$\Omega'=0.2 \times 1.53=0.306m^2$$

$$I'=(0.2 \times 1.53^3)/12=0.059m^4$$

$$N_1 = (\sigma'_2 + \sigma_2) \times \Omega' / 2 = -853.58KN$$

$$M_1 = (\sigma'_2 - \sigma_2) \times I' / 2v' = 143.95 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{143.95}{-853.58} = -0.16 < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction S.E.T.}$$

$$\text{Soit : } c = c' = 0.03 \text{ m}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.895 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0.575 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 x e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 8.34 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = N_1 x e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 12.99 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A'_s = 21.33 \text{ cm}^2 \text{ } A_s/\text{ml}/\text{face} = 6.97 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

**Armatures minimales exigées par le RPA 99/ version 2003 :**

D'après le RPA 99/version 2003 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L<sub>t</sub> : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = \frac{0.2 \times 20 \times 191}{100} = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml} = 2.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L = \frac{0.15 \times 20 \times 445}{100} = 13.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml} = 13.35 / (2 \times 4.45) = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 6.97 \times (4.45/2) = 31.06 \text{ cm}^2 \text{ (Pour les deux face)}$$

En zone courante : soit 16T16. (A<sub>s</sub>=32.17cm<sup>2</sup>)

En zone d'about : soit 8T16. (A<sub>s</sub>=16.08cm<sup>2</sup>)

**Espacement :**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t/2 = 10\text{cm}$

**Ferrailage horizontal :**

**Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99) version 2003).

La contrainte de cisaillement est  $\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 \times d}$

Avec :

T : effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : Epaisseur du voile.

d : hauteur utile = 0.9h.

h : hauteur totale de la section brute.

**Application numérique :**

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T_{calcul}}{b_0 \times d} = 1.4 \times \frac{0.14395}{0.2 \times 0.9 \times 4.45} = 0.25\text{Mpa}$$

La contrainte limite est :  $\tau' = 0.2 f_{c28} = 4\text{ MPa}$  (L'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

**Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

La section  $A_t$  des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq (\tau_u - 0.3 \times f_{ij} \times K) / 0.8 \times f_c$$

K=0 dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

K=1 en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.

K=1+3 $\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N : effort de compression.

K=1-10 $\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N : effort de traction.

$\sigma_{cm}, \sigma_{tm}$  ; Étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend  $K=0$ .

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considéré si :  $\tau_b \leq 0.015 f_{c28}$

0.25% de la section du voile considéré si :  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

**Choix des barres :**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci – après :

Voile	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm <sup>2</sup> )	A répartition (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm <sup>2</sup> )
V1	3.93	5 T10 / ml	20	3.93	5 T10 / ml	20
V2	3.93	5 T10 / ml	20	3.93	5 T10 / ml	20
V3	3.93	5 T10 / ml	20	3.93	5 T10 / ml	20

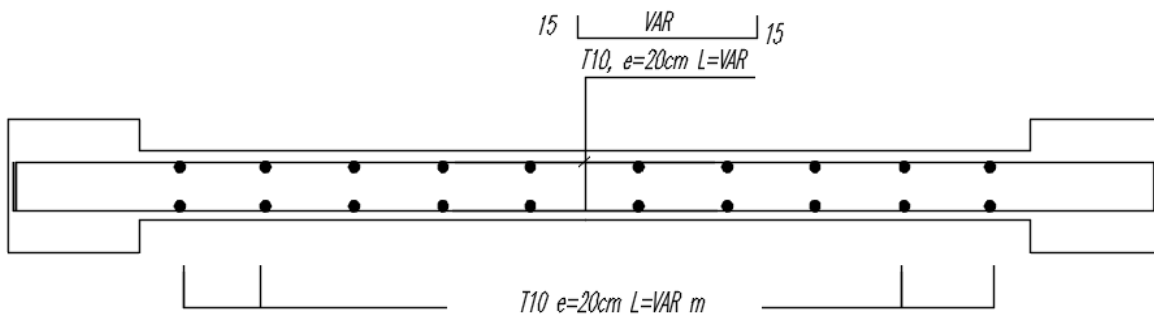


Fig. 6: Ferrailage des voiles

# Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

1	Etude de L'infrastructure: .....	108
1.1	Introduction: .....	108
2	Voile périphérique : .....	108
2.1	Calcul des armatures :.....	109
3	Etude des fondations :.....	114
3.1	Introduction sur les fondations: .....	114
3.2	Etude du radier: .....	115

1 Etude de L'infrastructure:

**1.1 Introduction:**

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réalisée l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

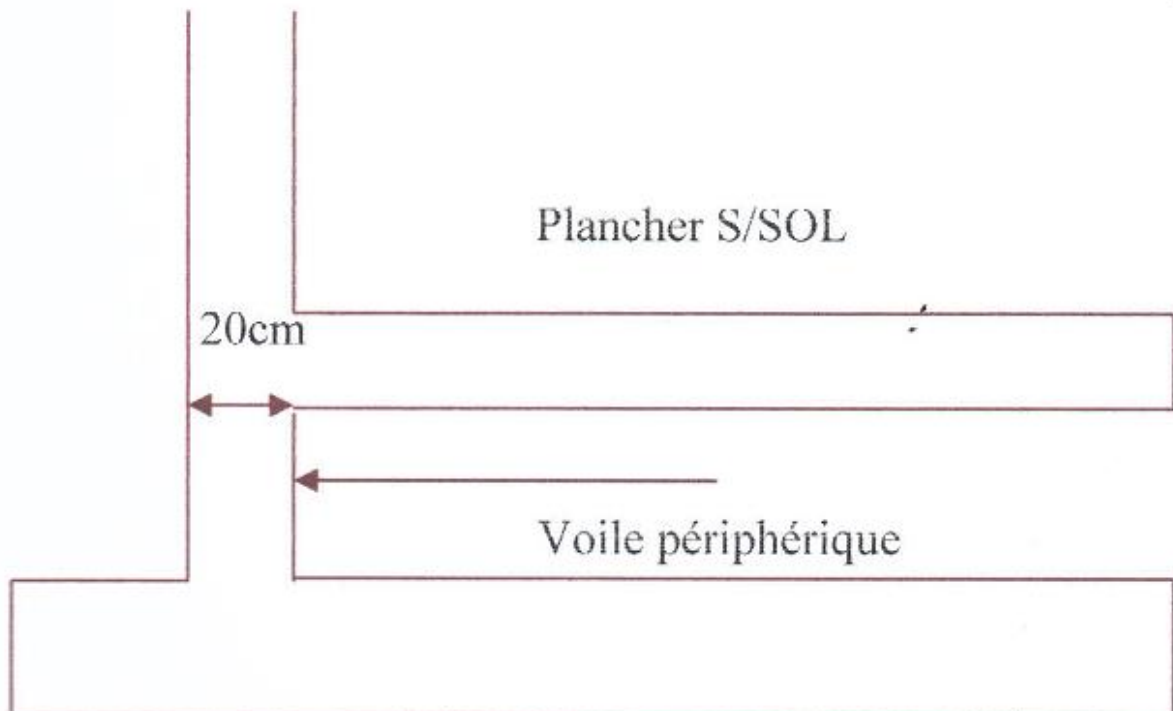
2 Voile périphérique :

Une voile périphérique est prévue entre la fondation et le niveau du plancher RDC. D'après le (RPA99/V2003), le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constitués des nappes, le pourcentage minimal est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

**Dimensionnement :**

On adopte une épaisseur de 20cm



## 2.1 Calcul des armatures:

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotes.

Dans notre cas, le voile n'est pas plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

### Armatures longitudinales :

⇒ Les armatures longitudinales ont une section  $A_L \geq 0.10\%$  (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de  $40\phi$  pour le renforcement des angles.

⇒  $A_L \geq 0.10\% \times b \times L = 0.0010 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , on adaptera 5HA8/ml:  $St = 20 \text{ cm}$  .

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

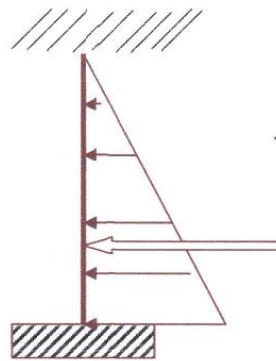


Fig. 1: Schéma statique de voile périphérique

$$h = 3.4 \text{ m}$$

$\varphi$  : L'angle du frottement de remblai.

$$\varphi = 10^\circ$$

$\gamma_d$  : Poids spécifique du remblai.

$$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^2$$

$K_a$  : Coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_a = \text{tg}^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.7$$

**Calcul de la force de poussée :**

$$P = (1/2) K_a \cdot \gamma_r \cdot (H)^2$$

$$P_i = 0.5 \times 0.7 \times 18.5 \times (3.2)^2$$

$$P_i = 66.304 \text{ KN/ml}$$

$$P_i = 6.63 \text{ t/ml}$$

**Evaluation des sollicitations :**

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle (3.20 x 4.90) m<sup>2</sup> et pour une bande de 1m de largeur.

$$L_x = 3.20 \text{ m}$$

$$L_y = 4.9 \text{ m}$$

$$\rho = L_x/L_y = 0.68$$

Alors : la dalle porte dans les deux sens et  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données en fonction de  $\rho = L_x/L_y$

**Calcul du ferrailage vertical :**

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration préjudiciable (calcul à l'ELU).

**\*Moment isostatique :**

$$M_{ox} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.044 \times 66304 \times (3.20)^2 = 60396.97 \text{ N.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 49585.91 \text{ N.m}$$

**\*Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 45297.72 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 37189.43 \text{ N.m}$$

**\*Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{ox} = 30198.48 \text{ N.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 30198.48 \text{ N.m}$$

**Calcul de ferrailage:**

• **E.L.U:**

On utilise des barres FeE400, nous prendrons:  $c=2\text{cm}$  d'où:

$$d = 0.9h = 0.18\text{m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma'_b = 11.33 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392 \quad ; \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{M^u}{\sigma'_b \times b \times d^2}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \text{donc} : A = \frac{M_u}{\sigma'_s \times \beta \times d}$$

**Tableau récapitulatif :**

**\*En travée :**

Moment	M (N.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\sigma'_s$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
$M_{tx}$ (N.m)	45297.72	100	18	0.123	0.164	0.934	348	7.74
$M_{ty}$ (N.m)	37189.43	100	18	0.101	0.113	0.946	348	6.27

**\*En appuis :**

Moment	M (N.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\sigma'_s$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
$M_{ax}$ (N.m)	30198.48	100	18	0.082	0.107	0.957	348	5.04
$M_{ay}$ (N.m)	30198.48	100	18	0.082	0.107	0.957	348	5.04

**Vérification :**

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.7.4)

$$A_l \geq 0.0008 \times \left( \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) \times b \times h = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{totale}} = \max (A_u ; A_{\min} ; A_{\text{cal}}^u)$$

**Vérification de RPA99 :**

$A_{\min} = 0.10\%$  de la section dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.1 \times (1 \text{ m} \times 0.20 \text{ m}) = 2 \text{ cm}^2$$

**\*En travée :**

Sens	b (cm)	d (cm)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}^u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
X	100	18	1.86	1.66	7.74	7.74	7 T12 = 7.92
y	100	18	1.86	1.66	6.27	6.27	6HA12=6.79

**\*En appui :**

Sens	b (cm)	d (cm)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}^u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
X	100	18	1.86	1.66	5.04	7.74	7 T12 = 7.92
y	100	18	1.86	1.66	5.04	6.27	6HA12=6.79

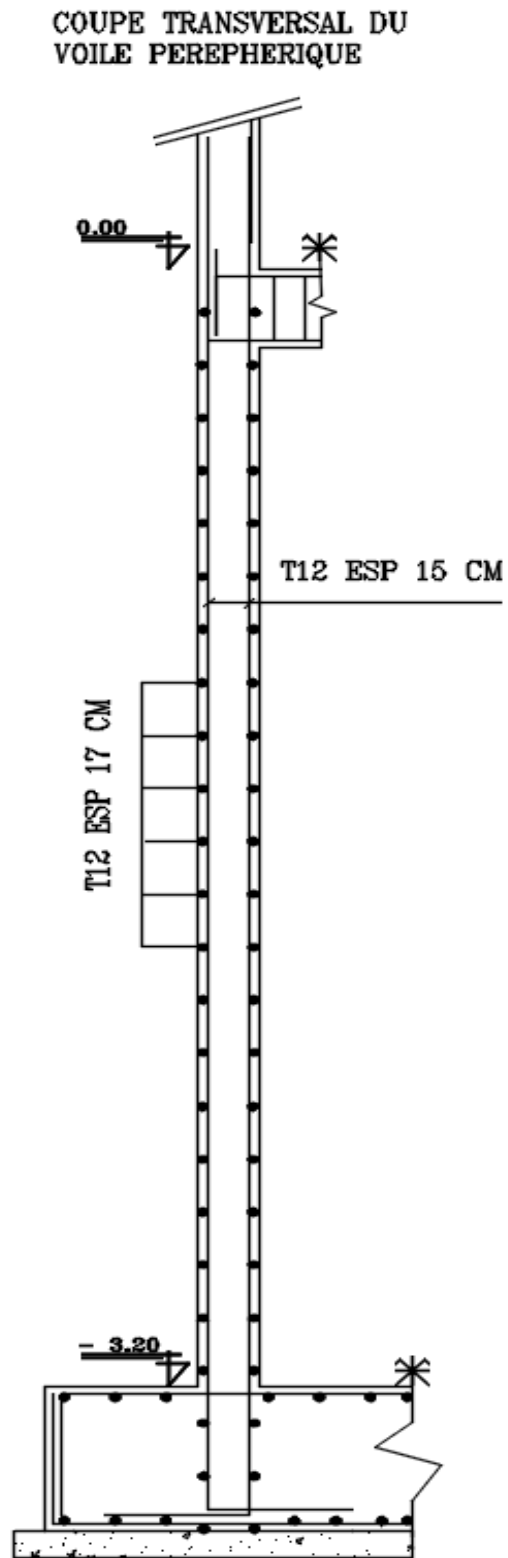


Fig. 2: FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

**Espacement des armatures : BAEL91 (art 8.2.4.2) p91 :**

$$e \leq \min (3.h ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 20 ; 33\text{cm}) = \min (60 ; 33) \text{ cm}$$

$$e \leq 33\text{cm} \rightarrow e = 20\text{cm}$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1 ,21) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (\text{A.5.1, 1}) \text{ p51}$$

$$V_u = P_u \times L / 2 = 66304 \times 4.55 / 2 = 150841.6 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{150841.6}{1000 \times 180} \rightarrow \tau_u = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau'_u = \text{Min} (0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min (2.67 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau'_u = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \tau'_u = 2.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

⇒ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoins des armatures transversales.

**3 Etude des fondations :**

**3.1 Introduction sure les fondations:**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

- a) Fondation superficielles :
  - Semelles isolées ;
  - Semelles filantes ;
  - Semelles général.
- b) Fondations profondes :
  - Semelles sur puits
  - Semelles sur pieux.

Un premier pré dimensionnement des fondations a donné une surface totale qui avoisine les 90% de l'emprise du bâtiment, d'où nous avons opté alors pour un radier général.

$$(S_{\text{total semelles}} > 50\% S_{\text{batiment}})$$

### 3.2 Etude du raider:

Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol. Dans le calcul suivant, On choisit le panneau le plus défavorable.

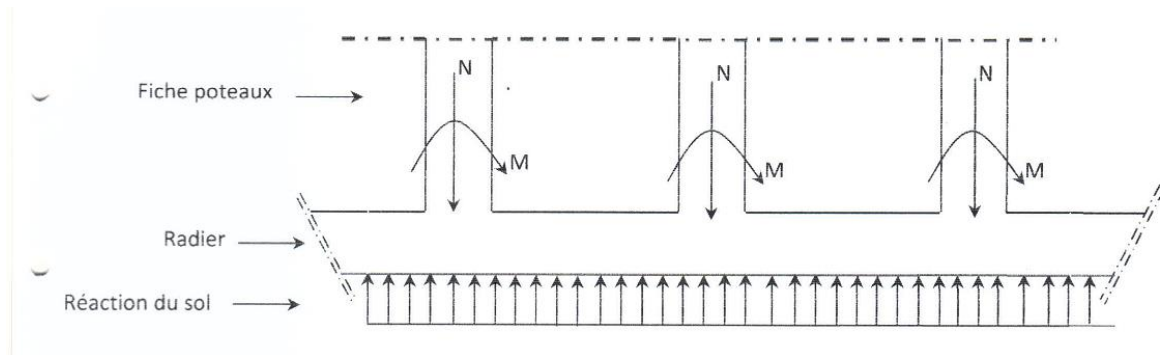


Fig. 3: Schéma du radier général

#### 1. Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de coffrage

Pour les nervures

$$h_t \geq L_{\text{max}}/10 \dots\dots \text{avec } h_t \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

$L_{\text{max}}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ;  $L_{\text{max}} = 440 \text{ cm}$

$$h_t \geq 440/10 = 44 \text{ cm}$$

On prend  $h_t = 65 \text{ cm}$ .

Pour la dalle  $h_0 \geq L_{\text{max}}/20 \rightarrow h_0 \geq 22 \text{ cm}$  on prend  $h_0 = 50 \text{ cm}$ .

b) La condition de raideur (rigidité) :

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que } L_{\text{max}} \leq (\pi \times l_e)/2 \dots\dots\dots(1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4xEI}{Kxb}}; L_e : \text{est la longueur élastique} \dots\dots\dots(2)$$

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

0.5kg/cm<sup>3</sup> très mauvais sol.

K= 4kg/cm<sup>3</sup> sol moyen. ; Dans notre cas on a un sol moyen donc : K=4kg/cm<sup>3</sup>

12kg/cm<sup>3</sup> très bon sol.

E=3.216 x 10<sup>4</sup> MPa.

b : largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml.

$$I = (b \times h_t^3)/12 \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3)} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48xL_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}; \text{Donc} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.4^4 \times 40}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^4}} \rightarrow h_t = 0.613m.$$

A partir des deux conditions précédentes on prend h<sub>t</sub>=0,95m Pour les nervures du radier.

La surface du radier

$$N_{\text{ser}}/S_{\text{rad}} \leq \sigma'_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq N_{\text{ser}}/\sigma'_{\text{sol}}$$

**Calcul du poids:**

N<sub>ser</sub>=74166.402KN (Poids total transmis par la superstructure).

P<sub>rad</sub>=0.5 x 565.76 x 25 =7072KN (poids de radier).

N<sub>ser</sub>=72166.402+7072+1615+1976=82829.402KN

$$S_{\text{rad}} \geq N_{\text{ser}}/\sigma'_{\text{sol}} = 82829.402/150 = 552.196m^2$$

S<sub>bat</sub> = 565.76m<sup>2</sup> ≥ S<sub>rad</sub>=552.196m<sup>2</sup> → On n'a pas besoin de débord.

On prend S<sub>rad</sub>=S<sub>bat</sub> → S<sub>rad</sub>=565.76m<sup>2</sup>

**2. Les vérifications nécessaires**

**a) Vérification au poinçonnement**

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$ .

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A+B)$$

$$A = a+h \rightarrow A = 80+95 = 175 \text{ cm.}$$

$$B = b+h \rightarrow B = 80+95 = 175 \text{ cm.}$$

Après le calcul on trouve  $U_c = 7 \text{ m}$  ce qui donne :

$$N_u = 4190.56 \text{ kN} < 0.045 \times U_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b \rightarrow 0.045 \times 7 \times 0.95 \times 20 / 1.15 = 5204.34 \text{ kN} \dots (V)$$

**b- vérification des contraintes dans le sol**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot Y$$

A partir du programme ETABS on trouve :  $X_g = 11.4 \text{ m}$  ;  $Y_g = 13.9 \text{ m}$  ;  $I_{xx} = 31362.9 \text{ m}^4$  ;

$$I_{yy} = 28198.3 \text{ m}^4 \quad ; S_{rad} = 565.76 \text{ m}^2.$$

Dans le sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} \cdot Y_g$$

$N$  : l'effort normale du due charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moment sismique à la base

$$N = 127213.53 \text{ kN} \text{ et } M_x = 10368.0417 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_g \rightarrow \sigma_1 = 0.229 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_g \rightarrow \sigma_2 = 0.220 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.229 + 0.220}{4} \rightarrow \sigma_{moy} = 0.227 \text{ MPa}$$

$\sigma_{moy} < \sigma'_{sol} \dots \dots \dots$  vérifiée

**Dans le sens yy :**

$$M_y=28015.1831$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot X_g \rightarrow \sigma_1 = 0.236 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \cdot X_g \rightarrow \sigma_2 = 0.213 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.236 + 0.213}{4} \rightarrow \sigma_{moy} = 0.230 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} < \sigma'_{sol} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Vérification de la stabilité au renversement**

Selon RPA99/version2003, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{10368.0417}{127213.53} \rightarrow e = 0.08 < 6.8 \text{m} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{28015.1831}{127213.53} \rightarrow e = 0.22 < 5.7 \text{m} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

**3. La dalle du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable causée par la réaction du sol, et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x=4.05\text{m et } L_y=4.4\text{m}$$

**a) Calcul des sollicitations**

- Calcul a l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{118119.37}{565.76} \rightarrow q_u = 208.78 \text{KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{86233.14}{565.76} \rightarrow q_{ser} = 152.42 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.92 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**\* A l'ELU :**

$$\rho = 0.92 \rightarrow \mu_x = 0.041 ; \mu_y = 0.821$$

Sens xx :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 140.40 \text{KN.m}$

Sens yy :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 115.27 \text{KN.m}$

-En travée :

Sens xx :  $M_t^x = 0.75 \times M_0^x \rightarrow M_t^x = 105.3 \text{KN.m}$

Sens yy :  $M_t^y = 0.75 \times M_0^y \rightarrow M_t^y = 86.45 \text{KN.M}$

**-En appui**

$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \rightarrow M_a^x = 70.20 \text{KN.m}$

$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \rightarrow M_a^y = 57.64 \text{KN.m}$

- A l'ELS :  $\rho = 0.92 \rightarrow \mu_x = 0.0436 ; \mu_y = 0.841$

**Sens xx :**

$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 109.00 \text{KN}$

Sens yy :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 91.67 \text{KN}$

**-En travée :**

Sens xx :  $M_t^x = 0.75 \times M_0^x \rightarrow M_t^x = 81.75 \text{KN.m}$

Sens yy :  $M_t^y = 0.75 \times M_0^y \rightarrow M_t^y = 68.82 \text{KN.m}$

**-En appui :**

$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \rightarrow M_a^x = 54.5 \text{KN.m}$

$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \rightarrow M_a^y = 45.84 \text{KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h = (1 \times 0.5) \text{ m}^2$

		$\mu$	$\alpha$	$Z$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A(\text{cm}^2/\text{ml})$ adopté
Sens xx	Travée	0.04	0.05	0.441	6.86	5HA14=7.70
	Appui	0.02	0.03	0.445	4.54	5HA14=7.70
Sens yy	Travée	0.03	0.04	0.443	5.61	5HA14=7.70
	Appui	0.02	0.03	0.445	3.73	5HA14=7.70

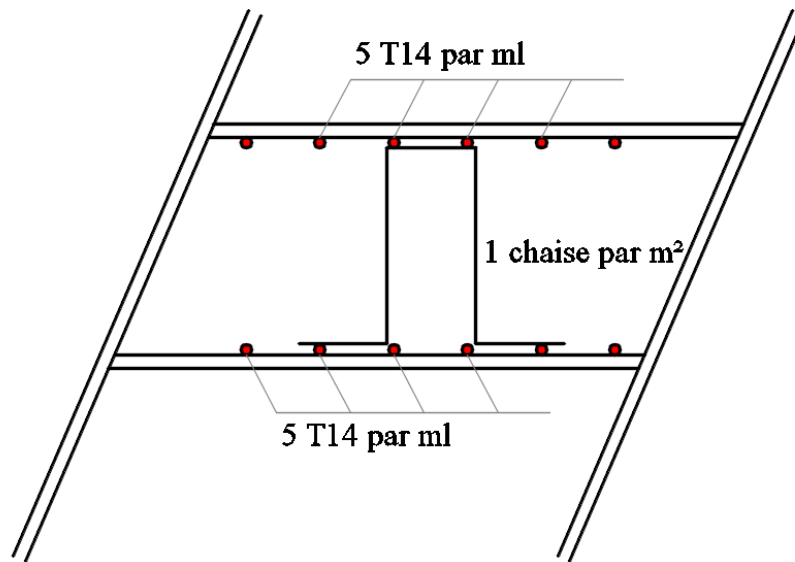


Fig. 4: FERRAILLAGE DU RADIER GENERALE

- **Espacement des armatures :**

Armatures // Lx:  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .

Armatures // Ly:  $S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$  dans le sens xx.

$S_t = 15\text{cm}$  dans le sens yy.

- Vérification à l'ELU
- Condition de non fragilité

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0.4$ , la section d'armature est :

⇒ En travée :  $A^{\min}_x = \rho_0(3-\rho) \times b \times h$  ;  $A^{\min}_y = \rho_0 \times b \times h$

Avec : 0.0008 pour des HA et FeE400

$$A^{\min}_x = 0.0008 (3-0.92) \times 100 \times 50 / 2 = 4.16 \text{ cm}^2 / \text{ml} ;$$

$$A^{\min}_y = 0.0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

⇒ En appui :  $A^{\min}_x = A^{\min}_y = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} =$$

$$V_u^x = \frac{208.78 \times 4.05}{2} \times \frac{4.40^4}{4.40^4 + 4.05^4} = 245.21 \text{ KN}$$

$$V_u^y = 199.1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{245.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.545 < \tau' = (0.07/\gamma_b) \times f_{c28} = 0.93 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

**b) Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \sigma'_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \min(2/3 f_e ; \sqrt[110]{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

On a : En travée : A=7.70cm<sup>2</sup> ; y=12.28cm ; I=239347cm<sup>4</sup>

En appui : A=5.65cm<sup>2</sup> ; y=10.94cm ; I=155730cm<sup>4</sup>

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	$\sigma_{bc}$	$\sigma_s$	$\sigma'_{bc}$	$\sigma'_s$
	M <sub>t</sub>	81.75	4.19	167.63	15	201.63
x-x	M <sub>a</sub>	54.4	3.82	178.47	15	201.63
y-y	M <sub>t</sub>	68.82	3.53	141.12	15	201.63
	M <sub>a</sub>	45.84	3.22	150.39	15	201.63

$\sigma_s < \sigma'_s$  ..... Condition vérifiée.