

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil



## Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.  
Option : construction civil et industriel.

### THÈME

*Étude d'un bâtiment (R+9+sous-sol) à usage  
d'habitation et commerces contreventement par  
voiles avec l'application de ETABS.*



Etudié par: M<sup>r</sup> Mokhtari Abdellah  
M<sup>r</sup> Hocine Yacine

Dirigé par : M<sup>r</sup> KANOUN

Année 2013/2014

# Remerciements

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à M<sup>r</sup> KANOUN pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour me venir en aide.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous*

# dédicace

Je dédie ce travail à :

- Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.
- Mes sœurs.
- Mes frères
- Toute ma famille mokhtari
- Mes amies. A toute la Promotion 2013/2014
- Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Mr :mokhtari abdellah

Je dédie ce modeste travail :

- A mes très chère parents pour leurs soutient, encouragement et conseils, et pour lesquels je dois tout.
- A mes frères.
- A mes sœurs .
- A mes chères amies
- A toute ma famille houcine.
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Mr : houcine yacine

## Notations

$G$	Action permanente
$Q$	Action d'exploitation
$E$	Action accidentelle
$\sigma_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\sigma_{St}$	Contrainte admissible d'acier
$\tau_u$	Contrainte ultime de cisaillement
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton
$\sigma_{st}$	Contrainte d'acier
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement
$f_{bc}$	Contrainte de calcul
$f_{cj}$	Résistance à la compression
$f_{tj}$	Résistance à la traction
$f_{c28}$	Résistance caractéristique a 28 jours
$A_{st}$	Section d'armature
$A_r$	Armature de répartition
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité d'acier
$\theta$	Coefficient d'application
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$I_{yx}$	Moment d'inertie
$i_{yx}$	Rayon de giration
$\mu_u$	Moment ultime réduit
$\alpha$	Position relative de la fibre neutre
$z$	Bras de levier
$d$	Distance entre les armatures et la fibre neutre
$C_u$	Facteur de force horizontal
$B_r$	Section réduite
$M$	Moment fléchissant
$T$	Effort tranchant
$N$	Effort normal
$A$	Coefficient d'accélération de zone
$D$	Facteur d'amplification dynamique
$R$	Coefficient de comportement global de la structure
$Q$	Facteur de qualité
$W$	Poids total de la structure
$V$	Force sismique total
$W_i$	Poids sismique au niveau « i »
$C_T$	Coefficient de période

# Sommaire :

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>3</b>
I.1.description de l'ouvrage.....	4
I.2.caractéristique géométrique.....	4
I.3.les éléments de l'ouvrage .....	5
I.4.caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....</b>	<b>18</b>
II.1.les planchers .....	19
a. Corps creux .....	19
b. dalle pleine.....	21
II.2. l'acrotère .....	21
II.3. l'acrotère.....	24
II.4. Les poteaux.....	28
II.6. Les voile.....	35
<b>Chapitre III : Calcul des éléments.....</b>	<b>39</b>
III. A. L'acrotère.....	40
III.B. Les planchers.....	50
III.C. les balcons .....	76
1. porte à faux.....	76

2. balcon a corps creux.....	86
III.E. L'escalier.....	86
III.F. La poutre palière.....	104
III.G. La salle machine.....	115
<b>Chapitre IV : les étapes de modélisation.....</b>	
<b>130</b>	
<b>Chapitre V : modélisation de la structure</b>	
<b>et Vérification de l'exigence du l'RPA.....</b>	
<b>147</b>	
V.1.description de l'ETABS.....	148
V.2.Etapes de modélisation.....	148
V.3. choix De la méthode.....	150
V.4. Etude Du Contreventement.....	152
V.5. Vérification de la structure selon les exigences de l'RPA.....	155
V.5.1.La période.....	155
V.5.2.Pourcentage de la participation de la masse .....	157
V.5.3.Déplacements relatifs.....	157
V.5.4 déplacements maximales.....	160
V.5.5Verification de l'effort tranchant à la base.....	163
V.5.6.vérification des efforts normaux au niveau des poteaux.....	166
V.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	167
V.5.8.Vérification de l'excentricité.....	168

V.5.9.conclusion .....	169
------------------------	-----

**Chapitre VI : ferrailages des poteaux.....170**

VI.1. Introduction.....	171
-------------------------	-----

VI.2. détermination des efforts internes.....	172
---	-----

VI.3. recommandation et exigence du RPA.....	179
--	-----

VI.4. calcule des armatures à l'ELU.....	181
--	-----

VI.5. Calcul de ferrailages des poteaux.....	184
--	-----

VI.6. vérification à ELU.....	193
-------------------------------	-----

VI.7. vérification à ELS.....	198
-------------------------------	-----

VI.8. ferrailages finale des poteaux.....	204
---	-----

**Chapitre VII : ferrailages des poutres.....205**

VII.1. diagrammes des moment fléchissant à ELU.....	207
---	-----

VII.2. recommandation du RPA pour les ferrailages des poutres.....	210
--	-----

VII.3. ferrailages des poutres a ELU.....	212
---	-----

VII.4. ferrailages .....	213
--------------------------	-----

VII.5.vérification a ELU.....	214
-------------------------------	-----

VII.6. vérification a ELS.....	219
--------------------------------	-----

**Chapitre VIII : ferrailages des voile.....223**

VIII.1. Introduction.....	224
---------------------------	-----

VIII.2. Combinaisons d'actions.....	224.
VIII.3. ferrailages.....	225
<b>Chapitre IX : étude de l'infrastructure.....</b>	<b>238</b>
IX.1. études du sol de fondation .....	239
IX.2. choix de type de fondation.....	240
IX.3. dimensionnement .....	240.
IX.4. étude de radier générale.....	244
IX.5. calcul des sollicitations à la base.....	247
IX.6. ferrailages du radier.....	252
a. Ferrailage de la dalle.....	252
b. Ferrailage de débord.....	258
c. Ferrailage de la nervure.....	259
<b>Chapitre X: Etude du mur plaque.....</b>	<b>265</b>
X.1. Introduction.....	266
X.2. détermination des moments.....	270
X.3. ferrailage du mur plaque.....	274
<b>Chapitre XI. Plans d'exécution.....</b>	<b>275</b>
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>276</b>

### Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela,

il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de moyenne

## Introduction générale

---

sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 9 étages, réalisé à Tizi ouzou (zone IIa).

# Chapitre I

## Présentation

### de l'ouvrage

**Introduction :**

On regroupera sous le terme « Bâtiment » les immeubles à usages d'habitation, il est composé d'une partie enterrée « infrastructure ou fondation » et d'une partie hors terre « superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages ».

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

**I.1. Description de l'ouvrage :**

Ce projet de fin d'étude qui consiste en étude et le calcul d'un bâtiment (R+9+S /S) à usage d'habitations et a usage de bureau de service. Ce bâtiment sera implanté à la Wilaya de TIZI-OUZOU qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne », et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un site meuble « S3 » d'une contrainte admissible  $\sigma_{sol}=2\text{bars}$ .

**I.2. Caractéristiques géométriques :****a) Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment.....34.6m
- Hauteur du sous-sol.....4.00m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.06 m
- Hauteur de l'étage courant .....3.06 m

**b) Dimensions en plan :****ETAGE COURANT :**

- Longueur totale.....19,60 m
- Largeur totale .....19,20m

**RDC :**

- Longueur totale .....19,20m

- Largeur totale .....18,30m

**LES SOUS SOLS :**

- Longueur total des sous-sols.....19,20m

- Largeur totale .....16,00m

**I.3.Eléments de l'ouvrage :****I.3.a. OSSATURE :**

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure qui dépassent une hauteur de 14mètre en zone IIa, Son contreventement est assuré par une structure mixte composé des portiques et des voiles.

**•les portiques :** C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

-Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.

-Transmettre directement les efforts aux fondations.

**•les voiles :** Composé des éléments verticaux « voiles »en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

-D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).

-Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

-ainsi ils minimisent les effets de la torsion.

**I.3.b. Les planchers :**

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur portée par des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

**I.3.c. Les escaliers :**

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers seront constitués de paillasse et de palier en béton armé coulés sur place.

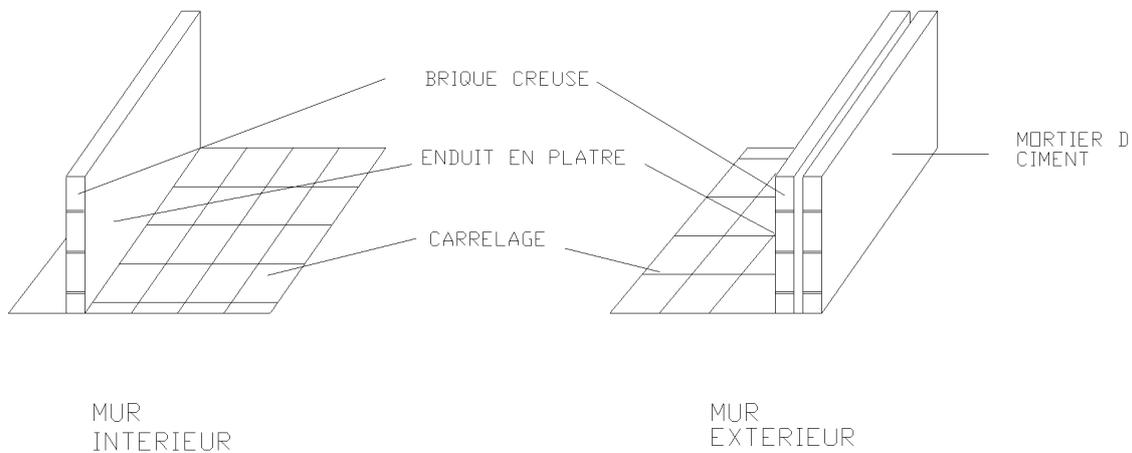
**I.3.d. Ascenseur :**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

**I.3.e. Maçonnerie :**

Mur extérieurs : sont en briques creuses, composés de double cloison de 10cm, séparé d'une lame d'air de 5cm..... (10+5+10).

Mur intérieurs : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.



### **I.3.f. Revêtements** : Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 2cm pour les murs de façades extérieure.
- En plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- En faïence pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

### **I.3.g. Coffrage** :

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

### **I.3.h. Fondations** :

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ... etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaire (des semelles reposants sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions des résistances et de tassements liées au caractère physique et mécanique de sol.

### I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91, CBA 93), et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

#### I.4.a. Béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland artificiel 325 (CPA 325).

##### ➤ Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). celle-ci notée  $f_{c28}$  varie en fonction de la granulométrie, du dosage en ciment et de la quantité d'eau de gâchage.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré ; qui est donnée par BAEL91, CBA 93 article : A.2.1.11 comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Après avoir procédé à l'écrasement des éprouvettes récupérer sur chantier au moment du coulage, Il y a lieu de faire un analyse de béton et un essai de convenue pour le début des travaux, Pour l'étude de notre projet, on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours est  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

- **Résistance caractéristiques à la traction** : (Art .2.1.12/BAEL91,CBA93).

la résistance du béton à la traction est faible, elle représente 10%de la résistance à la compression, notée  $f_{t28}$  et qu'on peut la déduire par la relation suivante :

$$f_{tj}=0,6+0,06.f_{cj} \text{ pour } :f_{cj}\leq 60\text{MPa}$$

$$A_j=28j \text{ on a } :f_{tj}=0.6+0.06(25)=2.1\text{MPa} \quad f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites du béton:**

•**Les états limites** :

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

a)**Etat limite ultime** :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

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

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa (Art .A.4 .3 .41 / BAEL91, CBA93)}$$

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \longrightarrow f_{bc}=14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \longrightarrow f_{bc}=18,48 \text{ MPa}$$

$\theta$  : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta=1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures ( $t > 24\text{heures}$ ).

$\theta=0,9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ( $1 < t < 24\text{heures}$ ).

$\theta=0,85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heures ( $t < 1\text{heure}$ ).

### b) Etat limite de service :

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

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

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

$$\sigma_{bc} = 0,60.f_{c28} \text{ en MPa (Art 4.5.2 BAEL91,CBA93)}$$

D'où :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

### ➤ Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

#### a) L'ELU :

La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure I-1.

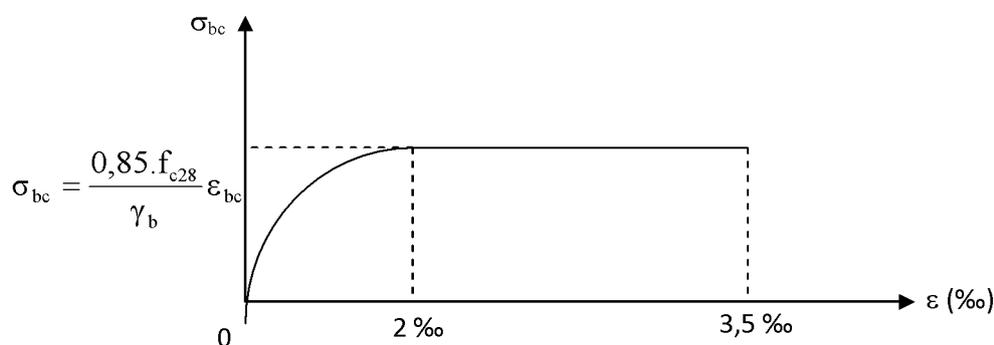


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton.

Le diagramme est constitué :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

**b) A l'ELS :**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte -déformation est illustré dans.

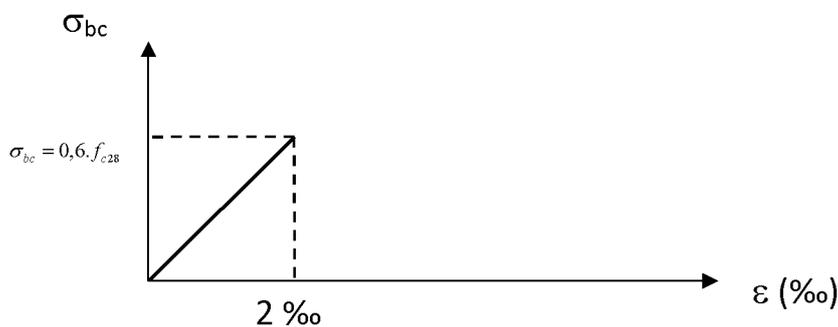


Figure I-2 : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton.

- **Contrainte tangente conventionnelle** : (Art. A.5.1.BAEL91, CBA 93)

Donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

$V_u$ : effort tranchant dans la section étudiée(ELU) .

$b_0$ : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

Avec :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}, 5 \}$  MPa=3.25MPa → pour la fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,10 f_{c28}, 4 \}$  MPa=2.5MPa → pour la fissuration préjudiciable ou trèspréjudiciable.

➤ **Module d'élasticité :**

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

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

**1- Module de déformation longitudinale:**

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

**a. Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  »:**(Art. A.2.1.21 /BAEL91, CBA93)

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où: pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

**b. Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  »:**(Art. A.2.1.22/BEAL91,CBA 93)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).qui est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec :  $f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow E_{vj}=10818.86\text{MPa}$

**2- Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

➤ **Coefficient de poisson** : (Art A.2. 1. 3.BAEL91, CBA 93)

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " $\nu$ ". Conformément au règlement **BAEL91**:

à l'ELU :  $\nu=0 \Rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS :  $\nu=0,2 \Rightarrow$  calcul des déformations (béton non fissuré)

### I.4.B.Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ◆ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ◆ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%o]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22%o	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14%o	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8%o	1,3	1

Tableau I.B.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

➤ **Limite d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  (Art A.2.2.1/ BAEL91,CBA 93)

➤ **La limite élastique garantie  $f_e$  :**

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

➤ **Diagramme contrainte déformation :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous

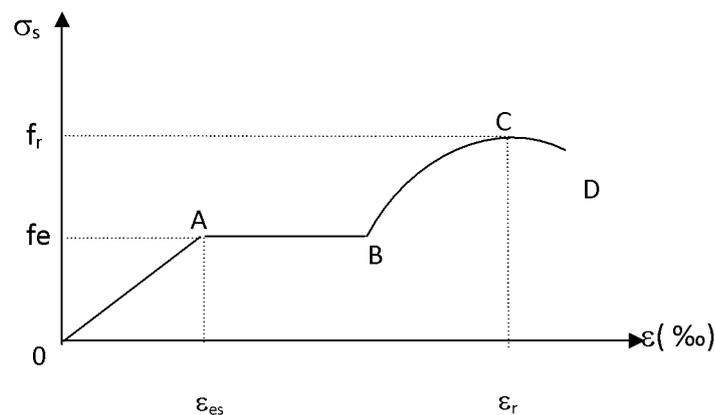


Figure I.B.1 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- $f_r$  : Résistance à la rupture de l'acier.
- $f_e$  : Limite d'élasticité.
- $\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- $\epsilon_r$  : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire

- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : domaine de striction

➤ **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

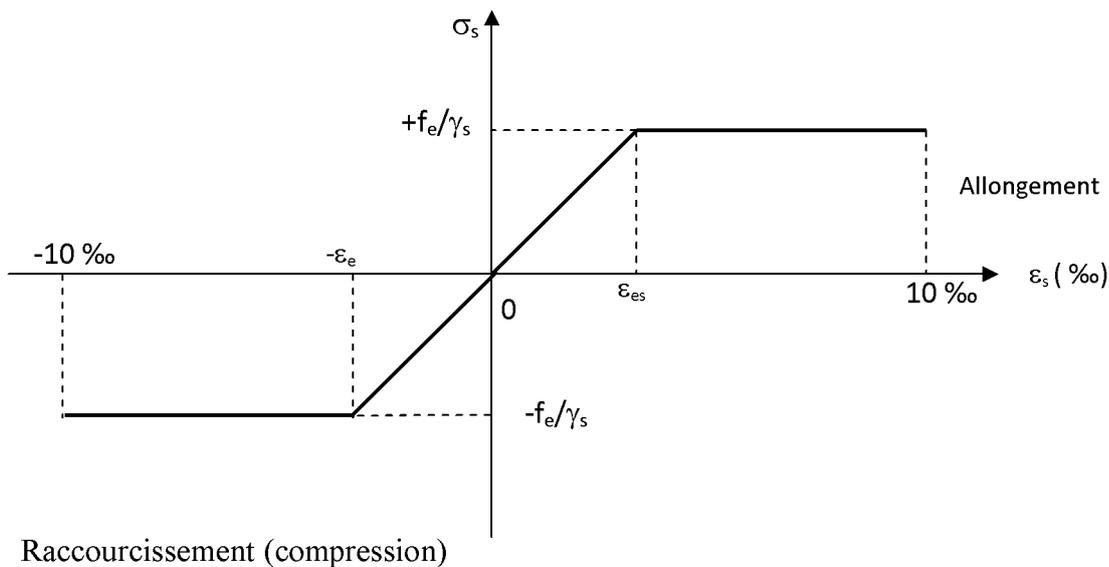


Figure I.B.2 : Diagramme contrainte- déformation de calcul

➤ **Contraintes limites de l'acier :**

**a) Contrainte limite à l'ELU(Art.4 .3.2/BAEL.91)**

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

avec:

$\sigma_{st}$ : contrainte d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$  situation durable

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle.

**Exemple :**

	$\gamma_s=1.15$	$\gamma_s = 1$
Fe=400Mpa	$\sigma_{st}=348\text{Mpa}$	$\sigma_{st}=400\text{MPa}$
Fe=520Mpa	$\sigma_{st}=450\text{Mpa}$	$\sigma_{st}=520\text{Mpa}$

**b)- La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations

**1. Fissuration peu nuisible :** (BAEL91,CBA 93/Art. A. 4.5.32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

**2. Fissuration préjudiciable :** (BAEL91,CBA 93/Art. A. 4.5.33)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ enMPa}$$

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$ :résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$ :coefficient de fissuration tel que :

$\eta=1 \rightarrow$  pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta=1,3 \rightarrow$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $Q < 6\text{mm}$ .

$\eta=1,6 \rightarrow$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $Q \geq 6\text{mm}$ .

La valeur de  $\bar{\sigma}_{st}$  obtenue pour  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$  et  $\eta=1.6$  est :  $\bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$

**3. Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91, CBA 93 / Art 4.5.34)

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

La valeur de  $\bar{\sigma}_{st}$  obtenue pour  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$  et  $\eta=1.6$  est :  $\bar{\sigma}_{st} = 165\text{MPa}$

➤ **Protection des armatures** : (Art .A.7.2. 4 /BAEL91, CBA 93)

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

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

# Chapitre II

## Pré-dimensionnement

**Introduction :**

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

**II.1.Pré-dimensionnement des éléments :****II .1.A. Les planchers :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils assurent deux fonctions essentielles.

- ✓ **Une fonction de résistance mécanique** ; Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettent les charges aux éléments porteurs de la structure.
- ✓ **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité**, Qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et froides et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

**❖ Plancher à corps creux :**

Il s'agit de plancher ,constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriqués servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4à6cm d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée par un treillis soudé de nuance(FE520)dont les mailles ne dépassants pas :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

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

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle.

L : portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

**Remarque :**

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas :  $L = 400 - 25 = 375\text{cm}$

$$ht \geq \frac{375}{22,5} = 16,67\text{cm}$$

On prend **ht = 20cm.**

On optera pour un plancher une épaisseur de  $h_t = (16+4)\text{cm}$ , soit :

16cm : épaisseur du corps creux

4cm : épaisseur de dalle de compression

Il sera valable pour tous les planchers.

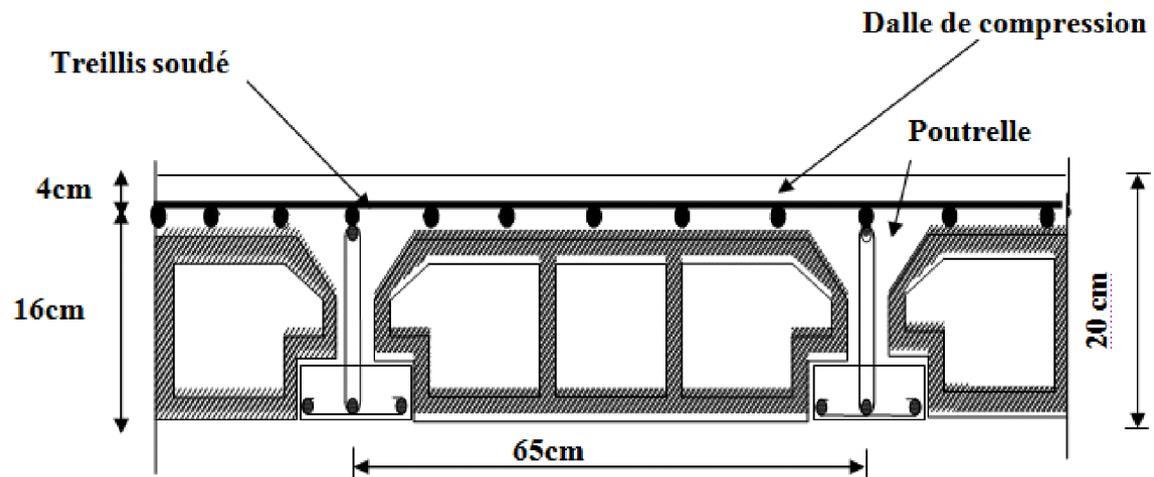


Fig. .II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

### ❖ Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes et des conditions d'appui.

#### 1) condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :  $e \geq L_0/10$  .

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas :  $L_0=1,66\text{m}$      $e_1 \geq 1,66/10=0,166\text{m}$

on adoptera une épaisseur  $e=20\text{ cm}$  ;

#### II .1.B. Les poutres :

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91, CBA93 comme suit :

##### **Hauteur de la poutre :**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10;$$

**Largeur de la poutre :**

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

$h_t$  : Hauteur totale de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée.

L'article (7.5.1) du RPA exige les conditions telles que :

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 25\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

-Poutres principales (ou porteuses)

- Poutres secondaires.

**a- Poutres principales :**

**Hauteur :**

On a  $L = 400 - 25 = 375\text{cm}$

D'ou :  $375/15 \leq h_t \leq 375/10 \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm}$

On prend :  $h_t = 35\text{cm}$

**Largeur :**

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 25$

On prend :  $b = 25\text{cm}$

**b- Poutres secondaires:****Hauteur :**

On a  $l=320-25=295\text{cm}$

$$\text{D'ou : } 295/15 \leq h_t \leq 295/10 \Rightarrow 20 \leq h_t \leq 29,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t=25\text{cm}$

**Largeur :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 10 \leq b \leq 17,5$$

On prend :  $b=15\text{cm}$

**VERIFICATION :**

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35cm	25cm	<b>Non Vérifiée</b>
$b \geq 20\text{cm}$	25cm	15cm	<b>Non Vérifiée</b>
$h/b \leq 4$	1.4	1.6	<b>Vérifiée</b>

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

Les conditions sont pas vérifiées, alors on prend les sections ( $b \times h$ ) adoptées pour les poutres seront comme suit :

**Poutre principale :  $(25 \times 35)\text{cm}^2$**

**Poutre secondaire :  $(25 \times 30)\text{cm}^2$**

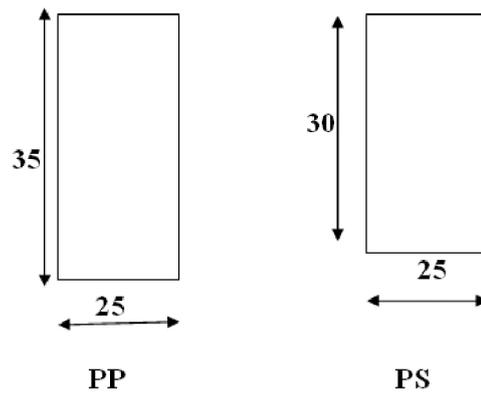


Fig. II.2.Dimension des poutres

**II.1.C.L'acrotère**

On a  $h_t=60$  cm

Charge permanente G

$$G = 25 * \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right]$$

$G = 1,713$  KN/ml.

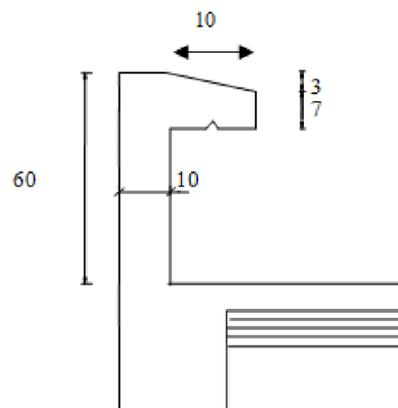


Figure II-3 Coupe verticale de l'acrotère

**II .2.détermination Les charges et surcharges(DTR B.C.2-2) :**

**II .2.a. Les charges permanentes**

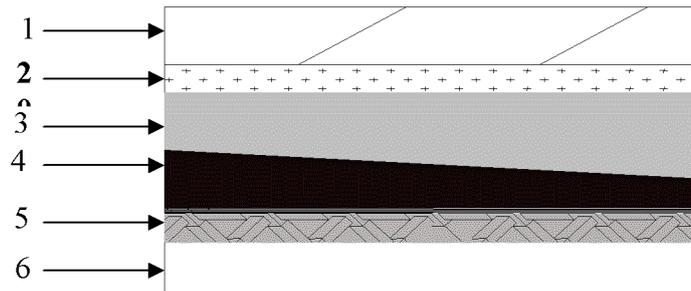


Figure II. 4. a : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge $G_1$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Couche de gravier	17	0.05	0.85
02	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
03	Béton en forme de pente	22	0.05	1.1
04	Hourdis et table de compression (16+4)	14	0.2	2.80
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16
06	Enduit sous plafond	12	0.02	0.24
			<b>Totale <math>G_1 = 5,27</math> KN/m<sup>2</sup></b>	

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente  $G_1$  du plancher terrasse

**b) Etage courant ,RDC et S-SOL :**

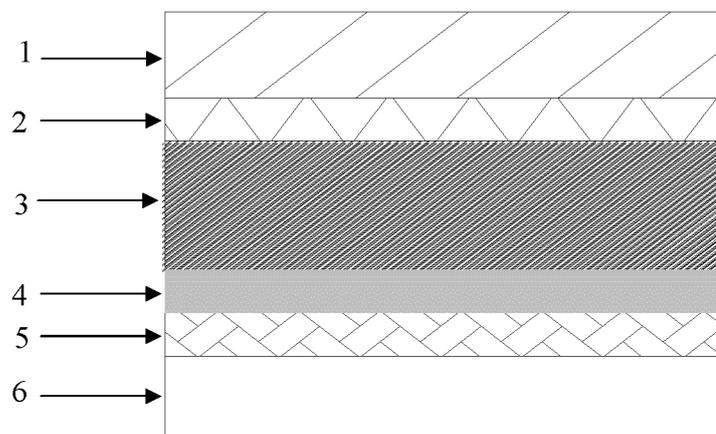


Figure II.4.b: Coupe transversale du plancher en corps creux.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Valeur de i	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur	Charge $G_t$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
06	Maçonnerie en brique creuse	/	/	1.00
				<b>Totale <math>G_t = 5.20</math> KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.3: Valeur de charge permanente  $G_t$ .

### c)Plancher dalle pleine :

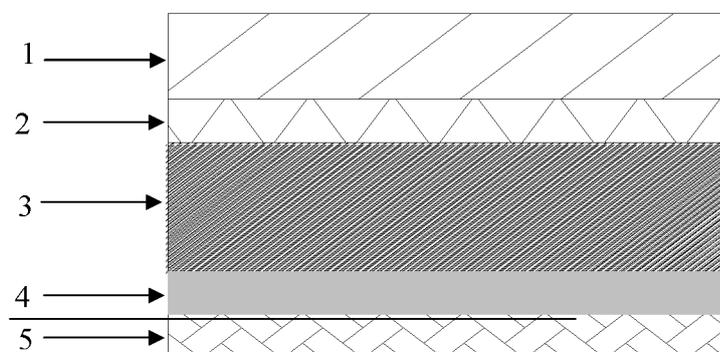


Figure II.4.c: Coupe transversale du plancher dalle pleine

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge $G_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
05	Enduit ciment	18	0.02	0.36
				<b>Totale <math>G_i = 5.31 \text{ KN/m}^2</math></b>

Tableau II.4: Valeur de charge permanente  $G_i$ .

**c) Maçonnerie :**

➤ **Mur extérieur :**

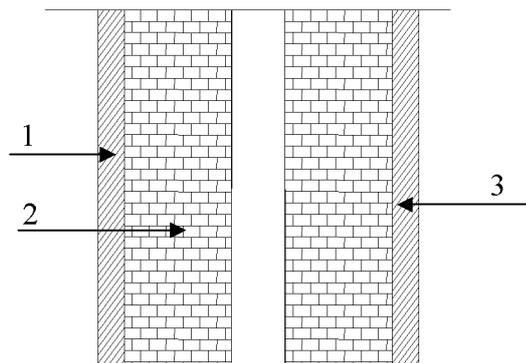


Figure II.4.d: Coupe verticale de mur

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Mortier de ciment	20	0.02	0.40
02	Brique creuse	9	0.1x2	1.8
03	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
				<b>Totale G = 2.40 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

**II. 3. Les surcharges d'exploitations :**

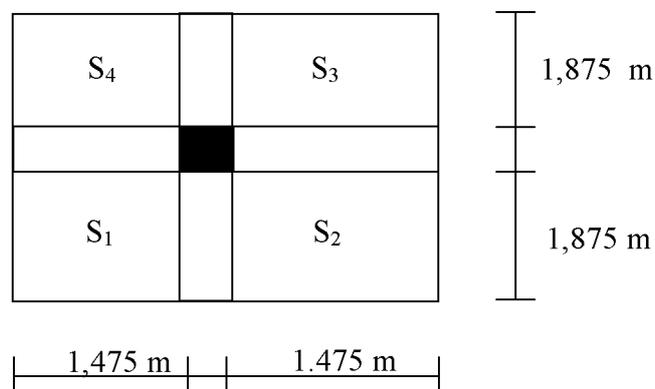
Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

Eléments	Surcharges (Q) [ KN/m <sup>2</sup> ]
Acrotère	→ 1.00
Terrasse inaccessible	↓ 1.00
Plancher étage courant	↓ 1.50
Etage de service (bureau)	↓ 2.50
Plancher RDC et le s-sol (services )	↓ 2.50
Porte-à-faux et les balcons	↓ 3.50
Escalier	↓ 2.50

**II.4 . Les poteaux :****II.4.1 Dimensionnement des poteaux****a. Surface revenant au poteau le plus sollicité**

Le dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple pour le poteau le plus sollicité

La surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité est :



$$S_1 = 1,475 \times 1,875 = 2,766 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,475 \times 1,875 = 2,766 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,475 \times 1,875 = 2,766 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,475 \times 1,875 = 2,766 \text{ m}^2$$

La somme nous donne  $S=11,064\text{m}^2$

### **b-Calcul du poids propre de la poutre**

#### *1. poutres principales*

$$G_{pp} = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times 4,00 = 8,75 \text{ KN}$$

#### *2. poutres secondaires*

$$G_{ps} = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 2,95 = 5,53 \text{ KN}$$

$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$  (poids volumiques du béton)

D'où le poids des poutres est de  $G_r = 14,28 \text{ KN}$

$$G_t = G_{ps} + G_{pp} = 8,75 + 5,53 = 14,28 \text{ KN}$$

### **C .Calcul du poids propre du plancher**

#### **1. Charge permanente**

- Plancher terrasse  $G_T = 5,27 \times 11,064 = 58,31 \text{ KN}$
- Plancher courant:  $G_T = 5,20 \times 11,064 = 57,53 \text{ KN}$

#### **2. Charge d'exploitation**

- Plancher terrasse:  $Q_0 = 1 \times 11,064 = 11,064 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant+RDC:  $Q_0 = 1,5 \times 11,064 = 16,6 \text{ KN}$
- Plancher sous sol :  $Q_0 = 2,5 \times 11,064 = 27,66 \text{ KN}$

**3. loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages**

Elle s'applique au bâtiment à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

Où  $G$ ,  $Q$  et  $N_s$  désignent respectivement les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et l'effort normal de compression à la base du poteau. Par ailleurs, la section du

poteau est exprimée par la relation :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc}$  Étant la contrainte admissible à la compression simple.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot x f_{c28}$$

$$= 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**4. Coefficient de dégression de surcharges :**

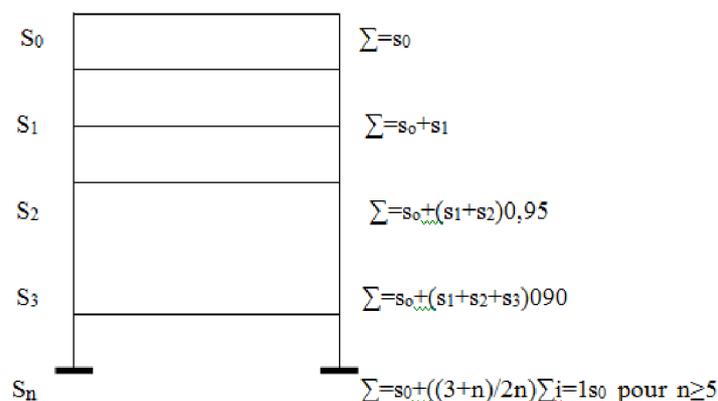


Tableau II.6 coefficient de régression des surcharges

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coeff.	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,69	0,67	0,65

• Surcharges cumulées

$$Q_0 = 11,064 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 11,064 + 16,6 = 27,66 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 11,064 + 0,95(16,6 \times 2) = 41,84 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,064 + 0,90(16,6 \times 3) = 55,88 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,064 + 0,85(16,6 \times 4) = 67,50 \text{ KN}$$

Pour n supérieur ou égale 5 étages les coefficients de régression des surcharges sont obtenus par la formule suivante:

$$\frac{3+n}{2n}, \text{ Avec n nombre d'étage du haut vers le bas}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,064 + 0,80(16,6 \times 5) = 77,46 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,064 + 0,75(16,6 \times 6) = 85,76 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,064 + 0,71(16,6 \times 7) = 93,56 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11,064 + 0,69(16,6 \times 8) = 102,7 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11,064 + 0,67(16,6 \times 9) = 114,15 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 11,064 + 0,65(16,6 \times 10) + 27,66 = 146,62 \text{ KN}$$

Tableau II.7 Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau

Ni	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normaux (KN)	Section [cm2]	
	Poids plancher	Poids poutres	Poids poteaux	G	G c	Q <sub>plancher</sub>	Q <sub>c</sub>	N=Gc+Q <sub>c</sub>	S ≥ N/σ <sub>bc</sub>	S adop
10	58,31	14,28	0	72,59	72,59	11,064	11,064	83,65	5,58	30x30

9	57,53	14,28	6.88	71,81	144,4	27,664	38,73	183,13	12,21	30x30
8	57,53	14,28	6.88	71,81	216,21	41,84	80,57	296,78	19,76	30x30
7	57,53	14,28	9.37	71,81	288,02	55,88	136,45	424,47	28,30	35x35
6	57,53	14,28	9.37	71,81	359,83	67,50	203,95	563,78	37,59	35x35
5	57,53	14,28	9.37	71,81	431,64	77,46	281,40	713,04	47,54	35x35
4	57,53	14,28	12.24	71,81	503,45	87,76	369,17	872,62	58,17	40x40
3	57,53	14,28	12.24	71,81	575,26	93,56	462,73	1037,99	69,20	40x40
2	57,53	14,28	12.24	71,81	647,07	102,7	565,43	1212,48	80,83	40x40
1	57,53	14,28	15.49	71,81	718,88	114,15	679,59	1398,47	93,23	40x40
S-S	57,53	14,28	21,51	71,81	790,69	146,62	826,20	1616,89	107,79	40x40

• **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA**

.  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$  en zone I et IIa.

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} ; \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$$

Les sections adoptées :

(40x40) cm<sup>2</sup> → pour le sous sol et le RDC pour le 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup> étage

(35x35) cm<sup>2</sup> → du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage.

(30x30) cm<sup>2</sup> → du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage

**Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)**

Avec  $h_e$  : est la hauteur libre du poteau

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées	Observation
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 30 > 15,3$	Condition vérifiée

30 x 30	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
35 x 35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 35 > 15,3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
40 x 40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 40 > 15,3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

LE S-SOL :

40 x 40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 40 > 20$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

**Conclusion :**

Toutes les conditions relatives à l'Art. 7.4.1 du RPA99 version 2003 sont vérifiées.

➤ **Vérification au flambement :**

-Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

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

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

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

$B$  : Section transversale du poteau ( $B \times b$ )

$l_0$  : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

### **1-Poteaux de sous sol : (40x40)**

$h=3,65\text{m}$

$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,65 = 2,555 \text{ m}$

$I = 0,35^4 / 12 = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$B = 0,35^2 = 0,122 \text{ m}^2$

$i = (1,25 \times 10^{-3} / 0,122)^{1/2} = 0,101 \text{ m}$

Donc:  $\lambda = 2,555 / 0,101 = 25,30 < 50 \dots \dots \dots$  vérifiée.

### **2-Poteaux du rez-de-chaussée : (40x40)**

$h=2,71\text{m}$

$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 2,71 = 1,89\text{m}$

$I = bh^3 / 12 = 0,35^4 / 12 = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$B = 0,35 \times 0,35 = 0,122 \text{ m}^2$

$$i = (1,25 \times 10^{-3} / 0,122)^{1/2} = 0,101 \text{ m}$$

Donc:  $\lambda = 1,89 / 0,101 = 18,71 < 50$  ..... vérifiée

**3-Poteaux d'étage courant :**

C est le même avec le rez-de-chaussée ht=3,06

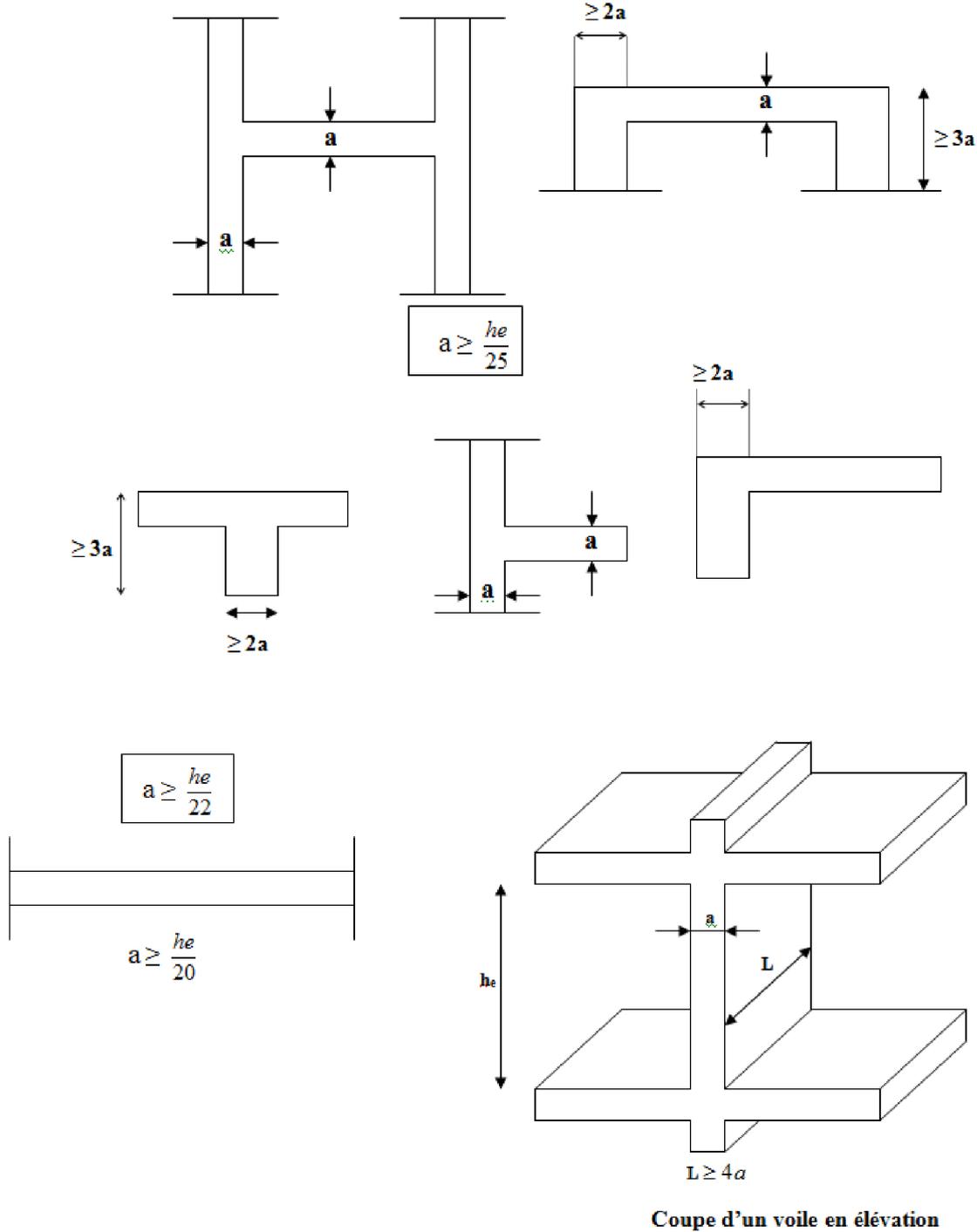
**Conclusion :**

Pas de risque de flambement.

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

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 version 2003 leurs Pré-dimensionnement se feront comme suite :



L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

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

**Pour le RDC et les sous-sols**

On a:  $h_e = h - e_p$

$h_e = 400 - 20 = 380 \text{ cm}$

$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}$

$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$

- $a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $L \geq 4.a \Rightarrow 150 > 25 \times 4 = 100 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

**Pour les étages courants:**

On a :  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$

$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$

- $a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $L \geq 4.a \Rightarrow 150 > 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $L \geq 4.a \Rightarrow 150 > 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

**Conclusion :**

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

❖ Hauteur du plancher en corps creux  $\longrightarrow$   $ht=20\text{cm}$ .

❖ Epaisseur de la dalle pleine  $\longrightarrow$   $e=15\text{cm}$

❖ Epaisseur des voiles :

RDC et sous-sols  $\longrightarrow$   $a=20\text{cm}$ .

Etages courants  $\longrightarrow$   $a=20\text{cm}$ .

❖ Section des poutres :

Poutres principales  $\longrightarrow$   $(25 \times 35) \text{ cm}^2$ .

Poutres secondaires  $\longrightarrow$   $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

❖ Section des poteaux :

❖  $(40 \times 40) \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour le sous sol et le RDC pour le 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup> étage

❖  $(35 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow$  du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage.

❖  $(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$  du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage

**Conclusion :**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

# Chapitre III

## Calcul des éléments

**Introduction :**

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

**III .A. L'ACROTERE**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- \* Un effort normal du à son poids propre (**G**).
- \* Un moment du à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

**III.A.1. PRINCIPE DE CALCUL :**

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

**III.A.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère.**

La hauteur :  $h=60\text{cm}$  ; l'épaisseur :  $h_0=10\text{cm}$

L'enrobage :  $c=c'=2\text{cm}$  ; la surface :  $S = \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right] = 0,0685 \text{ m}^2$ .

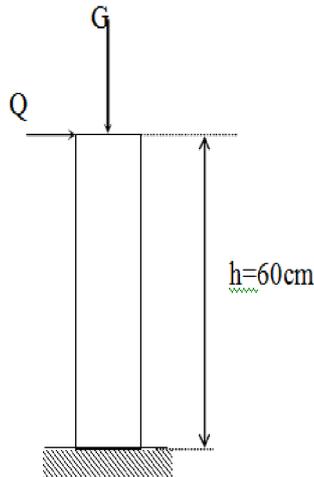


Fig III.A.1 : Schéma statique

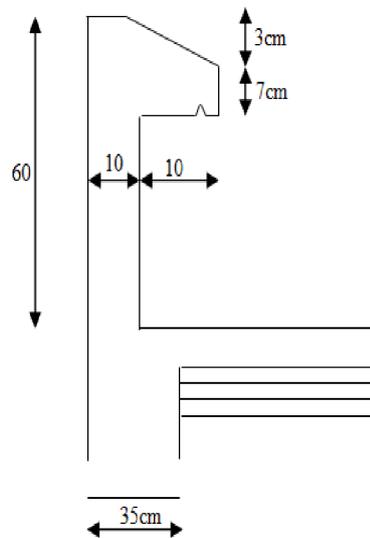


Fig.III.A.2 : Coupe verticale de l'acrotère

**III.A.3. Calcul des sollicitations :**

• **Le chargement :**

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0685 = 1,713 \text{ kN / ml}$ .

$\rho_b$  : Masse volumique du béton =  $25 \text{ KN/m}^3$ .

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q=1 \text{ KN/ml}$ .

• **Calcul des sollicitations :**

Effort normal du au poids propre :  $N_G=G \times 1\text{m}$  (de largeur).

$$N=1,713 \times 1 = 1,713 \text{ KN} .$$

$$\text{Effort tranchant : } T=Q \times 1 = 1 \text{ KN} .$$

Moment de renversement M du à Q :

$$M=Q . h . 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ K}$$

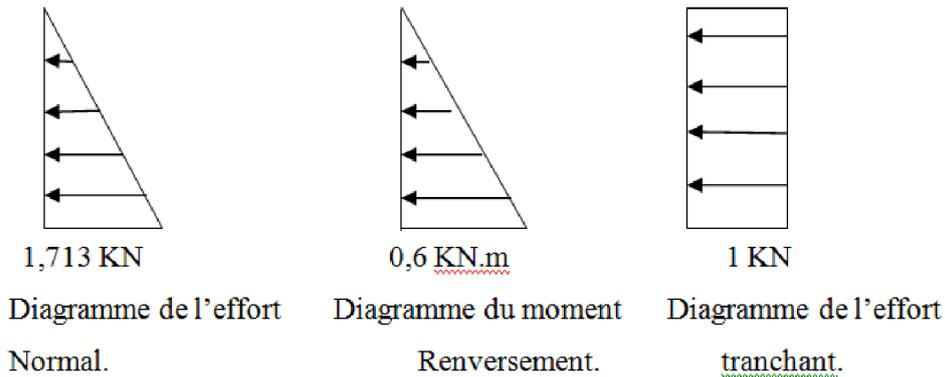


Fig.III.A.3 : Diagramme des efforts internes

**III .A.4. Les combinaisons de charges :**

a) **ELU** : La combinaison de charge a considérer est :

$$1,35G+1,5Q$$

$$N_u=1,35N=1,35 \times 1,713 = 2,313 \text{ KN} .$$

$$T_u=1,5T=1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} .$$

$$M_u=1,5M_Q=1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

b) **ELS** : La combinaison de charge a considérer est : G+Q

$$N_s=N= 1,713 \text{ KN} .$$

$$T_s =T=1,5 \text{ KN} .$$

$$M_s=M=0,6 \text{ KN.m}$$

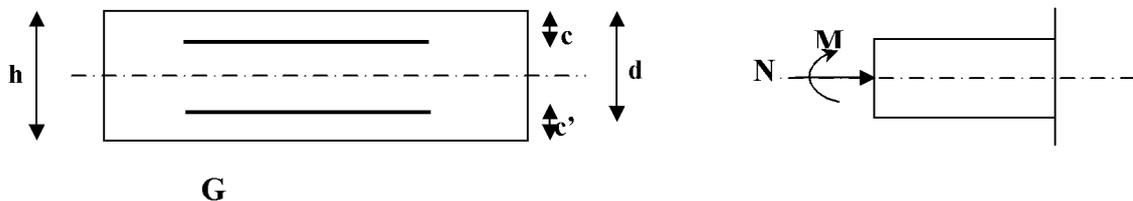
**III.A.5.Ferraillage :**

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

☞ **Remarque :**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression  $N$  et un moment de flexion  $M$ .

Le ferraillage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur  $h = 10\text{cm}$  et de largeur  $b = 100\text{cm}$ ). Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif  $M_f$ , afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$ , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles  $A$ .



Avec :

$h$ : Epaisseur de la section.

$c$  : distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$  : hauteur utile.

$M_f$  = moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.A.6. Calcul à L'ELU :a)- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,313} = 0,389m = 39cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3cm \quad \Rightarrow \quad e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec :

$M_u$  : Moment dus à la compression ;

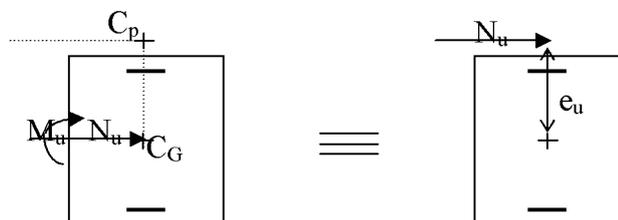
$N_u$  : Effort de compression.

$e_u$  : Excentricité.

$a$  : Distance entre le CDG de la section et de CDG des armatures tendues.

Donc :  $e_u > a$

D'où le centre de pression se trouve en dehors de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

b)- Calcul en flexion simple :

✓ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,313 \times (0,03) = 0,969 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,969 \text{ KN m}$$

✓ **Moment réduit:**

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,969 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9945.$$

**Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,969 \times 10^6}{0,9945 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 35,01 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée**

La section des armatures réelles:

$$A_{sc} = A_f$$

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{2,313}{34,8} = 0,284 \text{ Cm}^2$$

**III.A.7. Vérification à l'ELU :**

**1. Condition de non fragilité :** (Art. A.4.2.1/BAEL 91,CBA93)

$$A_{\min} \leq A$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A = 0,286 \text{ cm}^2.$$

### Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### •Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

### 2. Vérification au cisaillement : (ART : 5.1.21.BAEL91 ; CBA93).

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15} ; 4\text{MPa}\right) = 3,26\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : La condition est vérifiée ;

**Conclusion** : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**3. Vérification de l'adhérence des barres** : (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93) .

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{ somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,207 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**4. Longueur de scellement droit** : (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)

$$L_s = 40 \Phi \quad \text{pour FeE 400.}$$

$$L_s = 50 \Phi \quad \text{pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

Dans notre cas : FeE400  $\Rightarrow$   $L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{cm}$ .

**III.A.8. Vérification à l'ELS.**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

-La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

-La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**•Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} fe, \max(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ty}}) \right]$$

Avec :  $n$  : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} n=1,6 \text{ pour les HA.} \\ n=1 \text{ pour les RL.} \end{array} \right.$$

dans notre cas :  $n=1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ 266,66; \max(0,5 \times 400 = 200; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} = 201,63) \right] = 201,63 \Rightarrow$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,9205$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,9205 \times 8 \times 2,01} = 40,54 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 40,54 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### **•Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 3(1-B) = 3(1-0,9205) = 0,239$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,239}{15(1-0,239)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,021 \times 40,54 = 0,851 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,851 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

**III.A.9. Vérification de l'acrotère au séisme** : Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4.A. C_p. W_p$$

A : coefficient de zone, dans notre cas (Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2)

$$A=0.15 \quad (\text{ART4 .2.3tab4-1})$$

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale : C<sub>p</sub> = 0,8.

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 1,713 KN/ml.

D'où :

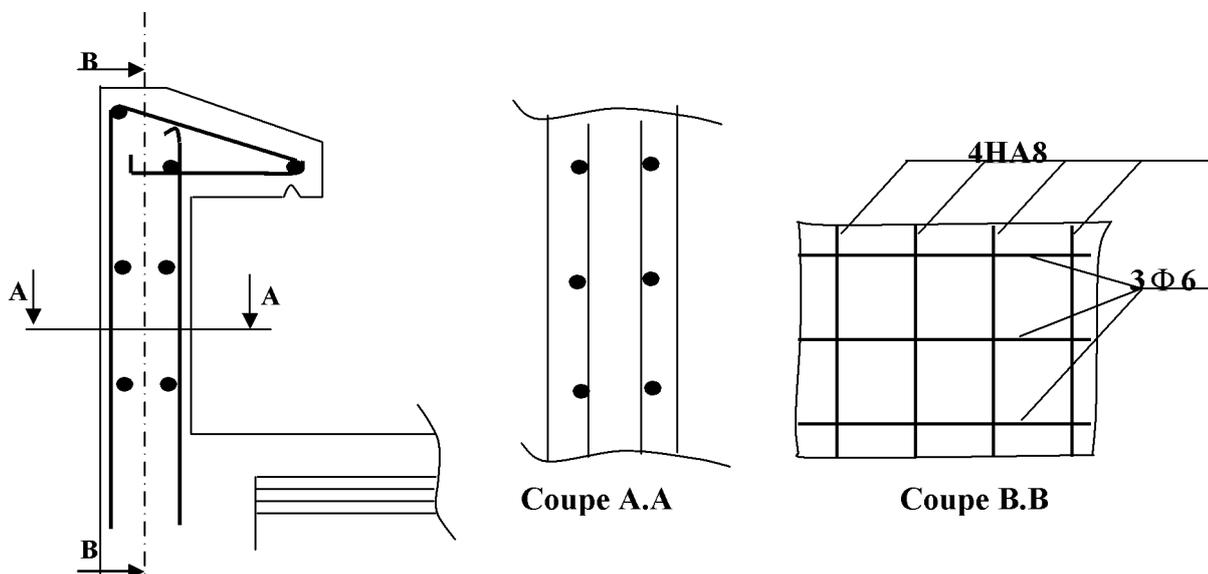
$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

**Conclusion** : Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**.

Armatures de répartition : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**.



**III.B. PLANCHERS.****Introduction :**

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression collée sur place.

Ils sont constitués de :

- ❖ Nervures appelées poutrelles.
- ❖ Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- ❖ Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

**III.B.1-Dalle de compression :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise un quadrillage de nuance TLS520 (treillis a soudées).

pour le BAEL91 (Art.6.8.423), CBA93.

De  $\varnothing \leq 6\text{mm}$  dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les barres ( $A_{\perp}$ ) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ( $A_{//}$ ) parallèles aux poutrelles (nervures).
- **Calcul des armatures :**
  - ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4xL}{f_e}$$

Avec :  $L = 65 \text{ cm}$  ; distance entre axes des poutrelles.

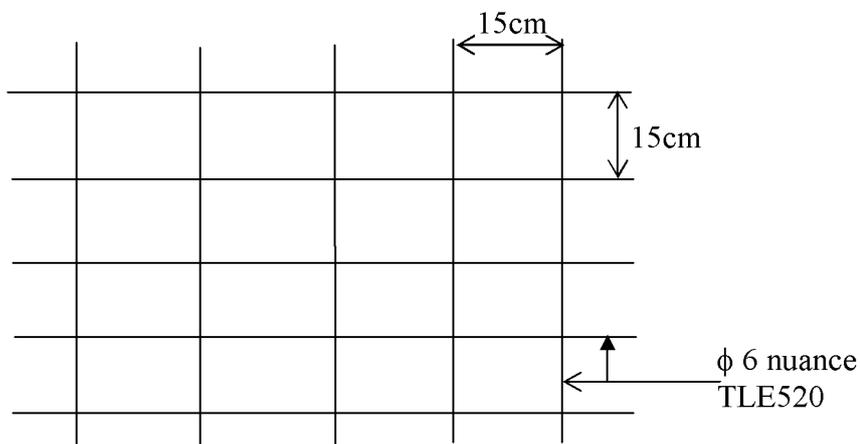
$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de 15 cm.

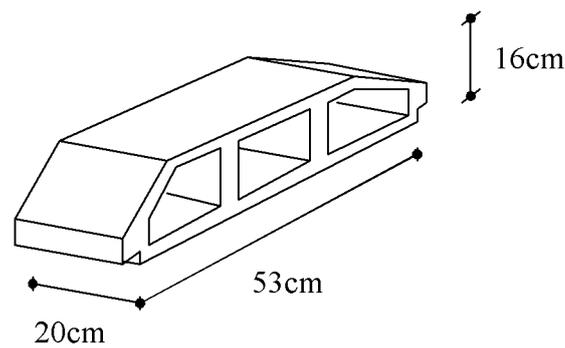
❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{//} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de 15 cm.



**Fig.B.1 :treillis soudés de15x15cm.**



Corps creux

### III.B.2 – Etude des poutrelles :

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicitée, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher du rez-de-chaussée) le calcul se fera en deux étapes

- ❖ **1<sup>ère</sup> étape** : avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

- **Charges permanentes** :

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

- Poids propre du corps creux :  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62$  KN/ml.

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml.}$$

- **Charges d'exploitation (surcharge)** :

- Poids de l'ouvrier (1KN/ml) :  $Q = 1$  KN/ml

- **Combinaison de charges à l'ELU** :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée** :

$$M_u = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,20)^2}{8} = 3,20 \text{ KN.m}$$

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

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{2,5 \times 3,20}{2} = 4,00 \text{ KN.}$$

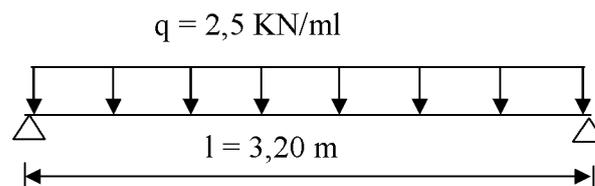


Fig.B.2 : Schéma statique de la travée poutrelle.

- **Calcul des armatures :**

- ✓ Calcul de  $\mu_b$  :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,20 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 4,69$$

$$\mu_b = 4,69 > 0,392$$

⇒ Donc notre Section est doublement armée

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

### 2<sup>ème</sup> étape :

Considérant notre poutrelle continue de section en Té, avec une inertie constante; reposant sur six appuis, les appuis de rives seront considérés comme des semi encastrement,

et les autres comme des appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q (figure)

On notera que la longueur de chaque travée est prise entre nus d'appuis

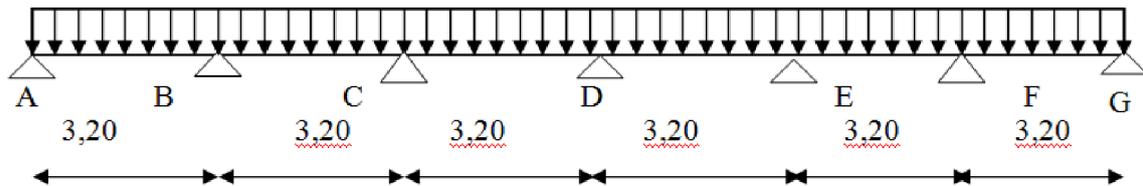


Fig.B.3 : Schéma statique de la poutrelle

Les dimensions des poutrelles :(BAEL .Art A.4.1.3), CBA93.

- **Largeur de la table (b) :**

$$b=2b_1+b_0$$

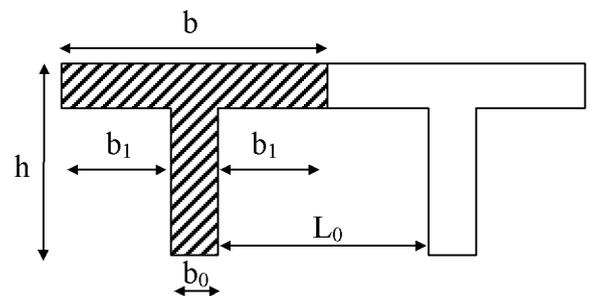
$2b_1$  : Les débords

$b_0=12$  cm, base de la nervure

$h_0=4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$$h =20$$
cm

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right\}$$



$L_0$  : distance entre deux poutrelles voisines. Fig.B.3 : Construction de la section en T

voisines.

$$L_0=65-12=53$$
cm

L : largeur de la plus grande travée

$$L = 3,20 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{32, 26,5, 32\} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

a) **Détermination des charges revenant à la poutre (P) :**

- **Charges permanentes G :**

$$G = G_p \times b = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ml}$$

- **Charges exploitation Q:**

$$Q = Q_p \times b = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 1,63$$

$$q_u = 7,01 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 3,38 + 1,63$$

$$q_s = 5,01 \text{ KN/ml}$$

b) **Choix de la méthode:**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher; à l'aide des méthodes suivantes:

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthodes trois moments.

- **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

✓ **Méthode de calcul** : 1<sup>er</sup> choix

**Méthode forfaitaire**

✓ **Domaine d'application** :

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

$$Q \leq \max \{2 \times G ; 5 \text{KN/ml}\}$$

$$Q = 1,63 \text{ KN/ml} \leq \max \{2 \times 3,38 = 6,76 \text{KN/ml} ; 5 \text{KN/m}\} \quad \text{condition vérifiée.}$$

1)-Bâtiment à usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable.

**Condition vérifiée.**

2) - Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées → **La condition est vérifiée.**

3) -Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{3,20}{3,20} = 1,00 < 1,25 \quad \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

❖ **La condition est vérifiée.**

**Conclusion** : la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Principe de la méthode** : (BAEL91\_modifié 99 J.P Mougins art 3III4)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la

travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

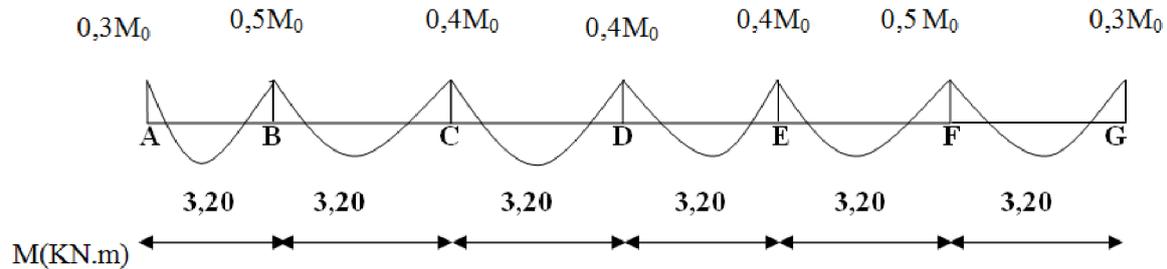


Fig.B.4 : Diagramme des moments

➤ **Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et

d'exploitations, en valeurs non pondérées est :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

dont L : est la longueur entre nus des appuis.

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \}. \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

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

- **0,6 M<sub>0</sub>** pour une poutre à deux travées.
- **0,5 M<sub>0</sub>** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0,4 M<sub>0</sub>** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

✓ Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de **M<sub>a</sub> = 0,3 M<sub>0</sub>**.

➤ **Application de la méthode :**

a) **Calcul du rapport des charges α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \alpha = \frac{2,5}{2,5+5,20} = 0,325.$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0,3\alpha=1,0975 \\ (1+0,3\alpha)/2=0,549 \\ (1,2+0,3\alpha)/2=0,649 \end{array} \right.$$

**b) Calcul des moments statiques :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{7,01 \times (2,80)^2}{8} = 6,87 \text{ kN.m}$$

**des moments fléchissant sur appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_G = 0,3 M_0 = 2,061 \text{ KN.m} \\ M_B = M_F = 0,5 M_0 = 3,435 \text{ KN.m} \\ M_C = M_E = M_D = 0,4 M_0 = 2,748 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**c) Calcul des moments fléchissant en travées :**

- **la travée AB (de rive) :**

$$1) Mt_{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

Avec :  $(1 + 0,3\alpha) = 1,0975 > 1,05 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$Mt_{AB} \geq (1,0975 \times 6,87) - \left( \frac{2,061 + 3,435}{2} \right) = 4,792 \text{ KN.m}$$

2) la travée est une travée de rive :

$$Mt_{AB} \geq 0,633 \times 6,87 = 4,348 \text{ KN.m}$$

On prend  $Mt_{AB} = 4,792 \text{ KN.m}$ .

- **la travée BC :**

$$1) Mt_{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1,0975 M_0 \Rightarrow Mt_{BC} \geq 1,0975 \times 6,87 - \frac{3,435 + 2,748}{2} = 4,448 \text{ KN.m}$$

2) la travée BC travée intermédiaire :

$$Mt_{BC} \geq 0,549 \times 6,87 = 3,772 \text{ KN.m}$$

On prend  $Mt_{BC} = 4,448 \text{ KN.m}$

• **la travée CD :**

$$1) Mt_{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,0975 M_0 \Rightarrow Mt_{CD} \geq 7,54 - \frac{2,748 + 2,748}{2} = 4,792 \text{ KN.m}$$

2) la travée CD est une travée intermédiaire

$$Mt_{CD} \geq 0,549 \times 6,87 = 3,772 \text{ KN.m.}$$

On prend  $Mt_{CD} = 4,792 \text{ KN.m.}$

• **la travée DE :**

$$1) Mt_{DE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1,0975 M_0 \Rightarrow Mt_{DE} \geq 7,54 - \frac{2,748 + 2,748}{2} = 4,792 \text{ KNm}$$

2) la travée CD est une travée intermédiaire

$$Mt_{DE} \geq 0,549 \times 6,87 = 3,772 \text{ KN.m}$$

On prend  $Mt_{DE} = 4,792 \text{ KN.m}$

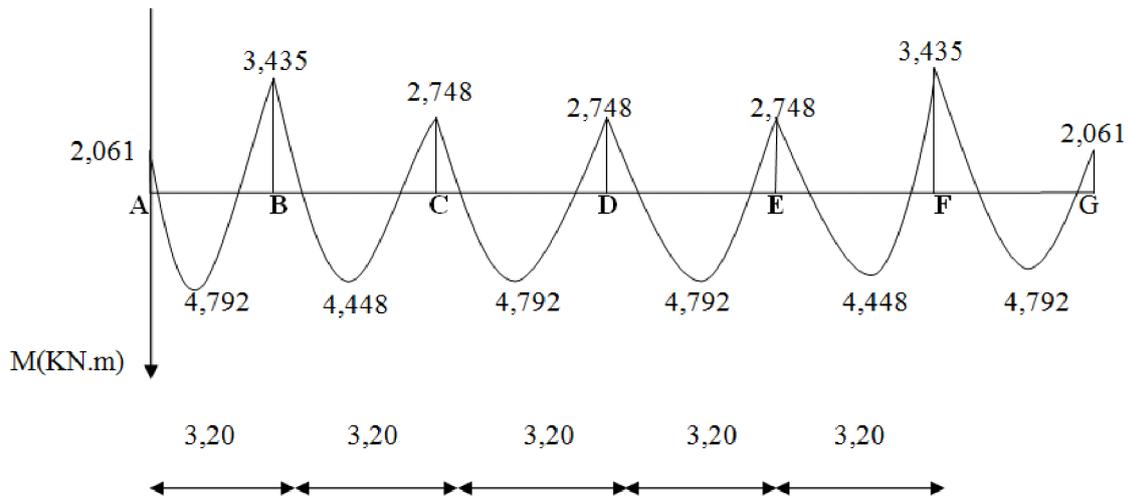


Fig.B|5 : Diagramme des moments fléchissant.

**d) Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} + M_i}{2}$$

**1-Travée AB :**

$$T_A = \theta_A + \frac{M_B - M_A}{2} = \frac{q_u x l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7,01 \times 2,80}{2} + \frac{(-3,435) - (-2,061)}{2,80} = 9,323 \text{KN.}$$

$$T_B = \theta_B + \frac{M_B - M_A}{2} = -\frac{q_u x l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$= -\frac{7,01 \times 2,80}{2} + \frac{(-3,435) - (-2,061)}{2,80} = -10,305 \text{KN.}$$

**2-Travée BC :**

$$T_B = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{2} = \frac{q_u x l_{AB}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7,01 \times 2,80}{2} + \frac{(-2,748) - (-3,435)}{2,80}$$

$$= 10,06 \text{ KN.}$$

$$T_C = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{2} = -\frac{q_u x l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7,01 \times 2,80}{2} + \frac{(-2,748) - (-3,435)}{2,80}$$

$$= -9,569 \text{ KN.}$$

### 3-Travée CD :

$$T_C = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{2} = \frac{q_u x l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7,01 \times 2,80}{2} + \frac{(-2,748) - (-2,748)}{2,80}$$

$$= 9,814 \text{ KN}$$

$$T_D = \theta_D + \frac{M_D - M_C}{2} = -\frac{q_u x l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{7,01 \times 2,80}{2} + \frac{(-2,748) - (-2,748)}{2,80}$$

$$= -9,814 \text{ KN}$$

Les autres résultats sont présents dans le tableau suivant :

travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
$M_w$ (KN)	-2,061	-3,435	-2,748	-5.80	-2,748	-3,435
$M_e$ (KN)	-3,435	-2,748	-2,748	-6.77	-3,435	-2,061
$T_w$ (KN)	9,323	10,06	9,814	9,814	9,569	10,305
$T_e$ (KN)	-10,305	-9,569	-9,814	-9,814	-10,06	-9,323

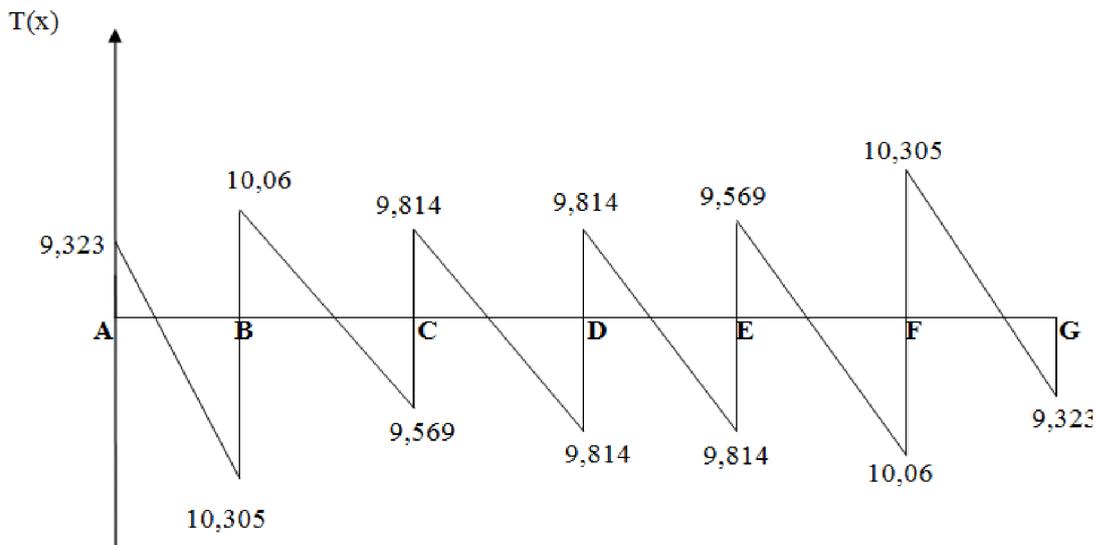


Fig.B.6 : Diagramme des efforts tranchants

**N.B :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_{t \max} = 4,792 \text{ KN.m et } M_{a \max} = 3,435 \text{ KN.m.}$$

**III.B.3. Calcul des armatures :**

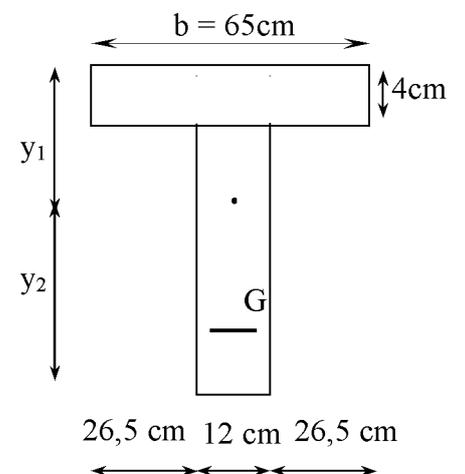
➤ **Calcul à l'ELU :**

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

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est

donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$



$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_{t\max} = 4,792 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$  Donc la table de compression suffit pour équilibrer l'effort de compression ; et l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ( $b=65\text{cm}$ ) et de hauteur ( $h=20\text{cm}$ ).

### 1-Calcul des armatures longitudinales

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,792}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,016.$$

$$\mu = 0,016 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

tableau

$$\mu = 0,016 \longrightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{St} = \frac{M_{t\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,53 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 0,771 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 2,39 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de **(12x20) cm**.

$$M_a^{\max} = 3,435 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{3,435}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,062.$$

$$\mu = 0,062 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,062 \longrightarrow \beta = 0,968.$$

$$A_a = \frac{M_{a\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,435 \times 10^3}{0,968 \times 18 \times 348} = 0,566 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_a = 1\text{HA}10 = 0,785 \text{ cm}^2$ .

### 2-Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91.

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_\ell^{\max} \right) = \left( \frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}.$$

$\Phi_\ell^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisit un cadre  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  avec  $A_t = 1\text{HA}8$

L'espacement :  $S_t^{\min} \leq (0,9d, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Avec :

$\Phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$\phi_{t\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h: hauteur du plancher

$b_0$  : largeur de lame

**III.B.4- Les vérifications à l'ELU :**➤ **la condition de non fragilité :**➤ **En travée**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$A = 2,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant) :**

(Art A.5.211/BAEL91,CBA 93)

$$T_{u \max} = 10,305 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \tau_u = \frac{10,305 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,477 \text{ MPa}$$

La contrainte n'est soumise à aucune limitation  $f_e \geq \sigma_s$  bael91.artA.4.532

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5\text{MPa}) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\right) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et de l'entraînement des barres :**

(Art A.5.211/BAEL91, CBA93).

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}.$$

Avec :  $\Psi_s = 1,5$  pour les HA

$U_i$  le périmètre des barres.

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u} = \frac{10,305 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times (3,14 \times 12)} = 1,69\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres :**

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

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25\text{cm}.$$

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

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,25 \times 0,4 = 17\text{cm}.$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art5.1.313).**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec:  $a \leq 0,9d$ .

$$T_{\max} = 10,305 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6 \text{ KN}. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **III.B.5.Calcul à L'ELS :**

Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS (**BAEL 91,p.53**)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$ , ce qui est le cas pour toute les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,01}{7,01} = 0,714$$

- **Les moments en appuis :**

$$M = M_{u \text{ appui}} \times \frac{q_s}{q_u}$$

$$M_A = M_G = -1,472 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = -2,453 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_E = M_D = -1,962 \text{ KNm}$$

- **Moments en travée :**

$$M = M_{u \text{ trav}} \times \frac{q_s}{q_u}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{(AB)} = Mt_{(FG)} = 3,421 \text{ KN.m} \\ Mt_{(BC)} = Mt_{(EF)} = 3,176 \text{ KN.m} \\ Mt_{(CD)} = Mt_{(DE)} = 3,421 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

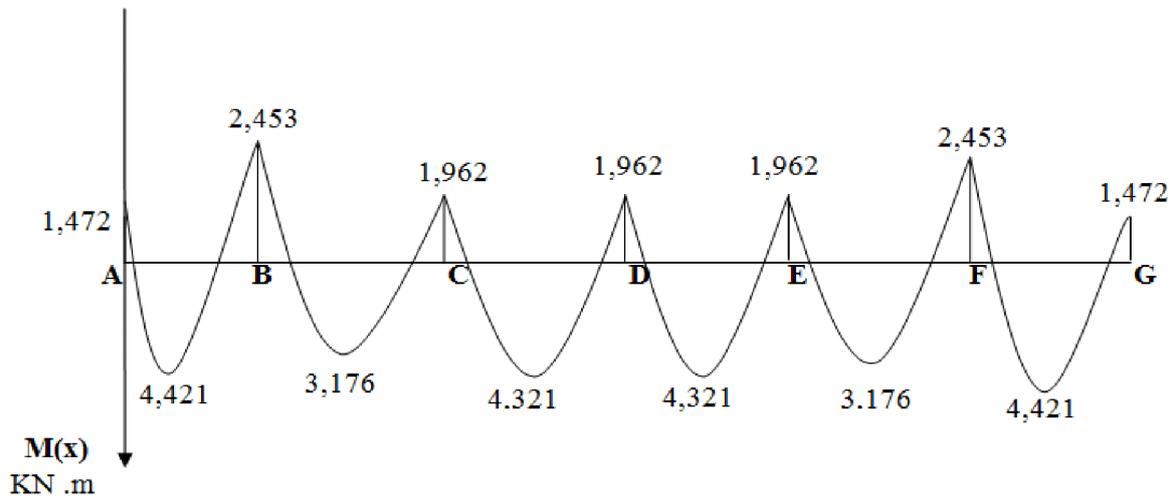


Fig.B.7 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

➤ **Efforts tranchant :**

$$\text{travée}(AB): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 6,664 \text{ KN} \\ T_e = -7,364 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{travée}(BC): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 7,189 \text{ KN} \\ T_e = -7,539 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{travée}(CD): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 7,014 \text{ KN} \\ T_e = -7,014 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{travée}(DE): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 7,014 \text{ KN} \\ T_e = -7,014 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{travée}(EF): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 7,539 \text{ KN} \\ T_e = -7,189 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{travée}(FG): \begin{cases} T_w = 7,364KN \\ T_e = -6,664KN \end{cases}$$

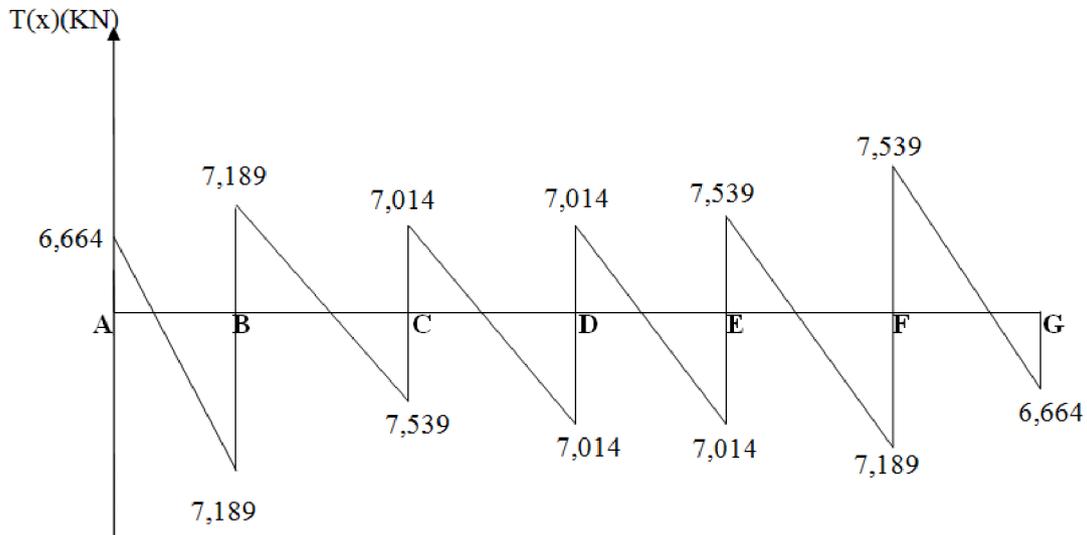


Fig.B.8 : Diagramme des efforts tranchants

• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

➤ **Aux appuis:**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,8915 \quad K = 31,09$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{7,539 \times 10^3}{0,8915 \times 180 \times 1,13 \times 10^2} = 415,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{415,76}{31,09} = 13,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée:

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

$$\rho = 1,088 \Rightarrow \beta_1 = 0,8565 \quad K = 19,84$$

$$\sigma_s = \frac{M_{t \max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{4,421 \times 10^3}{0,8565 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 120,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{120,03}{19,84} = 6,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

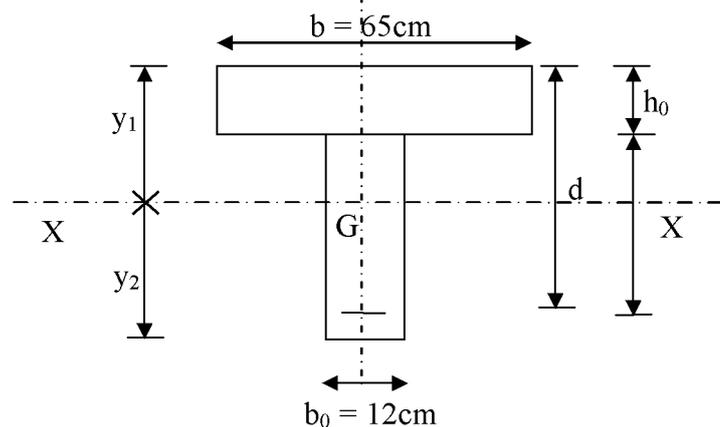
• Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51 ,CBA 93) :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \text{ [MPa]}$$



**On a :**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,056 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,056 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{4,421}{4,91} = 0,06 \longrightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche obligatoire

✓ **Calcul de la flèche :** (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

- Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \frac{L}{500} \text{ avec : } E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}, I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + 0,4 \lambda_i \mu} \text{ et } \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})}$$

Où :

$M_s$  : est le moment de flexion maximal dans la travée à l'E.L.S ;

$L$  : est la longueur de travée,  $\rho = A/b_0 d$  ;

$b$  et  $b_0$  les largeurs de la table de compression et de la nervure ;

$I_0$  : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec  $n = 15$  ;

$f_{t28}$  : résistance caractéristique du béton à la traction.

Pour la poutre étudiée, nous avons les caractéristiques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; A = 2,35 \text{ cm}^2.$$

✓ Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3,20}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différé.

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

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa.}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} \text{ Avec :}$$

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

$\mu$  : Coefficient d'équivalence acier, béton.

$$y_1 : \text{Position de l'axe neutre. } y_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0}$$

$S_{/XX}$  : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

$B_0$  : Section du béton homogénéisé

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35$$

$$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$S/XX = b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S/XX = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^3.$$

D'où :

$$y_1 = \frac{S/XX}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

### ✓ Calcul du moment d'inertie

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 \cdot (b - b_0) \cdot \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_t \cdot (y_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [(7,10)^3 + (12,90)^3] + 4 \cdot (65 - 12) \cdot \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2,35 \cdot (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,239 \text{ cm}^4$$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B<sub>0</sub> : Section du béton homogénéisé.

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot x \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 : \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,982$$

### ✓ Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \cdot 0,011} = 1,495$$

$$\sigma_s = \frac{A_t}{b \cdot x \cdot d} = \frac{M^{ser}_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{4,421 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 2,35} = 106,431 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 106,43 + 2,1} = 0,458 \right\} = 0,458.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003,239}{1 + 0,4 \times 0,658 \times 1,495} = 15790,323 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^S \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{4,421 \times 10^6 \times (3200)^2}{10 \times 10818,865 \times 15790,323 \times 10^4} = 2,65 \text{ mm} = 0,265 \text{ cm}.$$

$$f_v = 0,265 \text{ cm} < \bar{f} = 0,64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

### **Conclusion :**

Après avoir effectué les calculs et les vérifications conformément aux réglementations, on adopte pour les poutrelles des planchers RDC et les'étage courants les ferrillages donnés par la figure ci-dessous :

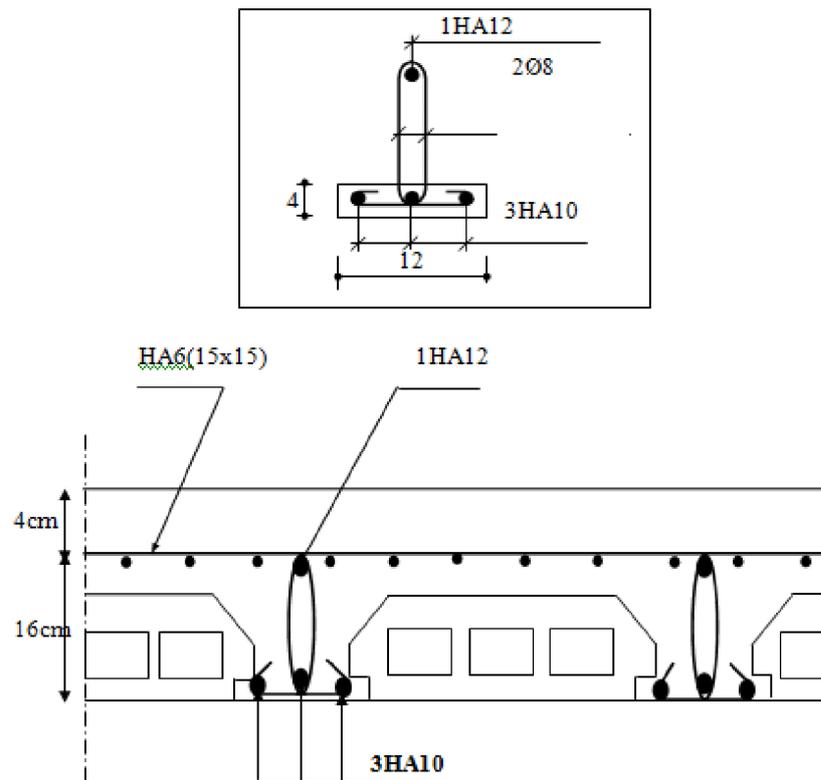


Fig B. 8. Plan de ferrailage du plancher

### III.C.ETUDE DES BALCON :

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16+4)coulé sur place qui est muni de poutre de chaînage et le deuxième type en dalle pleine. Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastree a ses extrémités.

#### **1)-dalle pleine de type console (Porte à faux) :**

Le balcon se calcul comme une console encastree au niveau de la poutre de rive du plancher ,soumise a une charge horizontale<<Q>> dans la section d'encastrement ,dont les dimensions sont les suivantes

. Largeur : 1,65m, Longueur : 3,20m

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de un mètre linéaire, dont la section est assimilée a la flexion simple il est réalisé en dalle pleine.

**a) Dimensionnement :**

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{165}{10} = 16,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera une dalle d'épaisseur  $e_p = 20 \text{ cm}$

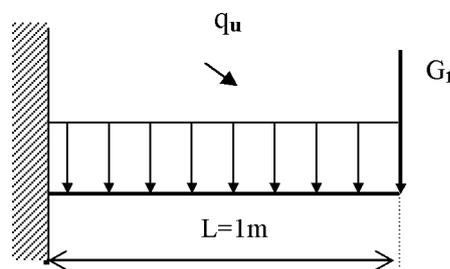
**b) Schéma statique de calcul.**

Fig .III.C.1- Schéma statique de 1,65 la porte à faux

**Remarque :** Dans les calculs qui suivent, on considère une bande de 1m de largeur.

**c) Détermination des charges et surcharges:**➤ **Charges permanentes de la dalle :**

G due à la dalle pleines ....  $G_1 = 5,31 \text{ kN/ml}$  (Chapitre II)

➤ **Charge permanentes de mur :**

Poids propre des cloisons extérieures.....  $G_2 = 2,40 \text{ kN/ml}$  (chapitre II)

➤ **Surcharge d'exploitation** (Chambre)

Charge d'exploitation de la dalle ...  $Q_1 = 1,5 \text{ kN/ml}$ .

**d) Combinaisons des charges :**

**ELU :**

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u1} = 1,35(5,31) + 1,5(1,5) = 9,42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$q_{u2} = 1,35(2,40) = 3,24 \text{ KN/ml}$$

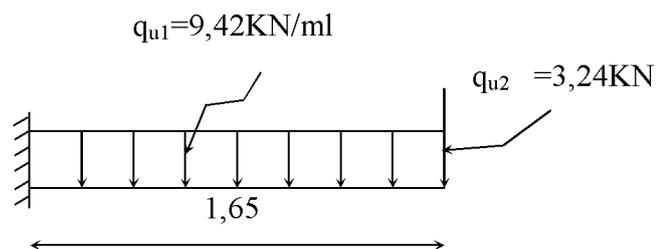
**ELS :**

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,31 + 1,5 = 6,81 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = G_2 = 2,40 \text{ KN/ml}$$

**III .C.2.Calcul à l'ELU.**

Le balcon est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur

**1.calcul des efforts internes :****a) Le moment :**

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{9,42 \times (1,65)^2}{2} + 3,24 \times 1,65 = 18,17 \text{ KN.m}$$

**b) Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1}l + q_{u2}$$

$$V_u = 9,42 \times 1,65 + 3,24 = 18,78 \text{ KN.}$$

**2. Ferrailage à l'ELU .**

- **Armatures principales:**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18,17 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392$$

==> section simplement armée

$$\mu_u = 0,044 \implies \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18,17 \times 10^3}{0,978 \times 17 \times 348} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm.**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25 cm.**

**3. Vérification à l'ELU :**

a) **condition de non fragilité:** (BAEL91/ART-A-4-2-1, CBA 93)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,053 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,053 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/ART-A-5-2-1, CBA93)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u \min \{0,15 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{« Fissuration préjudiciable »}$$

$$\tau_u = \frac{3,24 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

(BAEL91/ART .A-6-1-3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{3,24 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 150,72} = 0,14 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\sigma_s}{4\tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{soit: } L_s = 45 \text{ cm}$$

$L_s = 45 \text{ cm} > L_s = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  On prévoit des croches.

$\Rightarrow$  Soit des crochets de longueur  $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$ .

Soit  $L_a = 18 \text{ cm}$ .

**e) Espacement des barres :**➤ **Armatures principales:**

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée .

➤ **Armatures de répartition:**

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**III.C.3. VERIFICATION à l'ELS :**• **Combinaison de charge:**

$$q_{s1} = 6,81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 2,40 \text{ KN/ml}$$

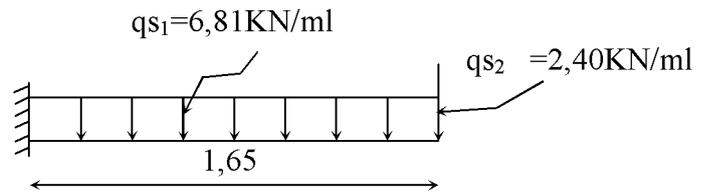


Fig.III.C.3.schéma statique de la console

**a) Calcul des efforts internes :**

**1. Le moment.**

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{6,81 \times (1,65)^2}{2} + 2,4 \times 1,65 = 13,23 \text{ KN.m}$$

**2. Effort tranchant :**

$$V_s = q_{s1} l + q_{s2}$$

$$V_u = 6,81 \times 1,65 + 2,40 = 13,64 \text{ KN}$$

**b) Contrainte dans le béton.**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y < \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0.$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 67,8y - 1152,6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 180876,84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 425,4$$

Donc  $Y=4,17$  cm.

➤ Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2 = 33,33(4,17)^3 + 15 \times 4,52 \times (17 - 4,17)^2 = 13\,577,30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{13,23 \times 10^6}{13\,577\,300} \times 41,7 = 4,063 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,063 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**c) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} fe, \max(0,5 fe; 110 \sqrt{rf_{tj}}) \right].$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [266,66; , \max(200; 201,63)] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{13,23 \times 10^6}{13\,577\,300} \times (170 - 41,7) = 187,53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**d) Calcul de la flèche :** (BAEL99/Art B.6.3, CBA93) .

Il faut vérifier que :

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu}$$

$$E_V = \frac{Ei}{3} = \frac{11000\sqrt{f_{c28}}}{3} = 10721,40 \text{MPa}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\rho = \frac{A_{st} \times 100}{b \times d} = \frac{4,52 \times 100}{100 \times 17} = 0,266$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,266 \times 348 + 2,1} = 0,99$$

b : la largeur de la section

$\sigma_s$  : La contrainte de traction dans les armatures

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à la traction

$I_0$  : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$I_{fv}$  : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

$$b = 100 \text{cm} ; h = 15 \text{cm}; d = 13 \text{cm}; c = 3 \text{cm}; A = 6,16 \text{ cm}^2$$

- **Aire de la section homogène** :

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 4,52 = 2067,8 \text{cm}^2$$

$$B_0 = 2067,8 \text{cm}^2$$

- moment statique de la section homogène par rapport à l'axe ( x, x')

$$S / xx' = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 17$$

$$S / xx' = 21152,60 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A_t$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21152,6}{2067,8} = 10,23 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h_t - Y_1 = 20 - 10,23 = 9,77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,23^3 + 9,77^3) + (9,77 - 3) \times 15 \times 4,52 = 69879,94 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{B_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v \text{ : coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4,52}{100 \times 17} = 0,0026$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{2067,8}{100}\right) \times 0,0026} = 0,252$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 69879,94}{1 + 0,4 \times 0,252 \times 0,99} = 69893,156 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{13,23 \times 10^6 \times (1650)^2}{10 \times 10721,4 \times 69893,1560} = 0,48 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{165}{250} = 6,6mm$$

$f_v = 0,48mm < \bar{f} = 6,6mm \longrightarrow$  La flèche est vérifiée.

### Conclusion

Après avoir effectués les calculs et vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

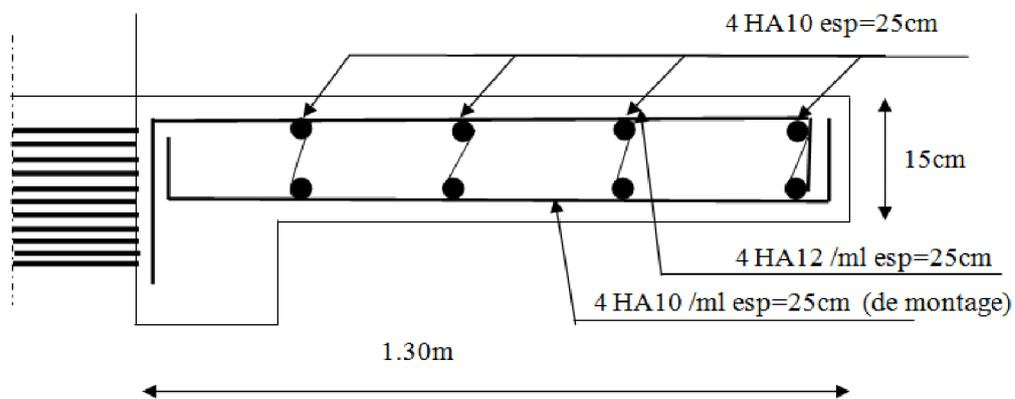


Fig.III.C.4 : Plan de ferrailage de la porte à faux

### 2)-Balcon :

Les balcons en corps creux réalisés avec des poutrelles préfabriquées. Leur ferraillage sera le même que celui des planchers d'étage courant, c'est-à-dire pour les poutrelles on adopte 3Ø10 en travées et 1Ø12 aux appuis avec bien sûr un treillis soudé pour la chape en béton armé.

### III.E. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Dans notre bâtiment on a une cage mène seulement aux différents niveaux à usage d'habitation.

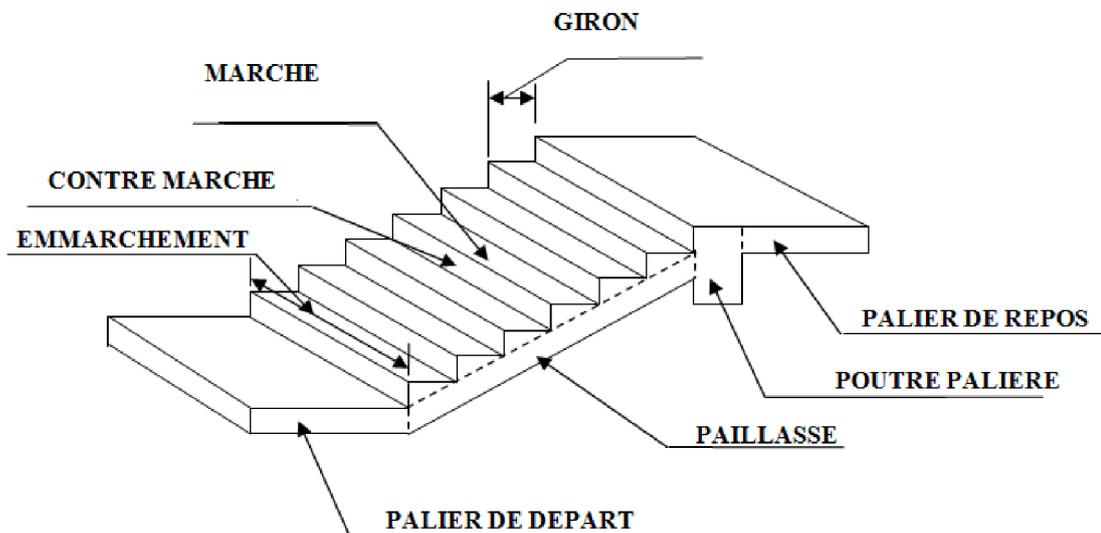
**III.E.1. Terminologie :**

Fig.III.E.1 :Schéma général d'une volée d'un escalier droit

- $g$  : giron.
- $h$  : Hauteur de la contre marche.
- $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $l_1$  : portée de la paillasse.
- $l_2$  : largeur du palier
- $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

**III.E. 2. Pré dimensionnement de l'escalier :**

Hauteur d étage :3,06 m

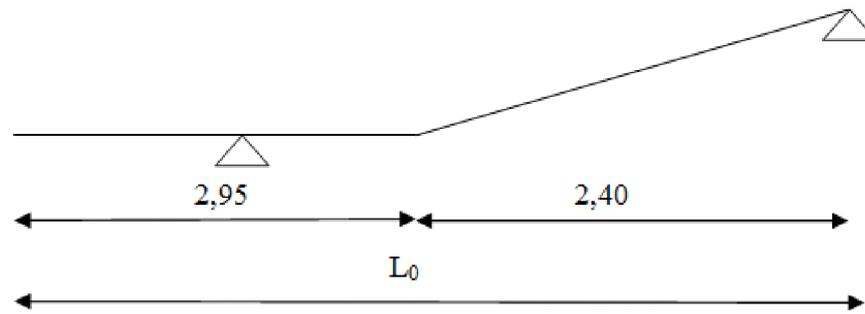


Fig.III.E.2.Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré-dimensionnement convenable de notre escalier

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$\text{et } 60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marches :

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

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

le rapport ( $r = \frac{h}{g}$ ) est appelé raideur de l'escalier .

L'embranchement doit être  $\geq 1,20$  m

**Application :**

Notre escalier comporte trois volées : deux identiques et une différente, donc le calcul se fera pour deux seule volée:

1<sup>er</sup> volée :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ marches}$$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{149}{5} = 30 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$  .....la condition est vérifiée.

L'embranchement est de  $1,30 \text{ m} \geq 1,20 \text{ m}$ .....la condition est vérifiée.

2<sup>ème</sup> volée :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3,06/2}{17} = 9 \text{ marches}$$

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$  .....la condition est vérifiée.

L'embranchement est de  $1,30 \text{ m} \geq 1,20 \text{ m}$ .....la condition est vérifiée.

**En fait l'étude pour les escaliers les plus longs (plus défavorable).**

**III.E.3. Pré-dimensionnement de la pailasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{Longueur de la pailleasse.}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52$$

$$\cos \alpha = \frac{240}{L_0} \implies L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 295 = 284,63 + 295 = 579,63 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la pailleasse :

$$\Rightarrow \frac{579,63}{30} \leq e_p \leq \frac{579,63}{20}$$

19,32 cm  $\leq e_p \leq$  28,98 cm      on opte pour :  $e_p = 20$  cm.

**III.E. 4. Détermination des charges et surcharges :**

❖ la volée :

Tableau III.1 : les charges de la volée :

Désignation	Ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	poids KN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment	0,02	22,00	0,44
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,24
Poids propre de la pailleasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	0,25	25,00	7,14
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 25$	/	25,00	2,125
Garde- corps	/	/	0,20
<b>Total</b>	10,91		

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ;  $Q = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$

- charge permanente :  $G=10,91 \times 1 \text{ml} = 10,91 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \times 1 \text{ml}=2,5 \text{ KN/ml}$ .

❖ Palier

Tableau III.2 les charges de palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids KN/m <sup>2</sup>
Poids propre du palier ep × 25	0,20	25,00	5,00
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
<b>Total</b>	6,20		

- charge permanente :  $G=6,20 \times 1 \text{ml}=6,20 \text{ KN/ml}$ .
- surcharge d'exploitation:  $Q=2,5 \times 1 \text{ml}=2,5 \text{ KN/ml}$ .

❖ Poids du mur extérieur :

Le poids du mur est rajouté comme une charge ponctuelle (P) qui vaut :

$$P = \gamma_m \times e_m \times H_m \times 1 \text{m} = 2,2 \times 0,20 \times 2,71 \times 1 \text{m} = 1,20 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,35 \times 1,2 = 1,62 \text{ KN}$$

Avec :

$\gamma_m$  : Poids volumique du mur

$e_m$  : Epaisseur du mur

$H_m$  : Hauteur du mur

**III.E.5. Calcul à l' ELU**

➤ **Combinaison de charge :**

E.L. { La volée :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,91 + 1,5 \times 2,5 = 18,48 \text{ KN/ml}$ .  
 Le palier :  $q_u = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 1,35 \times 6,20 + 1,5 \times 2,5 = 12,12 \text{ KN/ml}$ .

E.L.S { La volée :  $q_s = G + Q = 10,91 + 2,5 = 13,41 \text{ KN/ml}$ .  
 Le palier :  $q_s = 6,20 + 2,5 = 8,7 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Efforts internes :**

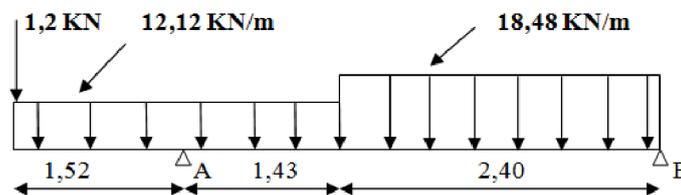


Fig.III.E.4 : Schéma statique d'escalier avec les charges a ELU

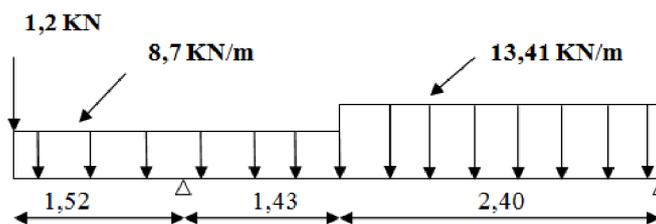


Fig.III.E.4 : Schéma statique d'escalier avec les charges a ELS

**III.2.4. calcul des efforts internes dans l'escalier**

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre reposant sur deux appuis

simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée ;  $L = L_0 \cos \alpha$  . Voir fig.III.a et fig.III.b

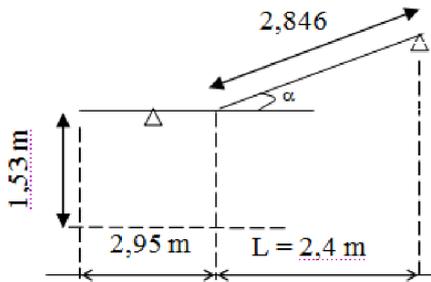


Fig.III.2.a

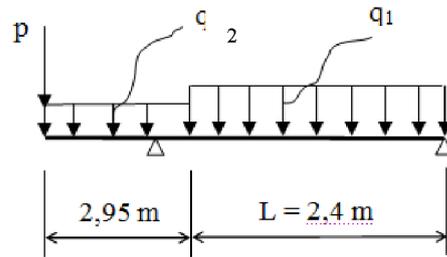


Fig.III.2.b

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM .

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

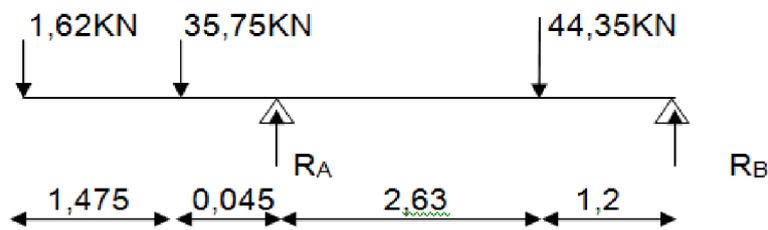


Fig.III.2.création d'appuis a ELU.

$$\sum M/y = R_A + R_B = 81,72 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = 112,57 / 3,83 = 29,39 \text{ kN.} \rightarrow R_A = 52,33 \text{ kN.}$$

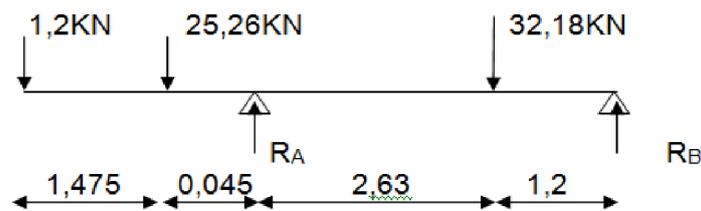


Fig.III.3.direction d'appuis a ELS.

$$\sum M/y = R_A + R_B = 58,64 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = 112,57 / 3,83 = 23,60 \text{ kN.}$$

$$R_A = 35,04 \text{ kN.}$$

Le tableau qui suit donne les valeurs des moments en travée et en appuis ainsi que les valeurs des efforts tranchants.

**Tableau III.1 Les moments et les efforts tranchants dans les escaliers**

Valeur des efforts internes à l'ELU						
Equation de l'effort tranchant T	-1,2-12,12x		68,66-12,12x		18,48x-29,65	
Equation de moment fléchissant Mz	-6,6x <sup>2</sup> -1,2x		-6,6x <sup>2</sup> +50,24x-61,73		-9,24x <sup>2</sup> +29,56	
Valeur de x en (m)	0 ≤ x ≤ 1,52		1,52 ≤ x ≤ 2,95		2,95 ≤ x ≤ 5,35	
	0	1,52	1,52	2,95	2,95	5,35
Valeur du moment M <sub>z</sub> en (kN.m)	0	-16,46	-16,46	17,72	17,72	0
Valeur de l'effort tranchant T <sub>y</sub> en (kN)	-1,62	-20,04	32,29	16,30	16,30	30,52
Valeur des efforts internes à l'ELS						
Equation du moment M <sub>z</sub>	-4.35x <sup>2</sup> -1,2x		- 4,35x <sup>2</sup> +12,3x+13,62		6,705x <sup>2</sup> +23,6x	
Valeur de x en (m)	0 ≤ x ≤ 1,52		1,52 ≤ x ≤ 2,95		2,95 ≤ x ≤ 5,35	
	0	1,52	1,52	2,95	2,95	5,35
Valeur du moment M <sub>z</sub> en (kN.m)	0	-11,87	-11,87	18,10	18,10	0

**III.3.5. Diagramme des efforts interne dans les escaliers a l'ELU :**

Les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant, sont représentés par les figures .III.3.a, III.3.b,III.3.c

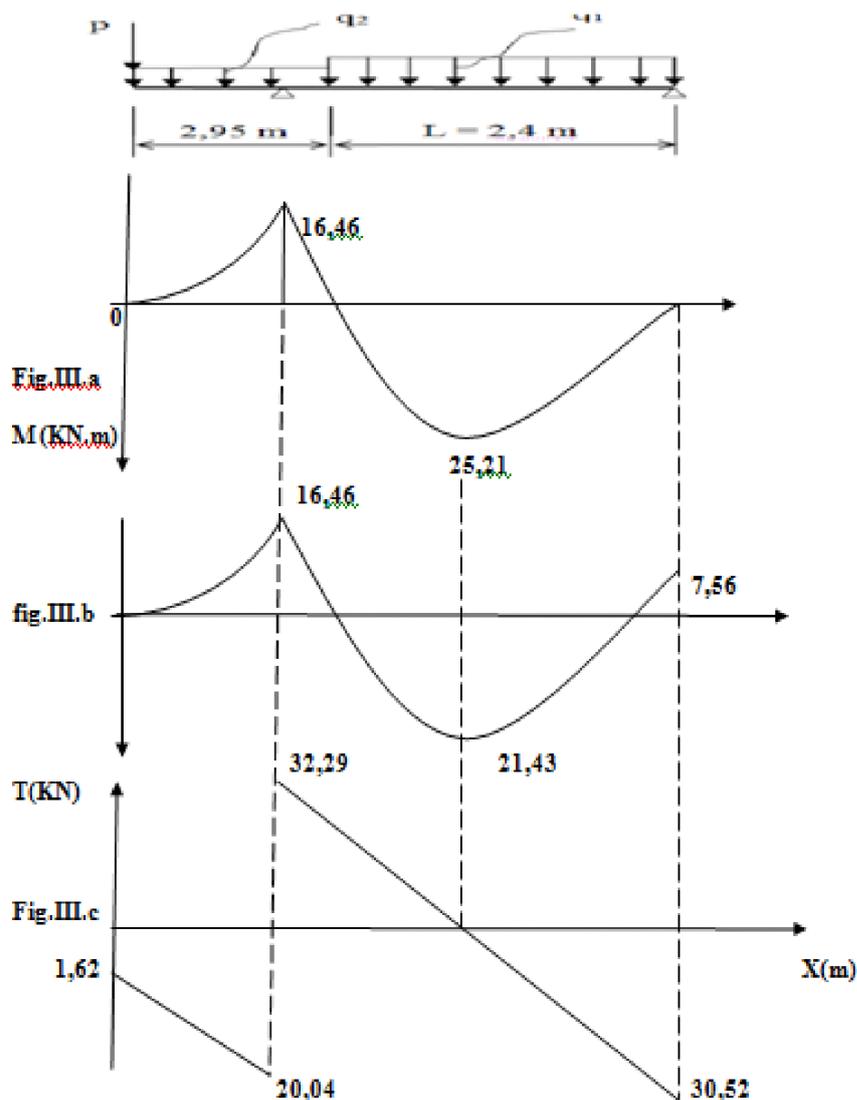
**Remarque :** compte de semi-encastrement aux appuis, on porte une correction a l aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée voir fig.III.b.

**Moment en appui B :**

$$M_{u_{ap}} = (-0,3)M_{u,max} = (-0,3) \times 25,21 = -7,56 \text{ KN.m.}$$

**Moment en travée :**

$$M_{u_{tr}} = (0,85)M_{u,max} = (0,85) \times 25,25 = 21,43 \text{ KN.m.}$$



## III.3.6. Calcul des armatures

## III.3.6.1 Ferrailage à l'ELU

❖ Aux appuis :

Appui :B

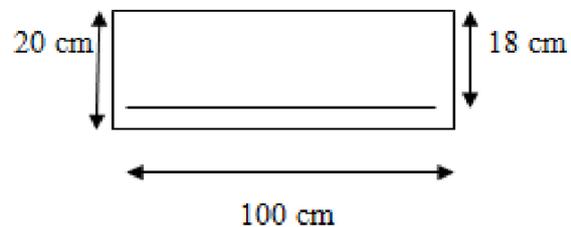
$$M_{uB} = 7,56 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_B = \frac{M_{uB}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,56 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_B = 0,016 \Rightarrow \beta_u = 0,992$$



$$A_{stB} = \frac{M_{uB}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7,56 \times 10^6}{0,992 \times 180 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA8/ml** ( $A_{stB} = 3,51 \text{ cm}^2$ )

avec un espacement de  **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Appui :A

$$M_{uA} = 16,46 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_A = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,46 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,036 \Rightarrow \beta_u = 0,982$$

$$A_{stA} = \frac{M_{uA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{16,46 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 348} = 2,68 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA8/ml** ( $A_{stA} = 3,51 \text{ cm}^2$ )

avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

❖ **En travées :**

$$M_{ut} = 21,43 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,43 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,046 \Rightarrow \beta_u = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{21,43 \times 10^6}{0,976 \times 180 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA10/ml** ( $A_t = 5,49 \text{ cm}^2$ )

avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,49}{4} = 1,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour 7HA8/ml ( $A_{rt} = 3,51 \text{ cm}^2$ ),

avec un espacement  $S_t = 15\text{cm}$ .

**III.E.7. Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1, CBA 93]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- Au appuis :  $A_{st} = 3,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ ..... La condition est vérifiée.

- En travées :  $A_t = 5,49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ ..... La condition est vérifiée.

• **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

- Aux appuis :  $e = 15\text{cm}$  }  
 }  $< \min \{3h, 33\text{cm}\}$ .  
 - En travées :  $e = 15\text{cm}$  }  $\min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ ..... la condition est vérifiée

- **Armatures de répartition :**

- Aux appuis :  $e = 15\text{cm}$  }  
 }  $< \min \{4h, 45\text{cm}\}$   
 - En travées :  $e = 15\text{cm}$  }  $\min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ ..... la condition est vérifiée

- **Effort tranchant** : (BAEL, Art A.5.1.2,CBA 93)

$$T_{\text{umax}} = 32,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{32,29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres** :

(BAEL 91, Art A.6.1.3,CBA 93)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 7 \times 3,14 \times 1 = 21,98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,29 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 219,8} = 0,91 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

- **Ancrage des armatures aux appuis** :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\nu_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

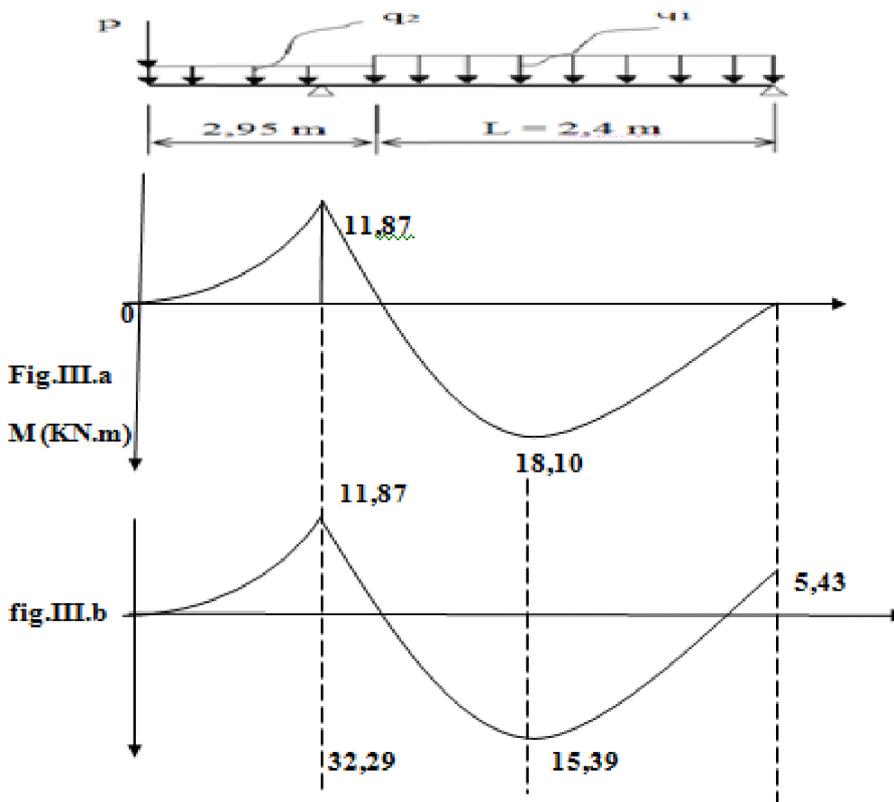
$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,27 \times 0,4 = 14,11 \text{ cm}$$

Tableau III.2 : Les valeurs des armatures à l'ELU

Détermination des armatures à l'ELU				
	Valeur du moment réduit $\mu = M/b.d^2.\sigma_{bc}$	Valeur de $\beta$ en fonction de $\alpha$	Section d'armature en $\text{cm}^2$	Section choisie
Les valeurs en appuis A	0,036	0,982	2,68	7HA8
Les valeurs en appuis B	0,016	0,992	2,68	7HA8
Les valeurs en travée	0,046	0,976	3,51	7HA10

III.3.6.2.vérification à l'ELS :

**III.3.6.3. Diagramme des efforts interne dans les escaliers a l'ELS:**



• Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ En travées :  $A_t = 5,49 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5,49}{100 \times 18} = 0,305$$

$$\rho = 0,305 \Rightarrow \beta_1 = 0,913 \text{ et } K = 42,47.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{15,39 \times 10^3}{549 \times 0,913 \times 180} = 170,58 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \frac{170,58}{42,47} = 4,02 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

➤ **Aux appuis :**

- Appui A

$$A_{stA} = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{stA}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,51}{100 \times 18} = 0,195$$

$$\rho = 0,195 \Rightarrow \beta_1 = 0,9285 \quad , \quad K = 54,93.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_A}{A_s \cdot \beta d} = \frac{11,87 \times 10^6}{351 \times 0,9285 \times 180} = 202,34 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{202,34}{54,93} = 3,68 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

- Appui B

$$A_{stB} = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{stB}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,51}{100 \times 18} = 0,195$$

$$\rho = 0,195 \Rightarrow \beta_1 = 0,9285 \quad , \quad K = 54,93.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_B}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5,43 \times 10^6}{351 \times 0,9285 \times 180} = 92,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{92,56}{54,93} = 1,69 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Nous faisons le calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{5,80} = 0,034 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La condition non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

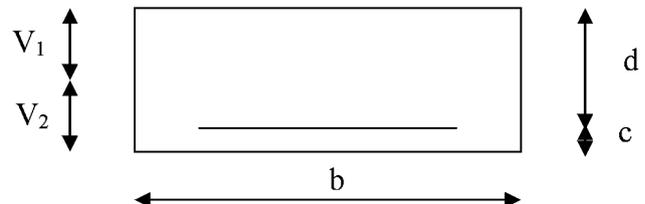
Avec :

$E_v$  : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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



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

$S_{xx}$  : Moment statique ;  $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b.h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 5,49 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5,49} = 10,34 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,34 = 9,68 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left( \overline{10,34^3} + \overline{9,68^3} \right) + 15 \times 5,49 \times (9,68 - 2)^2$$

$$I = 71\,942,085 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 18,48 \times (5,80)^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 71942,085 \times 10^{-8}} = 0,035 \text{ cm}$$

$f = 0,035 < \bar{f} = 580/500 = 1,16 \text{ cm} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures** : (BAEL 91, Art A.5.34, CBA 93)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**III.F. Poutre palière :**

Cette poutre palière est considérée comme étant semi-encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est  $L = 2,80$  m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$$M_a = 0,3M_0$$

$$M_t = 0,85M_0$$

**III.F.1) Pré dimensionnement de la poutre :****Hauteur :**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

**Avec :**

$h_t$  : la hauteur de la poutre

$L$  : la portée libre de la poutre.

$$280/15 \leq h_t \leq 280/10 \quad \longrightarrow \quad 18,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 28 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 25$  cm

**Largeur :**

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 25 \leq b \leq 0,7 \times 25$$

$$10 \text{ cm} \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 15$  cm

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier } , \quad h = 25 \dots \dots \dots \text{Condition n est pas vérifiée.} \\ b \geq 20 : \text{vérifier } , \quad b = 15 \dots \dots \dots \text{Condition n est pas vérifiée.} \\ h/b = 25/15 = 1,66 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors on opte pour la poutre palière la section exigé par RPA de (25x35) cm<sup>2</sup>

**III.F.2. Détermination des charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre .....25x0,35x0,25 = 2,2KN/ml.

Réaction du palier à l'ELU ..... R =52,23 KN.

Réaction du palier à l'ELS ..... R =35,04 KN.

➤ **Combinaison des charges :**

**ELU** :  $q_u = 1,35.G + R_A = 1,35(2,2)+52,23 = 55,20$  KN/ml.

**ELS**:  $q_s = G + R_B = 2,2+35,04 =37,24$  KN/ml.

**III.F.3 Calcul du ferrailage (ELU) :**

a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{55,20 \times 2,80}{2}$$

$$R_A = R_B = 77,28 \text{ KN.}$$

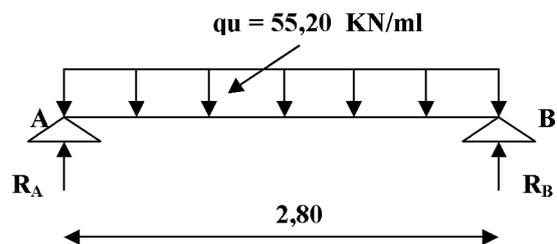


Fig. III.F.2. Schéma statique

b) **L'effort tranchant :**

$$T = R_A = -R_B = 77,28 \text{ KN}$$

c) **Le moment fléchissant :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{55,20 \times (2,8)^2}{8} \Rightarrow M_0 = M_{\max} = 54,10 \text{ KN.m}$$

c) Correction des moments :

Aux appuis :  $M_{\text{au}} = -0,3M_0 = -0,3 \times 54,10 = -16,23 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{\text{tu}} = 0,85M_0 = 0,85 \times 54,10 = 46,00 \text{ KN.m}$

e) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

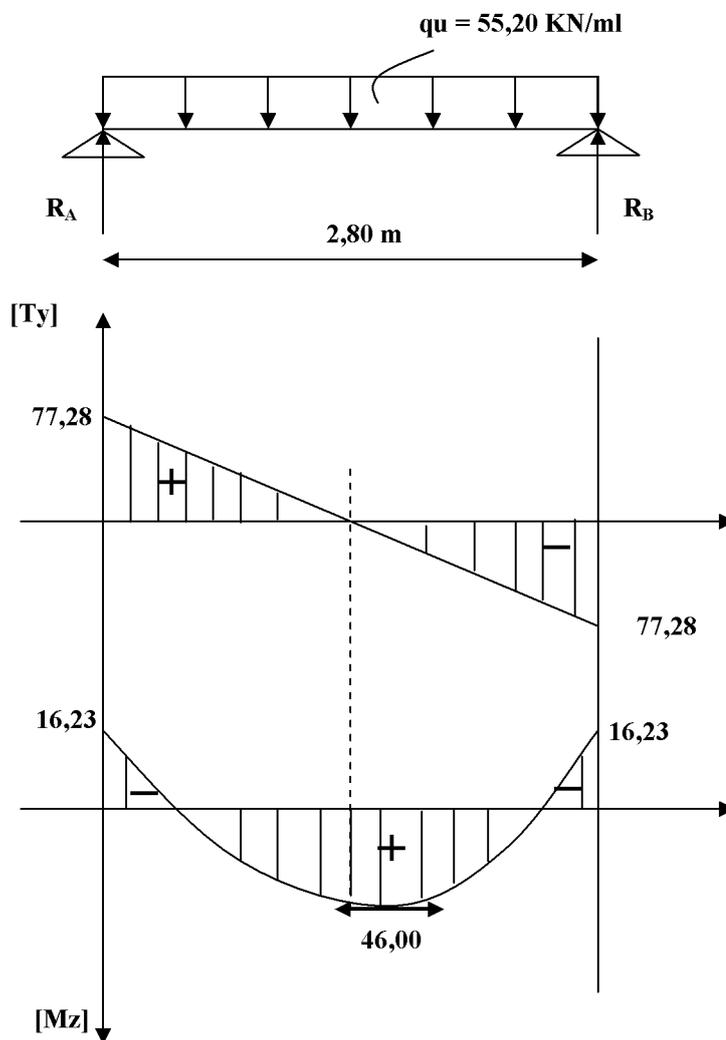


Fig. III.F.3. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

➤ Calcul des armatures :

a) Aux appuis :

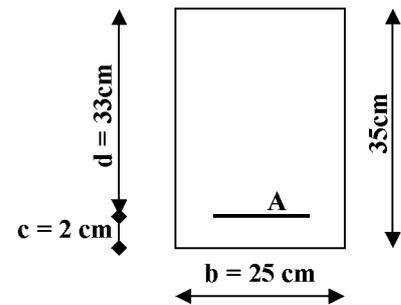
$$M_{au} = 16,23 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,23 \times 10^6}{250 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,042 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st_A} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16,23 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>



**b) En travée :**  $M_{tu} = 46,00 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46 \times 10^6}{250 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,12 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,12 \Rightarrow \beta = 0,936.$$

$$A_{st_{tu}} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{46 \times 10^3}{0,936 \times 33 \times 348} = 4,28 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

#### III.E.4. Les différentes vérifications à l'ELU

(BAEL 91, modifié 99/Art. A.4.2.1, CBA93) :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{ap}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{st_{tr}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{77,28 \times 10^3}{0,9 \times 33 \times 3 \times 3,14 \times 1,2 \times 10^2} = 2,30 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 2,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **L'influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u\max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow T_{u\max} \leq 0,4 \cdot d \cdot b \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 330 \times 250 \times 0,9 \frac{25}{1,5} = 495 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 77,28 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'influence sur les aciers :**

$$\text{On doit vérifier : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left( 77,28 + \frac{16,23}{0,9 \times 0,33} \right) 10 = 3,79 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1,44 \text{ cm}^2 > 3,79 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\begin{aligned} \tau_u \leq \bar{\tau}_u &\Rightarrow \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{Min} \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \\ &\Rightarrow \frac{77,28 \times 10}{25 \times 33} \leq \frac{0,2 \times 25}{1,5} \\ &\Rightarrow 0,94 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{aligned}$$

- **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} \quad \Rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il n'est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL 91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est de  $0,4L_s$ .

$$0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{On prend } 17 \text{ cm.}$$

### III.F.5. Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22 ,CBA93) :

➤ **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

$\Phi$  : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min\left(\frac{35}{35}; \Phi_l; \frac{25}{10}\right) \Rightarrow \Phi \leq \min(1; 1,2; 2,5) \text{ cm.}$$

$$\Phi \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8**.

### III.E.6 Vérification selon le RPA 99 : (Art. A.7.5.2.2 , CBA93)

#### ➤ L'espacement des armatures transversales :

- En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = \min\{8, 75; 14,4; 30\} \text{ cm.}$$

$$St \leq 8, 75 \text{ cm} \Rightarrow St = 8 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

Soit :  $St = 15 \text{ cm.}$

### III.F.7 .Les différents calculs à l'ELS :

#### ➤ Les efforts internes :

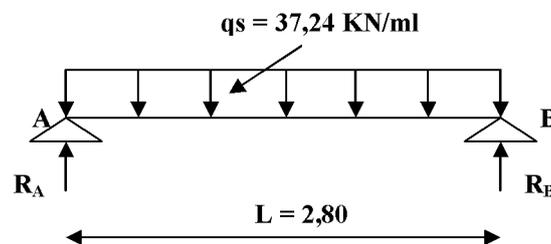


Fig. III.F.4. Schéma statique.

#### a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{37,24 \times 2,80}{2}$$

$$R_A = R_B = 52,14 \text{ KN.}$$

**b) L'effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 52,14 \text{ KN.}$$

**c) Le moment fléchissant :**

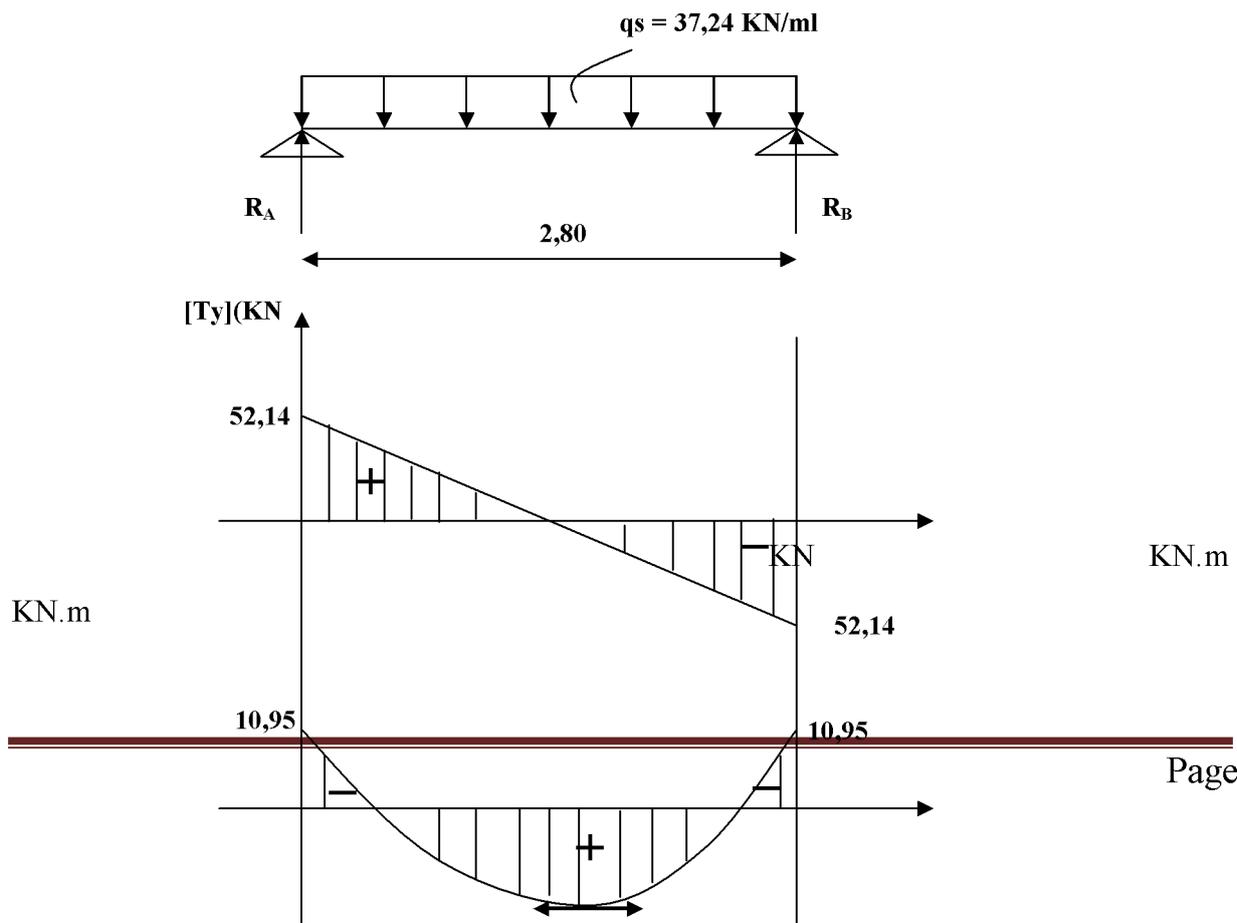
$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{37,24 \times (2,80)^2}{8} \Rightarrow M_0 = M_{\max} = 36,50 \text{ KN.m.}$$

**Correction des moments :**

**Aux appuis :**  $M_{as} = -0,3M_0 = -0,3 \times 36,50 = -10,95 \text{ KN.m.}$

**En travée :**  $M_{ts} = 0,85M_0 = 0,85 \times 36,50 = 31,03 \text{ KN.m.}$

**d) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant**



**III.F.8 .Les différentes vérifications à l'ELS :**

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

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c_{28}} = 15MPa$ .

➤ **En travée :**

$$M_t^{ser} = 31,03 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56.$$

$$\rho_1 = 0,56 \Rightarrow \beta_1 = 0,8885 ; K_1 = 29,84.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{31,03 \times 10^3}{4,62 \times 0,8885 \times 33} = 229,07MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{229,07}{29,84} = 7,68MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**  $M_a^{ser} = 10,95 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sta}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,41 \Rightarrow \beta_1 = 0,9015 ; K_1 = 35,76.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma^{ser}}{Aa \times \beta_1 \times d} = \frac{10,95 \times 10^3}{3,39 \times 0,9015 \times 33} = 108,57 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{108,57}{35,76} = 3,04 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{280} = 0,125 \geq 0,063 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,125 \geq 0,088 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

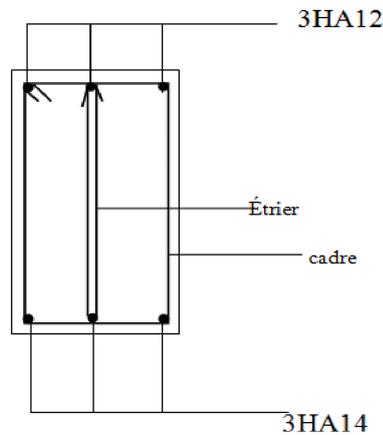
$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{33 \times 25} = 0,0056 \leq 0,011 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes .

### **Conclusion**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

- Appuis : **3HA12** (3,39cm<sup>2</sup>)
- Travée : **3HA14** (4,62 cm<sup>2</sup>)
- Cadre et étriers de **HA8**

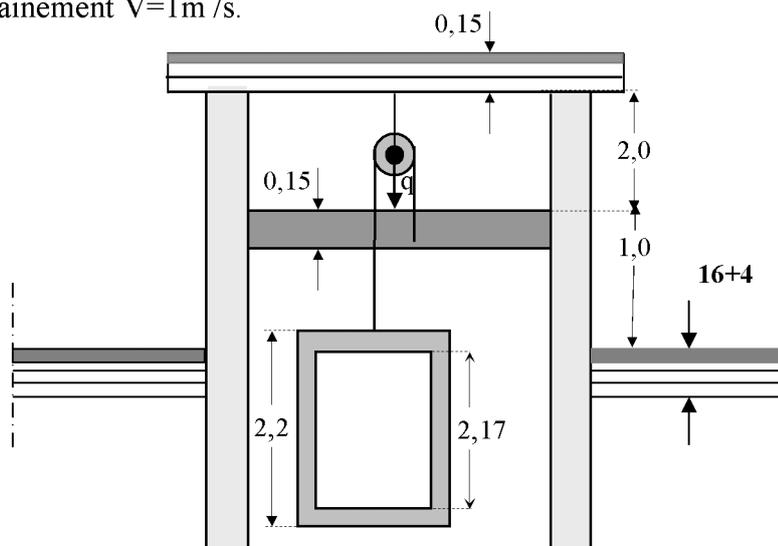


La coupe de la poutre palière.

**III-G- Salle machine :**

Notre immeuble comporte d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimension  $[1,60 \times 2,00]m^2$ , repose sur quatre cotés, Pouvant charger 8 personnes de 6,3 KN.

La charge transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes. la vitesse d'entraînement  $V=1m/s$ .



**Fig.III. F.1:Schéma l'ascenseur.**

**III-G-1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine:**

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée. Son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu de panneau.

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour, dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastresments sur les appuis de rive.

**III-G-2. dimensionnement :**

$$L_x = 1,60 \text{ m} ; L_y = 2,00 \text{ m} , S = 3,20 \text{ m}^2$$

**a). Epaisseur de la dalle :**

$$\text{L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : } h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33$$

**NB** : le RPA 2003 exige une hauteur  $h_0 \geq 12\text{cm}$ ; on adopte une hauteur  **$h_0 = 15\text{cm}$** .

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{2,00} = 0,8 \Rightarrow \rho_x \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$U = U_0 + 2 \cdot \zeta \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \cdot \zeta \cdot e + h_0$$

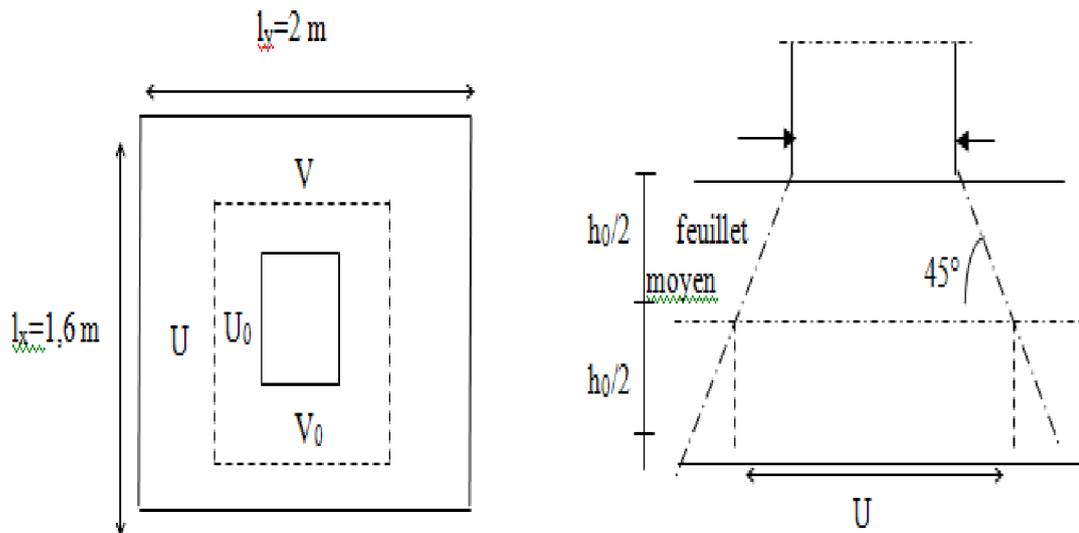


Fig.III-F-2. schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

**Avec :**

- $h_0$  : épaisseur de la dalle (15cm)

- $e$  : épaisseur du revêtement (5cm)

- $\zeta$  : coefficient dépend de la nature de revêtement, dans notre cas la dalle composée du béton armé  $\Rightarrow \zeta=1,0$ .

Les cotes  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés cote de rectangle dans le quel la charge est centré et son parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$ .

$$U_0=V_0=80 \text{ cm.}$$

$$U=80+2 \times 5+15=105 \text{ cm.}$$

$$V=80+2 \times 5+15=105 \text{ cm.}$$

### III-G.5. Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de levage  $M_{x1}$   $M_{y1}$  :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu=0 \text{ a l'ELU.} \\ \nu=0 \text{ a l'ELS.} \end{array} \right.$$

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$  dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,65$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0,52$$

Après avoir fait les interpolations nécessaires sur les tables de PIGEAUD

pour  $\rho=0,8$  on obtient :

$$M_1=0,08 \quad ; \quad M_2=0,059.$$

A L'ELU :  $\nu = 0$

$$p_u = 1,35Q = 1,35 \times 60 = 81 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 81 \times 0,086 = 6,97 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 81 \times 0,047 = 3,81 \text{ KNm}$$

**c) Calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie :**

Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,63 \Rightarrow 0,4 < 0,63 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0772 \\ \mu_y = 0,343 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

➤ Poids de la dalle :

$$G = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

➤ Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,56 \text{ KN/mL}$$

Ce qui donne :

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0772 \times 6,56 \times (1,26)^2 = 0,804 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,343 \times 0,804 = 0,276 \text{ KN.m}$$

**d) superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,97 + 0,804 = 7,774 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,81 + 0,276 = 4,086 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**Sens X-X et Y-Y.**

Au niveau de travée.

$$M_t = 0.85M_x = 0.85 \times 7.774 = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_y = 0.85 \times 4.086 = 3.47 \text{ NK.m}$$

Au niveau d'appui.

$$M_{ap} = 0.3M_x = 0.3 \times 7.774 = 2.332 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3M_y = 0.3 \times 4.086 = 1.226 \text{ KN.m}$$

**e) Ferraillage :**

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferraillage.

**Sens x-x :**

➤ **Aux travée :**

$$M_t = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow S.S.A$$

$$\mu_t = 0,028 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,61 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA8 / ml = 2,01 \text{ cm}^2$  ; avec :  $St=25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$M = 2,332 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{2,332 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_R = 0,392 \text{ cm} \longrightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{2,332 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA8 / ml = 2,01 \text{ cm}^2$

avec :  $St=25 \text{ cm}$

**Sens y-y :**

➤ **En travée :**

$$M_t = 3,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{3,47 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{3,47 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA8 / ml = 2,01cm^2$

**St=25cm**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 1,226KN.m$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,226 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,005 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,226 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,27cm^2$$

Soit :  $4HA8 / ml = 2,01cm^2$  , **St=25cm**

**f) Vérification à L'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité** (Art A.4.2.1 BAEL91 ,CBA 93) :

➤ **Armatures inférieures.**

$$W = W_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,63$$

$A_{\min}$  : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008x \left( \frac{3-0,63}{2} \right) = 0,00095$$

$$A_{\min} = 0,00095x (15x100) = 1,43 \text{ cm}^2$$

• **Armatures supérieures**

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 x (15 x 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_x = 2,01 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 > A_{\min}$$

**En appuis :**

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

❖ **Diamètre minimal des barres** : (Art A-7.21 BAEL91 , CBA 93) :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\Phi_{\max} \leq h_0 / 10$

$$\Phi_{\max} \leq h_0 / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ mm.}$$

Donc :  $\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

❖ **Ecartement des barres** :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

❖ Armatures  $A_x // L_x$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

❖ Armatures  $A_y // L_y$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

❖ **Vérification au poinçonnement** :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$h$  : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$\mu_c = 2(1,05 + 1,05) = 4,2m$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5KN$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5KN \leq 472,5KN \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

#### ❖ Vérification de la contrainte tangentielle

Sens X-X

$$Vu = \frac{P}{3l_y}$$

$$Vu = \frac{60}{3 \times 2} = 10 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{10 \times 10}{100 \times 130} = 0,067 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}, 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,067 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

### **Sens Y-Y :**

$$Vu = \frac{P}{3l_y + Lx}$$

$$Vu = \frac{60}{6 + 1,26} = 8,26 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{8,26 \times 10}{100 \times 130} = 0,063 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}, 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,063 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

### **g. Vérification à L'ELS :**

$$(v = 0,2)$$

➤ Moments engendrés par le système de la lavage.

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

D'où :  $M_1=0.086$  ;  $M_2=0.047$  .

$$P = G + Q = 60 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 60 (0,0860 + 0,2 \times 0,047) = 5,724 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (0,2M_1 + M_2) = 60 (0,2 \times 0,086 + 0,047) = 3,852 \text{ KN.m}$$

➤ Moments engendrés par le poids propre de la dalle:

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0825 \quad ; \quad \mu_y = 0.508$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0825 \times 4.75 \times 1.26^2 = 0.622 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.508 \times 0.622 = 0.316 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = 5.724 + 0.622 = 6.35 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.852 + 0.316 = 4.17 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ Ferraillage de la dalle à l'ELS :

Sens x-x :

➤ **En travée :**

$$M_t = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow S.S.A$$

$$\mu_t = 0,022 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,40 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M = 1,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{1,90 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_R = 0,392 \text{ cm} \longrightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{1,90 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**Sens y-y :**

➤ **En travée :**

$$M_t = 3,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{3,54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_R = 0,392 \text{ cm} \longrightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{3,54 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,79 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$M_a = 1,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0052 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,0052 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,25 \times 10^3}{0,973 \times 13 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérfications des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \left( tq \quad K = \frac{1}{K_1} \right) \quad \text{ss}$$

**Sens XX :**

**En travée :**

$$A_u = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 62,52 \\ \beta_1 = 0,9355 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tx}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,40 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 220,91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{220,91}{62,52} = 3,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_u = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 62,52 \\ \beta_1 = 0,9355 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{xx}}{\beta_1 d A_s} = \frac{1,90 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 77,73 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{77,73}{62,52} = 1,24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Sens YY :****En travée :**

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 62,52 \\ \beta_1 = 0,9355 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ty}}{\beta_1 d A_y} = \frac{3,54 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 144,82 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 144,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{144,82}{62,52} = 2,32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$A_u = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 62,52 \\ \beta_1 = 0,9355 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ty}}{\beta_1 d A_s} = \frac{1,25 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 51,14 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{51,14}{62,52} = 0,82 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**➤ Etat limite de fissuration.**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

**➤ Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les Conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20M_x}$

- $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

$h$  : Hauteur de la dalle .

$M_{ts}$  : Moment en travée dans le sens (xx).

$M_{os}$  : Moment isostatique de référence dans la direction de  $l_x$ , pour une largeur de bande de 1m

$A_x$  : Section d'armature tendue par 1m de largeur.

$b$  : Largeur de la bande égale à 1m.

$d$  : Hauteur utile de la bande.

$$\frac{h_t}{l_x} = 0.119 \geq \frac{0.85M_x}{20M_x} = 0.0425 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (xx et yy)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \mathbf{4HA8} \text{ (} 2.01\text{cm}^2\text{)} \\ \text{Aux appuis : } \mathbf{4HA8} \text{ (} 2.01\text{cm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

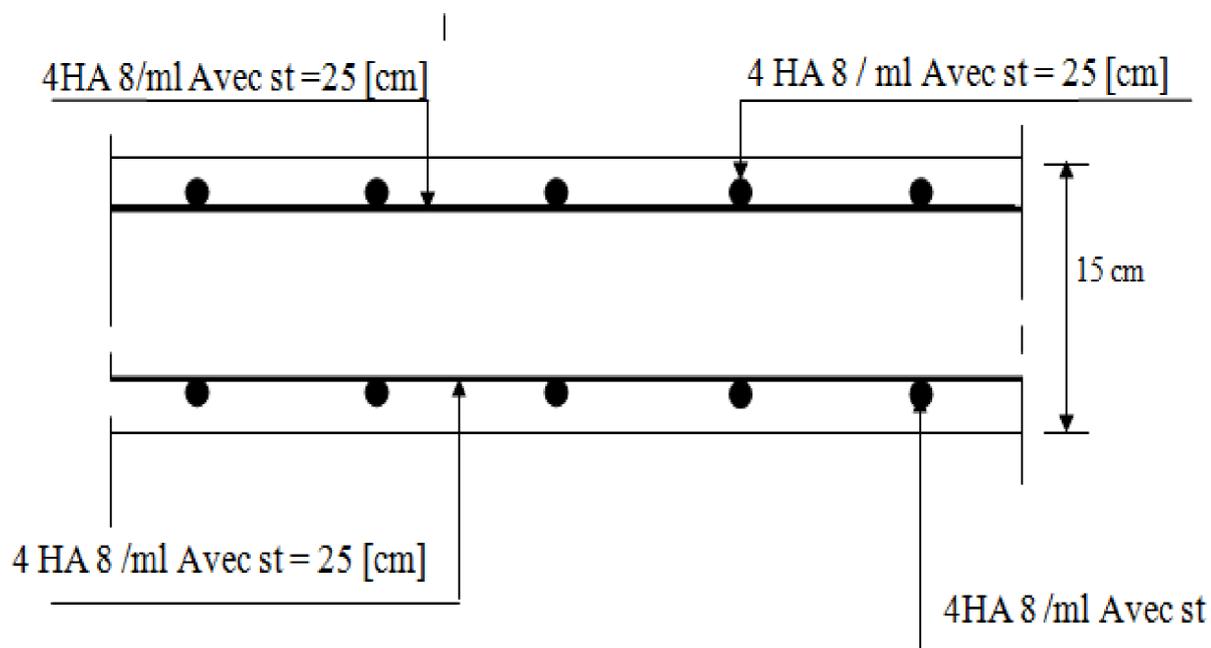


Fig. III.G.3 : plan de Ferrailage de la dalle de la salle machine dans les deux sens.

# Chapitre IV

## les étapes

### de Modelisation

## INTRODUCTION :

Le calcul des effets des actions sismiques doit être basé sur l'établissement d'un modèle à partir d'une structure réelle, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous ses éléments constitutifs. on doit chercher à rendre autant que possible explicite, modifiable et validable les connaissances mises en jeu dans l'établissement de ce modèle afin d'aboutir à des résultats plus fiables et plus précis.

la modélisation avec un logiciel de calcul non linéaire basé sur la méthode des éléments finis est très utile puisque il permet l'approche du comportement réel de la structure, offre de nombreuses possibilités d'analyses, facilite l'interprétation des résultats et offre la possibilité de visualisation de la déformée du système. Il existe plusieurs logiciels de calcul comme le **SAP, ETABS, ROBOT...**

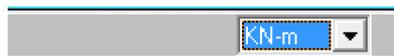
Dans notre travail, nous allons étudier notre structures en vue de leur comportement face au séisme, pour ce faire on a choisit de réaliser un calcul par l'élément fini **ETABS**, version V9.7

Pour comprendre le procédé, nous allons décrire le cheminement de la modélisation pas à pas.

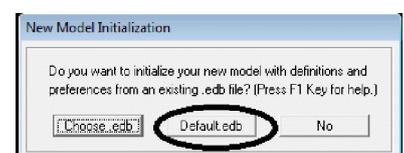
### IV.1.Modélisation:

Une fois que tous les détails de la structure sont définis (caractéristiques géométriques, les éléments et les charges), le début de la modélisation sur le programme peut commencer.

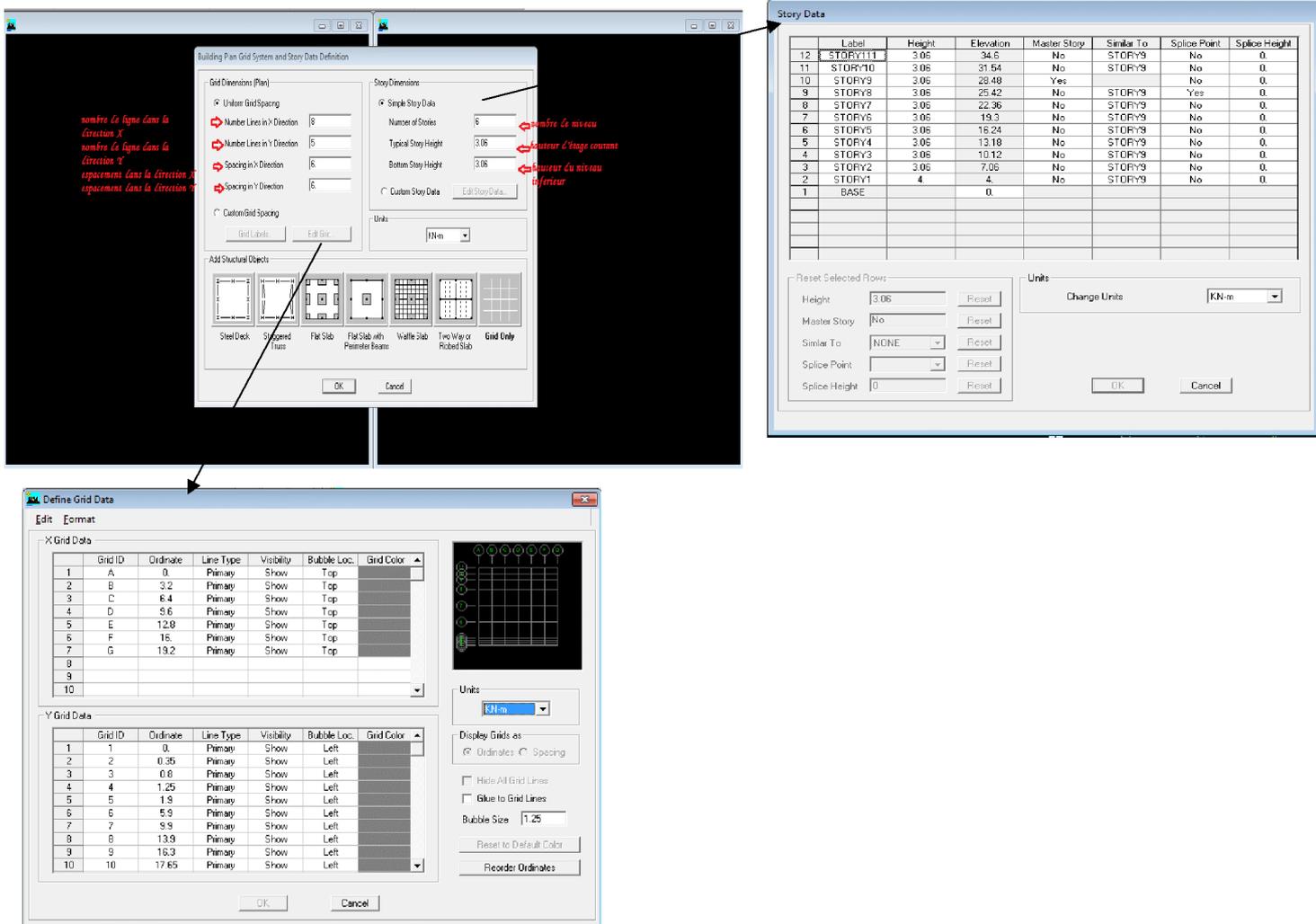
La première chose à faire après le lancement d'**ETABS** est le choix des unités, il faut donc avant de créer un fichier de changer en bas de l'écran à droite on choisit dans le menu déroulant le KN-m.



On sélectionne un nouveau modèle en cliquant sur new modèle on choisit un modèle par défaut on définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la direction X, selon la direction Y,



le nombre de niveau et la hauteur de l'étage)

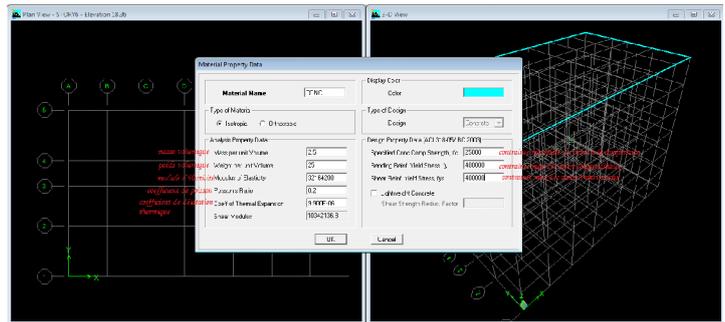
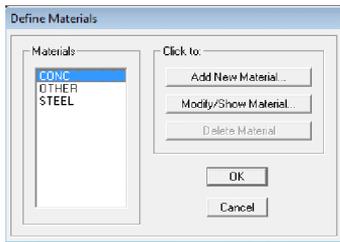


**IV.2. Définition des caractéristiques du modèle :**

Le début de la modélisation consiste à définir tous les éléments structuraux et ceci se fait principalement par le menu “define”

- permet de définir les propriétés des matériaux utilisés dans notre cas on utilisera le béton (on clique sur concrete)

 Material Properties...

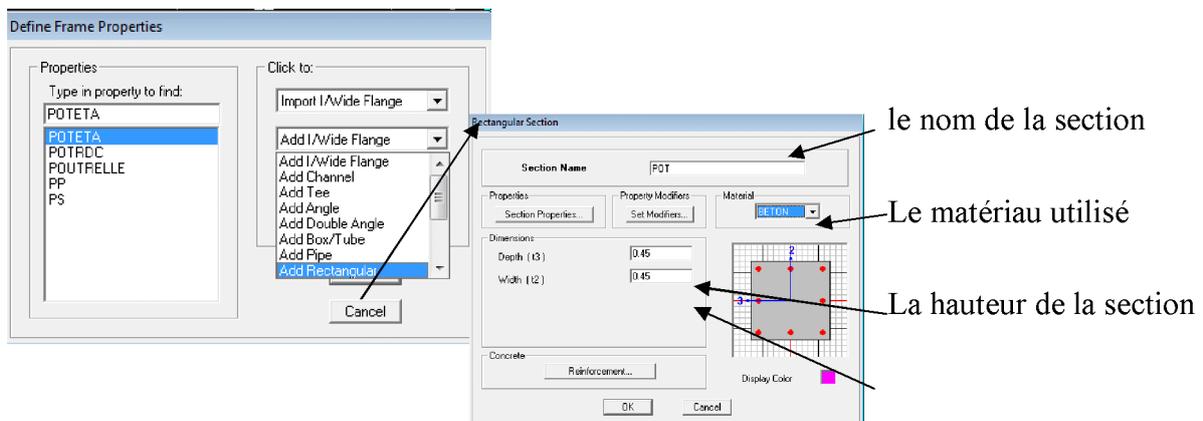


-  Frame Sections... dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, poutrelle)

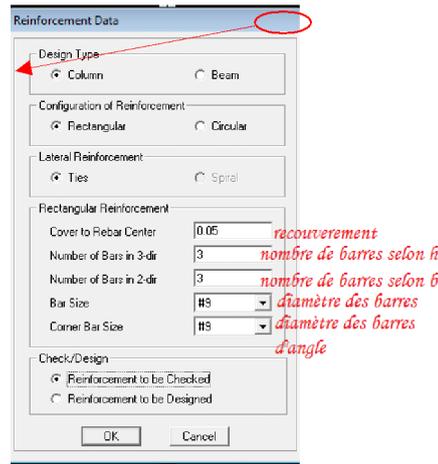
**IV.3. Définition des poteaux et poutres:**

**Poteaux :**

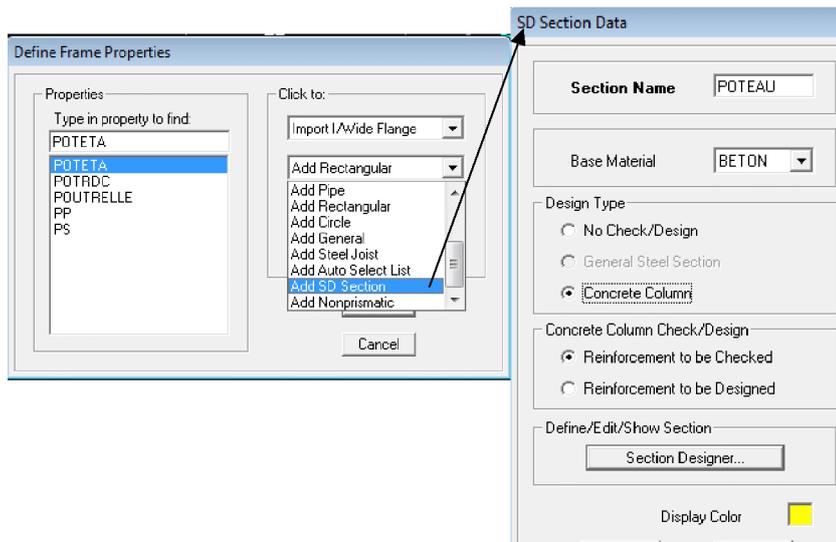
**La 1ère méthode :** « add rectangular » ; les étapes de la création de l'élément sont montrées sur les figures ci-dessus



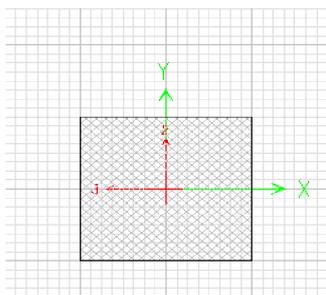
La base de la section



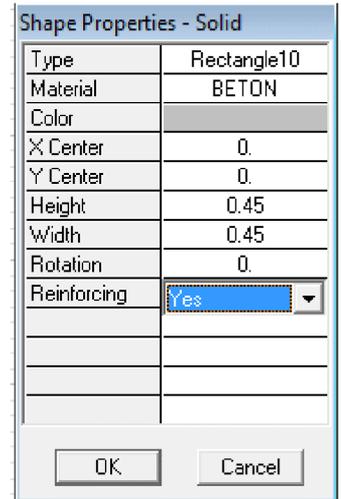
**2<sup>ème</sup> méthode** : « SD section », on choisit le matériau, on clique en suite sur **concrete column** dans **design type**, et on clique en suite sur **reinforcement to be checked** (renforcement vérifier), **reinforcement to be designed** (renforcement créer).



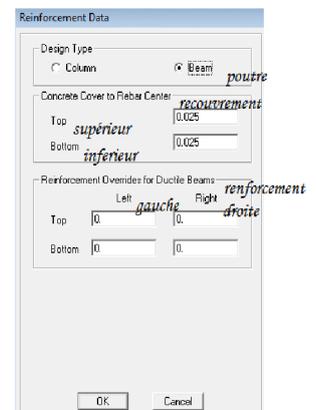
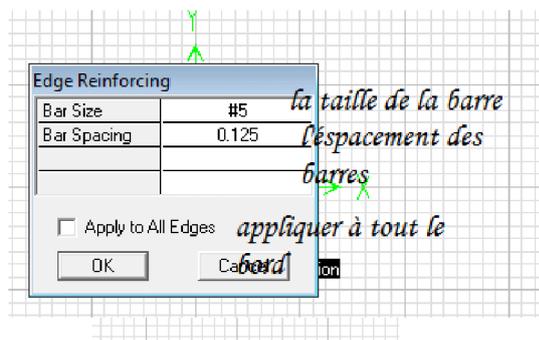
On crée la section avec la commande « Draw→Draw solide shape→rectangle » ou en utilisant l'icone →  avec le Botton gauche de la souris on clique au centre du l'axe la section sera créée (fig suivante)



Pour changer les propriétés de cette section on clique au dessus avec le bouton droit de la souris et on change les valeurs tel que : **base : width** , **hauteur : height**.et **yes** pour le renforcement.

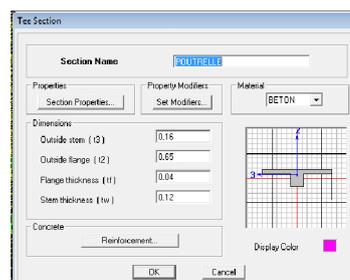


Le renforcement de la section dessinée est crée avec la commande : **Draw**→**Draw reinforcing shape**→**rectangle pattern** ou en utilisant l'icone .on change les propriétés du renforcement en cliquant avec le bouton droit de la souris, on donne ensuite le diamètre des barres et l'espacement entre les barres ;



**Les poutres** : seront créés comme étant des rectangles **add rectangular** de la même manière que les poteaux seul le renforcement qui va changer en cliquant sur **Beam** ou lieu de **Column** (figure de droite)

**Les poutrelles** : on les crée avec « **Add Tee** » ;



**IV.4. Affectation des éléments au modèle :**

Les éléments seront affectés au modèle avec le menu « **Draw** » ou en utilisant directement les icônes montrés ci-dessus ;



**create lines in region pour** ; affecter les poutres en plan ou les poteaux en élévation

Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.



**Créates columns in region or at clicks** ; affecter les poteaux en plan

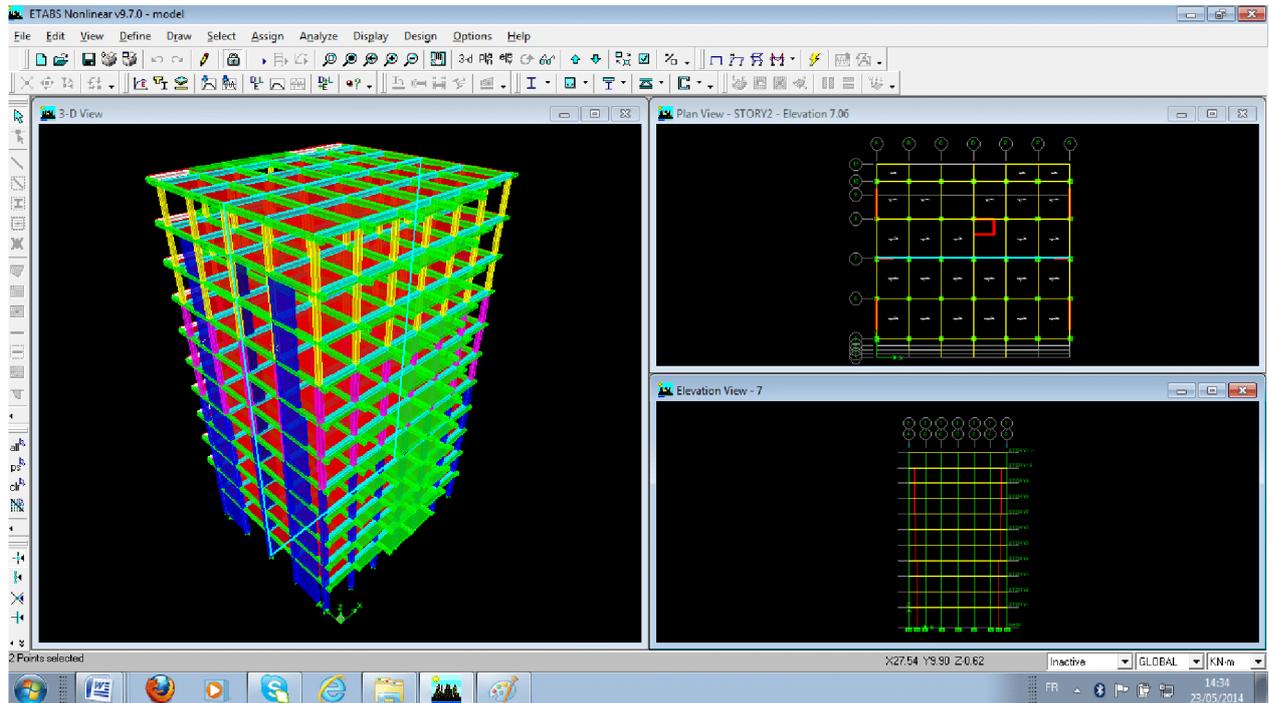
Property	POTETA
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.



**create secondary Beam in region or at clicks** ; permet d'affecter les poutrelles

Property	POUTRELLE
Moment Releases	Continuous
Spacing	Max Spacing
Max Spacing	0.65
Approx. Orientation	Parallel to Y or R

Et la structure sera présentée comme suit :

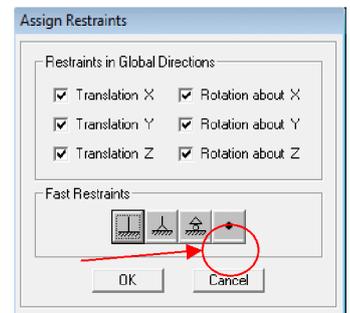


**IV.5. Les appuis :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous

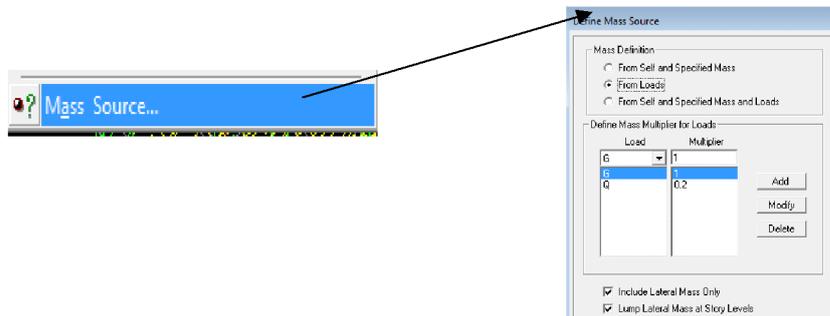


les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ; **Assign restraints (support)** : On clique sur l’icone de l’encastrement et tous les nœuds seront encastrés.



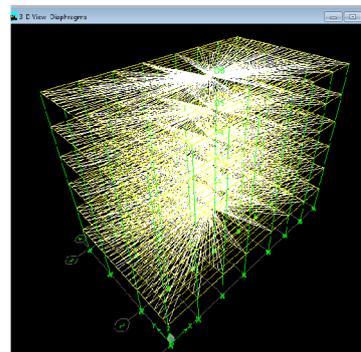
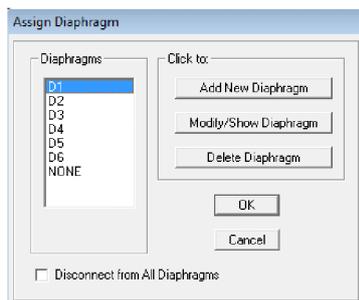
**IV.6.La masse sismique :**

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante : **define**→**mass source**



**IV.7.Les diaphragmes :**

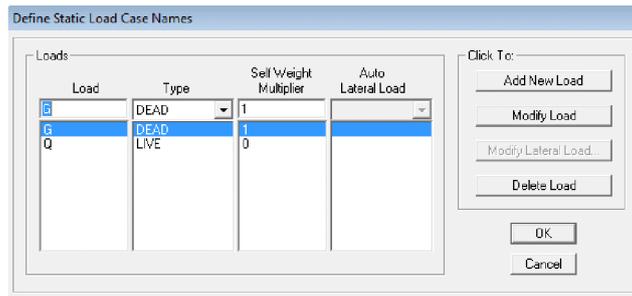
Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icone  ou en suivant les étapes suivantes : **Assing**→ **joint/ point**→ **Diaphragme**



**IV.8.Définition et attribution des charges aux éléments de la structure:**

On charge les éléments de la structure avec les charges permanentes et d'exploitations, « dead et live ».

- **Définition des charges :** Define→Static Load Cases→ on donne **G** pour **Dead**(charge permanente) et **Q** pour **live**(charge d'exploitation)

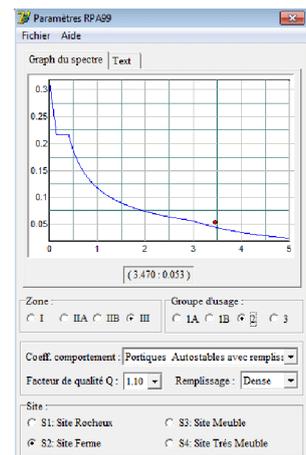


• Attribution des charges pour la structure :

On sélectionne les éléments qu'on doit charger dans notre cas les poutres secondaires et les poutrelles on poursuit ensuite l'instruction suivante ; **Assign**→**frame/line load**→**distributed**→on introduit les valeurs de **G**, on refait les mêmes étapes pour **Q**.

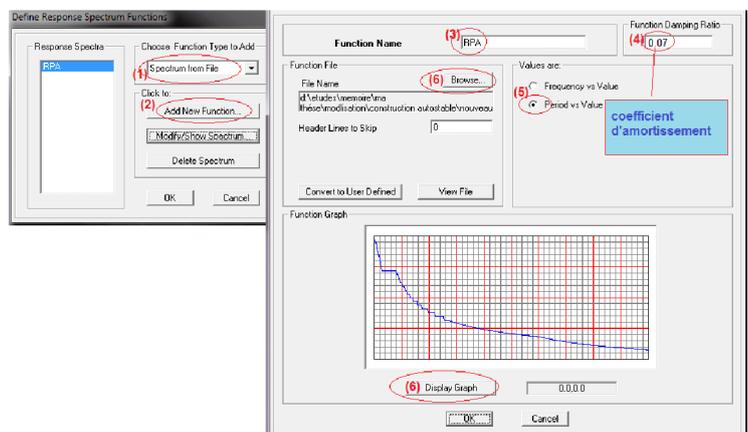
• L'action sismique :

La force sismique est représentée par le spectre de réponse défini par le règlement parasismique algérien sous forme d'une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou future

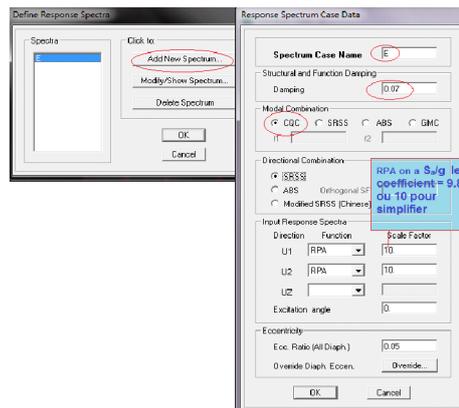


Et sera introduit dans l'ETABS comme suit :

On doit d'abord définir le spectre de réponse dans l'ETABS ; **Define**→ **Reponse spectrum functions** (  )



Et ensuite d'apporter le spectre déjà défini au modèle : Define → Reponse spectrum cases :

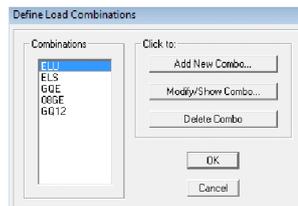


**IV.9. Définition des combinaisons d'action :**

Cette étape consiste à définir les deux combinaisons d'action des états limite ultime et service et les combinaisons accidentelles données par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 ( $G+Q\pm E$ ,  $G\pm 0.8E$ ,  $G+Q\pm 1.2E$ ).

La définition des combinaisons dans l'ETABS se fait comme suit :

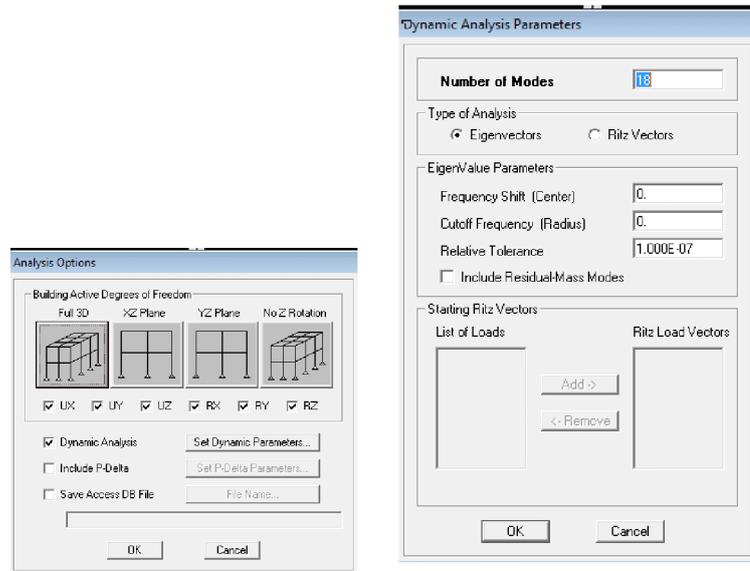
 Define → laod combinations ;



**IV.10. Analyse dynamique :**

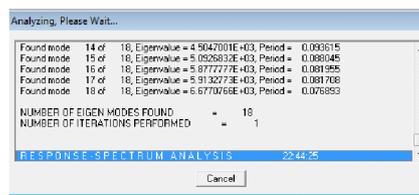
On utilisera l'analyse spectrale. Avant de lancer l'analyse, Il faut tout d'abord définir le nombre de mode et choisir le type d'analyse ;

**analyze → set Analysis options.**



Pour lancer l'analyse il suffit de cliquer sur F5 ou en suivant les étapes suivantes :

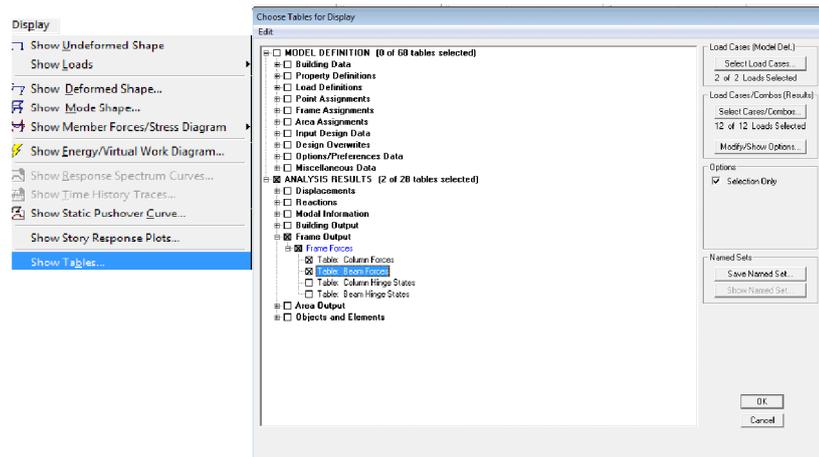
 **analyze** → **RunAnalysis.**



Cette analyse nous permet de déterminer les efforts internes qui vont être utilisés par la suite dans le calcul non linéaire.

**Remarque :** Pour le calcul plastique, on a besoin d'extraire les moments et les efforts tranchants pour le ferrailage des poutres et les moments et les efforts normaux pour le ferrailage des poteaux, et qu'on utilisera pour le calcul des longueurs plastiques.

Pour extraire ces efforts internes sous forme de tableau on clique sur le menu **Display** → **Show Tables** ;



**IV.11. Analyse push over :**

L’analyse push over non linéaire, elle se base sur l’augmentation de la charge jusqu’à ce que les modes de ruines apparaissent. Elle permet de définir le point de performance ainsi que le positionnement des rotules plastiques dans la structure étudiée qui décrivent la probabilité d’atteindre ou de dépasser un état de dommage provoqué par un séisme.

**IV.11.a. Définition des paramètres pour le calcul push over :**

**Calcul des longueurs plastiques :**

Les rotules plastiques sont modélisées comme étant un point rond discret, toutes les déformations plastiques soit une translation ou une rotation, se produisent dans ce point rond cela signifie qu’il faut assumer une longueur au-delà de laquelle cette déformation est intégrée.

Le calcul de cette longueur est donné par la formule suivante :

$$L_{pl} = a_{st} (0.08L_v + 0.022f_s d_{pl})$$

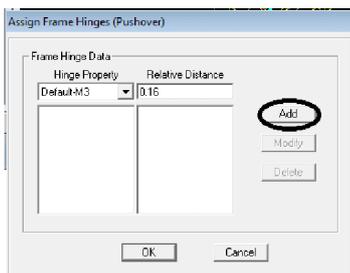
Avec :

- $L_{pl}$  : Longueur plastique
- $L_v$  : Portée de cisaillement ;  $L_v = \frac{M_{max}}{V_{max}}$
- $f_s$  : limite d'écoulement de l'armature
- $f_t$  : Résistance à la traction
- $d_{pl}$  : diamètre de l'armature

**Attribution des longueurs plastiques au modèle :**

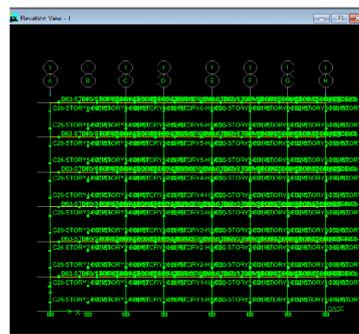
Les rotules plastiques seront affectées aux éléments de la structure, en suivant les étapes suivantes :

On sélectionne les éléments (pour notre cas les poteaux et les poutres), on choisit ensuite le menu ; **assign**→**frame/line**→ **frame Non linear Hinges**



On choisit les efforts dans « **hinge property** » et on lui attribut sa longueur correspondante dans « **relative distance** » et on clique à chaque fois sur **add**; il faut toujours choisir les efforts correspondant aux éléments sélectionnés (pour les poteaux on

choisit le **P** et **M** et pour les poutres on choisit **M** et

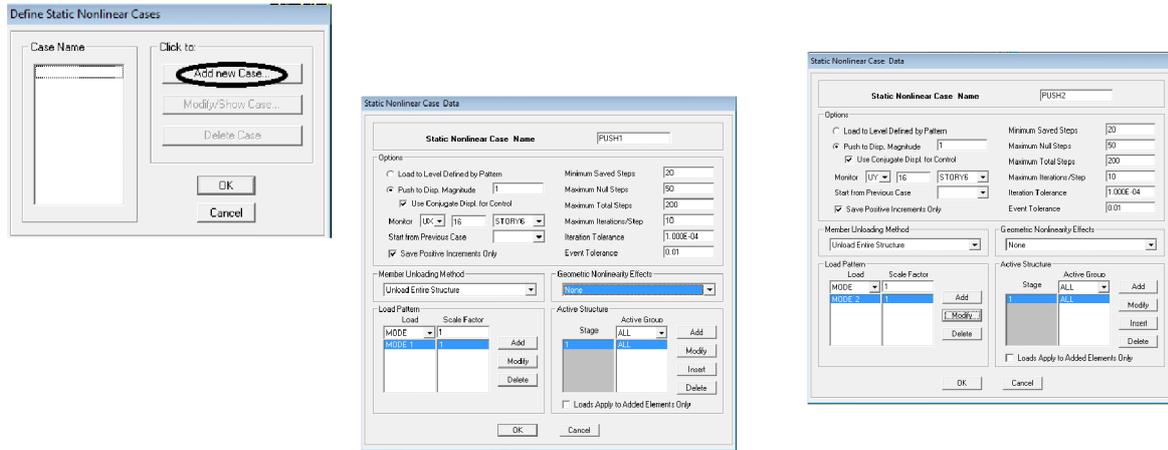


**V**).

**Préparation de calcul pushover :**

Pour définir les paramètres de l'analyse push over on clique sur le menu : **define**→**static Non linear/Pushover cases**

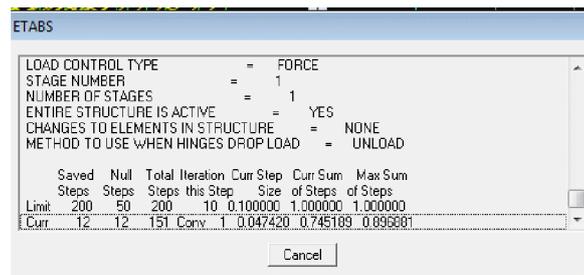
La préparation du calcul se fait pour les deux directions X et Y, selon les modes de déformation, avec un déplacement maximal de 1 m de l'élément 16 qui se trouve au 6ème plancher.



**IV.11.b.Lancement d'analyse :**

L'analyse se fait en deux phases phase linéaire et phase nonlinéaire, il faut que l'analyse linéaire soit lancée pour que l'icone de l'analyse push over soit activée.

On choisit dans le menu **analyze** sur **run analyze** ou en cliquant directement sur **F5** pour lancer l'analyse linéaire, on choisit ensuite sur **run static nonlinear analysis** ou sur l'icone  pour lancer l'analyse non linéaire ou l'analyse push over.

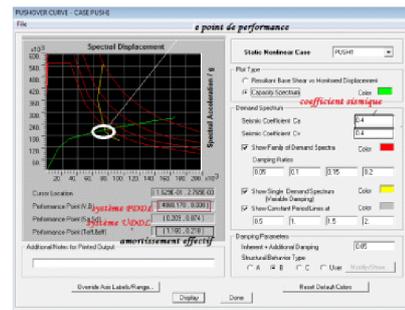


**N.B :** L'analyse peut prendre énormément de temps, tout dépend de la taille du fichier et de la précision recherchée.

IV.12.visualisation des résultats :

IV.12.a.Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d’obtenir une courbe de capacité force-déplacement qui définit le comportement de structure en donnant les déformations plastiques suivant le rendement. Le point d’intersection des deux courbes est appelé le point de performance, il représente le comportement global de la structure.



Display → show static pushover curve ;

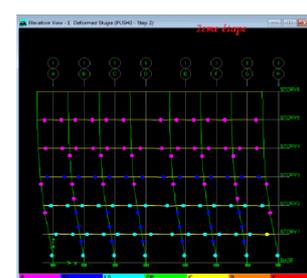
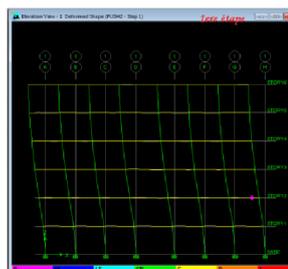
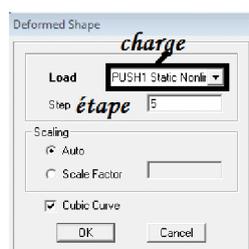
IV.12.b.Les rotules plastiques :

Le logiciel nous permet de connaître la possibilité de la formation des rotules plastiques et leurs positionnements dans la structure.

Pour visualiser les rotules plastiques on clique sur: **show deformed shape** ou sur l’icone :



, on choisit ensuite de visualiser la déformée sous le chargement pushover, en précisant l’étape.



Les points spécifient les types de rotules ainsi formé avec leurs niveaux de déformations ;

- B** pas de déformation
- LS** sécurité de vie
- C** effondrement
- IO** occupation immédiate
- CF** prévention contre l'effondrement
- D** ruine

Les résultats donnés par cette analyse en termes de rotule et courbes de capacités pour toutes les structures étudiées seront présentés dans la suite du travail.

# Chapitre V

## Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

## **INTRODUCTION :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis

### **ETABS. V-1 - Description De L'ETABS :**

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

### **V-2- Etapes De Modélisation :**

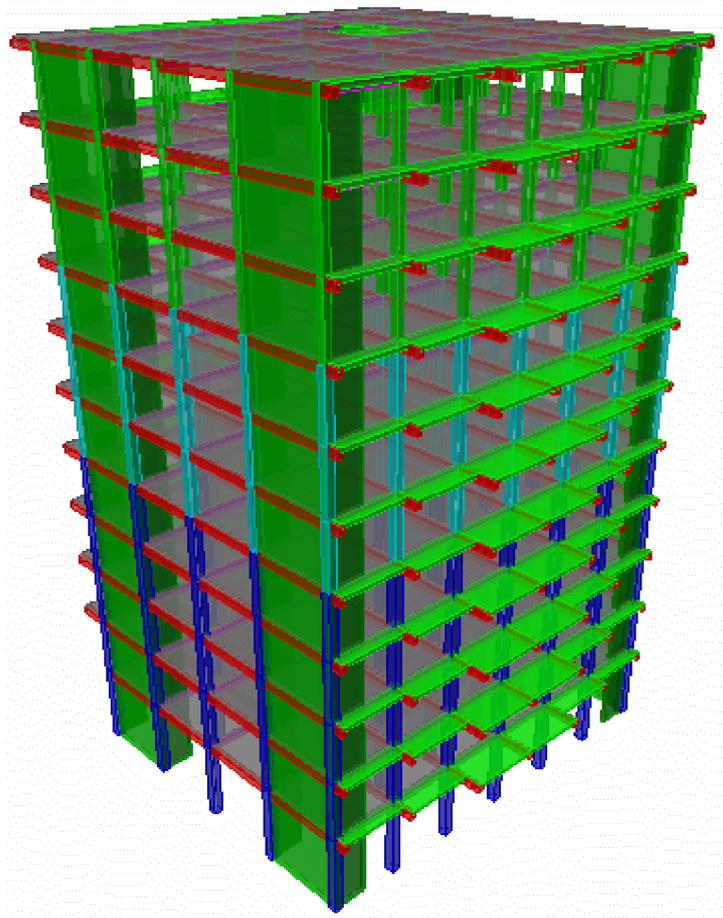
L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travaille, on utilisera la version 9.7.0 dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, ...)

4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il est important d'avoir tous les documents relatifs à cette structure, nécessaires à la modélisation.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :



**Figure V-1 - Vue en trois dimensions de la structure**

## **V-3- Choix De La Méthode :**

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accéléré-grammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

### **>Principe de la méthode :**

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

### **>définition du spectre de réponse :**

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

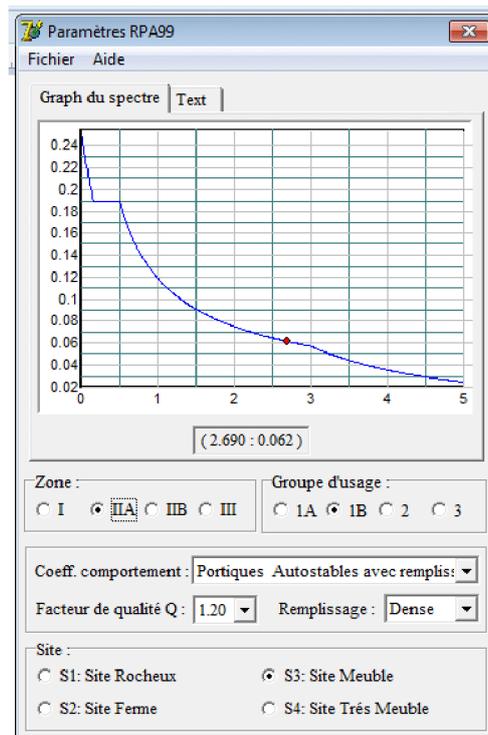
## >Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	IIa	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.20	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

Tableau IV-1 - Caractéristiques du spectre de réponse

Figure V-2- Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse



# Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

## V-4- Etude Du Contreventement :

Les efforts horizontaux repris par les portiques et les voiles sont tirés par le logiciel ETABS 9.7.0, voir les tableaux ci après

Sens x – x :

Section Cutting Line						
	X	Y	Z			
Start Point	-2.8892	9.9	17.837			
End Point	29.7067	9.9	17.3941			

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	13.4088	9.9	17.6156	0.

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	7.3658	-17.5321	2469.0978	-7.3658	17.5321	-2452.7459
Moment	1.6449	9708.8844	53.702	-1.6449	-9646.603	-53.702

Buttons: Close, Refresh

**Figure V-3- Figure donnant le type de contreventement**

Les efforts repris par les voiles et les poteaux suivant xx :

$$F_{x\text{ tot}}=2525,06 \text{ KN.}$$

$$F_{x\text{ voiles}}=2443,41 \text{ KN}$$

$$F_{x\text{ poteaux}}=81,65 \text{ KN}$$

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

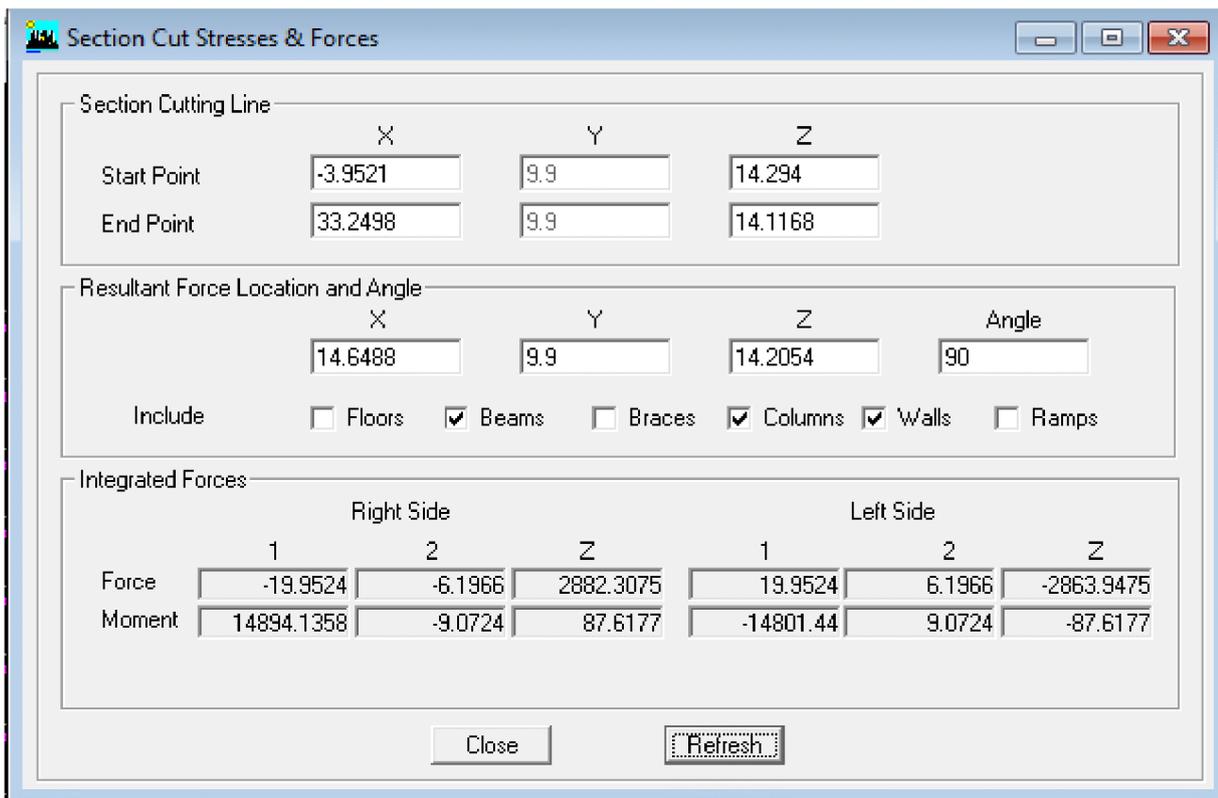
$$\begin{array}{l}
 2525,06 \longrightarrow 100\% \\
 2443,41 \longrightarrow x
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 2525,06 \\ 2443,41 \end{array}} \right\} \Rightarrow x = \frac{2443,41 \times 100}{2525,06} = 96,77\%$$

Le pourcentage des efforts repris par les voiles suivant l'axe xx est : 96,77%.

$$\begin{array}{l}
 2525,06 \longrightarrow 100\% \\
 81,65 \longrightarrow x
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 2525,06 \\ 81,65 \end{array}} \right\} \Rightarrow x = \frac{81,65 \times 100}{2525,06} = 3,23\%$$

Le pourcentage des efforts repris par les poteaux suivant l'axe xx est : 3,23%.

**Sens Y – Y :**



**FigureV-4**-Figure donnant le type de contreventement

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

Les efforts repris par les voiles et les poteaux suivant yy:

$$F_{y \text{ tot}} = 1994,4 \text{ KN.}$$

$$F_{y \text{ voiles}} = 1946,22 \text{ KN}$$

$$F_{y \text{ poteaux}} = 48,18 \text{ KN}$$

$$\begin{array}{l} 1994,4 \longrightarrow 100\% \\ 1946,22 \longrightarrow \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1994,4 \\ 1946,22 \end{array}} \right\} \Rightarrow x = \frac{1946,22 \times 100}{1994,4} = 97,58\%$$

Le pourcentage des efforts repris par les voiles suivant l'axe yy est : 97,58%

$$\begin{array}{l} 1994,4 \longrightarrow 100\% \\ 48,18 \longrightarrow \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1994,4 \\ 48,18 \end{array}} \right\} \Rightarrow x = \frac{48,18 \times 100}{1994,4} = 2,42\%$$

Le pourcentage des efforts repris par les poteaux suivant l'axe yy est : 2,48%.

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

### Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, **la structure est contreventée par voiles.**

### V-5- Vérification De La Structure Selon Les Exigences Du RPA 99/Version2003 :

Il n'y a pas pire pour l'homme que de se retrouver face à un incident dont il n'avait aucune connaissance.

Prédire une secousse sismique fait rêver plus d'un mais reste malheureusement à ce jour un domaine méconnu. Néanmoins, prévoir une construction parasismique peut être la seule manière de faire face à ce genre de dommages.

La réalisation d'une structure pouvant faire face à l'effet du séisme est l'intérêt de cette étude, pour cela, nous disposant d'un règlement parasismique rigoureux qui permet d'offrir un degré de protection considérable en vérifiant la stabilité et la résistance de la bâtisse vis-à-vis des efforts horizontaux et cela quelle que soit la région où on se trouve.

### V- 5-1 -La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante (Art4-6) :

$$T = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

$H_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le tableau 4-6 (RPA99version 2003).

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

Dans le cas des portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09hN/\sqrt{D}$$

**D** : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
2	1	0.822848	70.98	0.0024	0	70.98	0.0024	0
3	2	0.644829	0.0018	68.7408	0	70.9818	68.7432	0
4	3	0.513143	0.0552	0.052	0	71.037	68.7952	0
5	4	0.206813	16.3128	0.0009	0	87.3498	68.7961	0
6	5	0.137754	0.0007	19.7702	0	87.3505	88.5662	0
7	6	0.11019	0.001	0.0156	0	87.3515	88.5819	0
8	7	0.087395	6.0965	0.0001	0	93.448	88.582	0
9	8	0.05853	0.0003	6.4015	0	93.4483	94.9835	0

**Tableau V-2- Période et participation massique**

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{analytique} = 0,82 \text{ sec}$$

La première formule empirique donne :

$$T_{empirique} = 0,05 \times (34,6)^{(3/4)} = 0,71 \text{ sec.}$$

$$1,3T_{empirique} = 0,92 \text{ sec.}$$

$$T_{empirique} < T_{analytique} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

# Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

## **V- 5-2-pourcentage de la participation de la masse modale :**

(Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le

Nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être

tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Depuis le tableau (tab IV-1) ; nous pouvons voir que le mode fondamental est une translation suivant x avec une mobilisation de masse de 70,98%, une translation

Suivant Y avec une mobilisation de masse de 68,74%.

Nombre des modes à retenir est de 8 modes.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment,

D'où la condition du RPA est vérifiée.

## **V- 5-3-déplacements relatifs :**

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_K = k \cdot \delta_{eK}$$

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet torsion).

R : coefficient de comportement. Le déplacement relatif du niveau " k" par rapport au niveau " k-1" est égal à :

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

### Suivant Ex

Etage	hauteur	Hn+1	l%h	$\delta_k$	$\Delta_k$	vérification
11	3.06	34.6	0.346	0.0215	0.0021	vérifiée
10	3.06	31.54	0.3154	0.0194	0.0022	vérifiée
9	3.06	28.48	0.2848	0.0172	0.0022	vérifiée
8	3.06	25.42	0.2542	0.015	0.0023	vérifiée
7	3.06	22.36	0.2236	0.0127	0.0024	vérifiée
6	3.06	19.3	0.193	0.0103	0.0023	vérifiée
5	3.06	16.24	0.1624	0.008	0.0022	vérifiée
4	3.06	13.18	0.1318	0.0058	0.002	vérifiée
3	3.06	10.12	0.1012	0.0038	0.0017	vérifiée
2	3.06	7.06	0.0706	0.0021	0.0013	vérifiée
1	4	4	0.04	0.0008	0.0008	vérifiée

**Tableau IV-3 Déplacements relatifs suivant Ex**

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

### Suivant $E_y$

Etage	hauteur	$H_{n+1}$	$1\%h$	$\delta_k$	$\Delta_k$	vérification
11	3.06	34.6	0.346	0.0159	0.0017	vérifiée
10	3.06	31.54	0.3154	0.0142	0.0019	vérifiée
9	3.06	28.48	0.2848	0.0123	0.0018	vérifiée
8	3.06	25.42	0.2542	0.0105	0.0018	vérifiée
7	3.06	22.36	0.2236	0.0087	0.00017	vérifiée
6	3.06	19.3	0.193	0.007	0.0017	vérifiée
5	3.06	16.24	0.1624	0.0053	0.0015	vérifiée
4	3.06	13.18	0.1318	0.0038	0.0014	vérifiée
3	3.06	10.12	0.1012	0.0024	0.0011	vérifiée
2	3.06	7.06	0.0706	0.0013	0.0008	vérifiée
1	4	4	0.04	0.0005	0.0005	vérifiée

Tableau IV-4- Déplacements relatifs suivant  $E_y$

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

### **Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lors de la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

### **V- 5-4-déplacements maximales :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

### **Suivant Ex :**

# Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

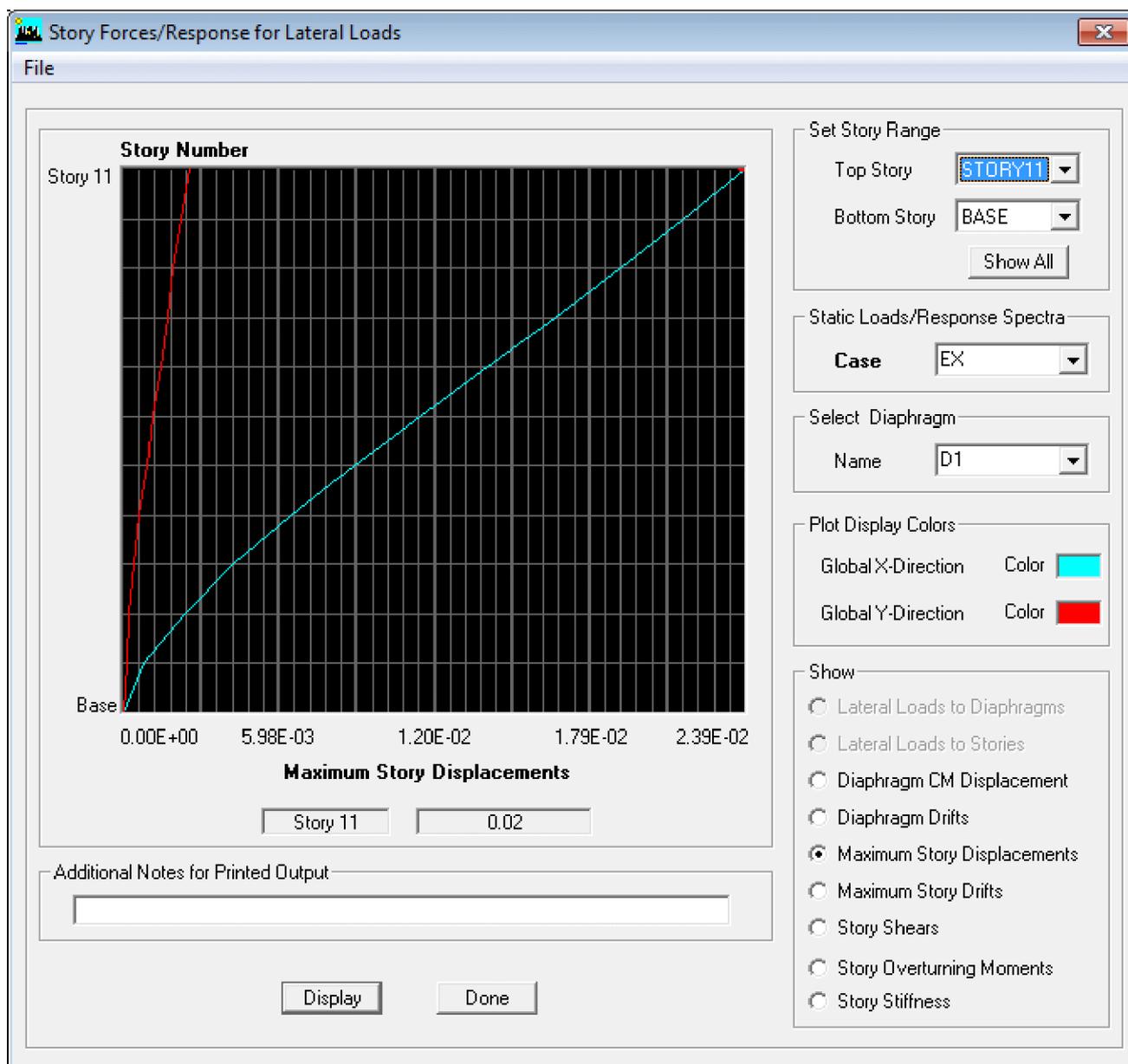
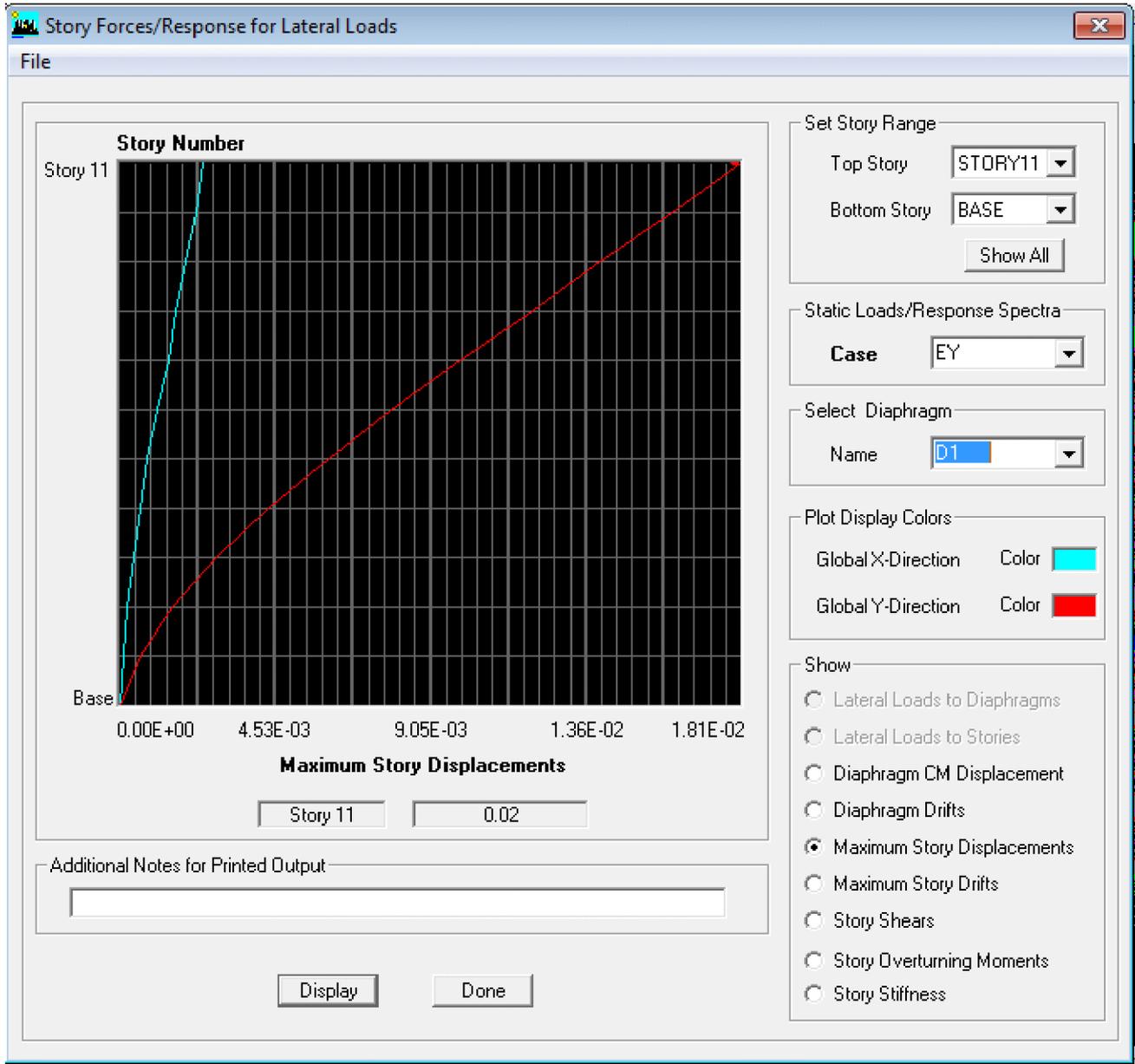


Figure V-5- Déplacement maximal dans le sens x-x

# Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

$$\delta_{\max} = 0,02\text{m} < f = \frac{Ht}{500} = \frac{34,6}{500} = 0,07\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Suivant EY :**



**Figure V-6- Déplacement maximal dans le sens Y-Y**

$$\delta_{\max} = 0,02\text{m} < f = \frac{Ht}{500} = \frac{34,6}{500} = 0,07\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

# Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

## **V- 5-6-Vérification de l'effort tranchant à la base :( ART 4.3.6/ RPA Version 2003)** La

résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des force Sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si :  $VD \leq 0,8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces déplacements ; moments ; ..... ) dans le rapport  $0.8V_t / VD$

### **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

#### ➤ **Calcul des coefficients A,D,R :**

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2

Zone sismique IIa

Donné par le tableau (tab 4-1 R.P.A99).

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T > 3s. \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>**: Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

# Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

(Tab 4.7) de RPA99 :

Site meuble :  $S_3 \Rightarrow T_2 = 0,5$  sec.

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  (%) est le pourcentage de l'amortissement critique, il est fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4-2 RPA 99).

Le système de contreventement est mixte avec remplissage dense :

$$\xi = 10 \% \text{ d'où : } \eta = 0,76$$

$$\eta = 0,88 \geq 0,7 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**T** : période fondamentale de la structure, peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques donné par (Tab 4-7 du RPA99).

$$T = \text{Min} \{ T_{emp}; 1,3T_{emp}; T_{anal} \}$$

$$T = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

$h_n$ : la hauteur du bâtiment mesuré à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau « n »

$$(h = 34,60\text{m}).$$

$C_t$ : coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage est donnée par le tableau (4-6 RPA 99)  $\rightarrow C_t = 0,05$ .

$$T = 0,71 \rightarrow D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5/0,71)^{2/3} = 1,504.$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

Les valeurs d'A.D. R. Ct et T sont données dans le tableau suivant :

paramètre	valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0,15	Tableau 4.1
Période caractéristique T <sub>2</sub>	0,5 s	Tableau 4.7
Coefficient Ct	0,05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1,504	formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

**Tableau V-5- Tableau donnant les valeurs de A, D, R, T, Ct**

➤ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum q$$

**Pq** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critères q	Observé/non	pq
1. condition minimales sur les files de	non	0.05
2. redondance en plan	non	0.05
3. régularité en élévation	non	0.05
4. régularité en plan	non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

**Tableau V-6- valeurs de pénalités Pq**

# Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

D'où :  $Q = 1,20$

➤ **poids total de la structure :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, la masse de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des surcharges d'exploitations, nous n'allons pas effectuer ce calcul car le logiciel ETABS peut le faire, il suffit d'introduire les valeurs des charges et de préciser le pourcentage de la surcharge (affecter la surcharge  $Q$  d'un coefficient qui est dans notre cas le 0,20).

$$W_t = W_G + \beta W_Q$$

$$W_t = 2323,0736t$$

$$V_{stx} = V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,504 \times 1,2}{4} \times 2323,0736 = 157,226t$$

$$V_{dx} = 524,25 t > 0,8V_{st} = 125,781 t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{dy} = 481,98 t > 0,8V_{st} = 125,781 t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : l'effort tranchant à la base est vérifié.

**V- 5-7-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : (Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$$N_d = 111,259 t.$$

# Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton .

$F_{c28}$  = la résistance caractéristique du béton a 28 jours.

$$V = \frac{98,1}{0,4 \times 0,4 \times 25000} = 0,025 \leq 0,3$$

**$V \leq 0,3$ .....condition vérifiée.**

## **V-5-8-justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

L'effet du 2° ordre (ou effet P-A) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_k \times h_k} \leq 0,10.$$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

«k».

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau « k » :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$  .

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1».

$h_K$ : hauteur de l'étage « k » Voir paragraphe 4.2.10).

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

NIV	Pk t (cumul)	$\Delta_K \mu$	VK x hK	$\delta_x$ (facteur d'instabilité)	$\Delta_K \mu$	VK x hK	$\delta_y$ (facteur d'instabilité)
11	209.7479	0.0021	1003.83	0.0004	0.0017	1166.81	0.0003
10	211.2286	0.0022	1739.02	0.0003	0.0019	2057.42	0.0002
9	211.2286	0.0022	2331.87	0.0002	0.0018	2751.80	0.0001
8	211.6062	0.0023	2837.26	0.0002	0.0018	3330.63	0.0001
7	212.0499	0.0024	3272.39	0.0002	0.00017	3822.95	0.0000
6	212.0499	0.0023	3647.09	0.0001	0.0017	4243.06	0.0001
5	212.4958	0.0022	3965.66	0.0001	0.0015	4603.43	0.0001
4	213.0077	0.002	4232.77	0.0001	0.0014	4902.89	0.0001
3	213.0077	0.0017	4443.3	0.0001	0.0011	5145.05	0.0000
2	213.0077	0.0013	4603.4	0.0001	0.0008	5333.03	0.0000
1	195.0596	0.0008	6122.4	0.0000	0.0005	7098.40	0.0000

**Tableau V-7- justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$**

### **V- 5-9-Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit : CM : centre de masse CR : centre de rigidité **Suivant les deux sens**

## Chapitre V : Modalisation de la Structure et Vérification des Exigences du RPA

---

On doit vérifier que :  $|CM - CR| \leq 5\%L$

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	CM <sub>x</sub> - CR <sub>x</sub>	CM <sub>y</sub> - CR <sub>y</sub>	5%L <sub>x</sub>	5%L <sub>y</sub>	vérification selon le sens x	vérification selon le sens y
STORY11	D1	9.595	9.978	9.744	10.27	0.149	0.292	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY10	D1	9.626	9.879	9.744	10.274	0.118	0.395	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY9	D1	9.626	9.879	9.743	10.28	0.117	0.401	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY8	D1	9.626	9.879	9.742	10.287	0.116	0.408	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY7	D1	9.626	9.879	9.742	10.298	0.116	0.419	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY6	D1	9.626	9.879	9.741	10.311	0.115	0.432	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY5	D1	9.626	9.879	9.741	10.326	0.115	0.447	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY4	D1	9.626	9.879	9.743	10.345	0.117	0.466	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY3	D1	9.626	9.879	9.746	10.367	0.12	0.488	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY2	D1	9.626	9.879	9.751	10.392	0.125	0.513	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée
STORY1	D1	9.635	9.014	9.763	10.416	0.128	0.602	0.9825	0.905	vérifiée	vérifiée

**Tableau V.8.excentricité dans les deux sens**

### V-6.Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ La période est vérifiée ;
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés ; L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ l'effet du 2° ordre est vérifié.
- ✓ les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés.
- ✓ L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

# Chapitre VI

## Ferraillage de poteaux

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

### Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (longitudinal et transversal) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants.

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14,16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18,48	400	400

**Tableau VI** :caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{max}-M_{corr}$ ).
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{min}-M_{corr}$ ).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ( $M_{max}-N_{corr}$ ).

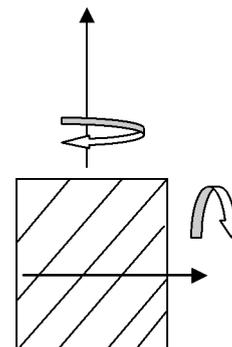
y

$M_x$

$M_y$

$M_x$  : moment du poteau dans le sens longitudinal. x

$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal.



➤ **Combinaison de calcul.**

- **BEAL 91/modifiée 99** :

ELU :  $1,35G+1,5Q$

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

ELS :G+Q

- **RPA 99/modifiée 2003** .

G+Q±E

0,8G±E

En flexion composée l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion .ce qui nous conduit a étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (**spc**).
- Section entièrement comprimée (**sec**).

### **VI.1.Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :

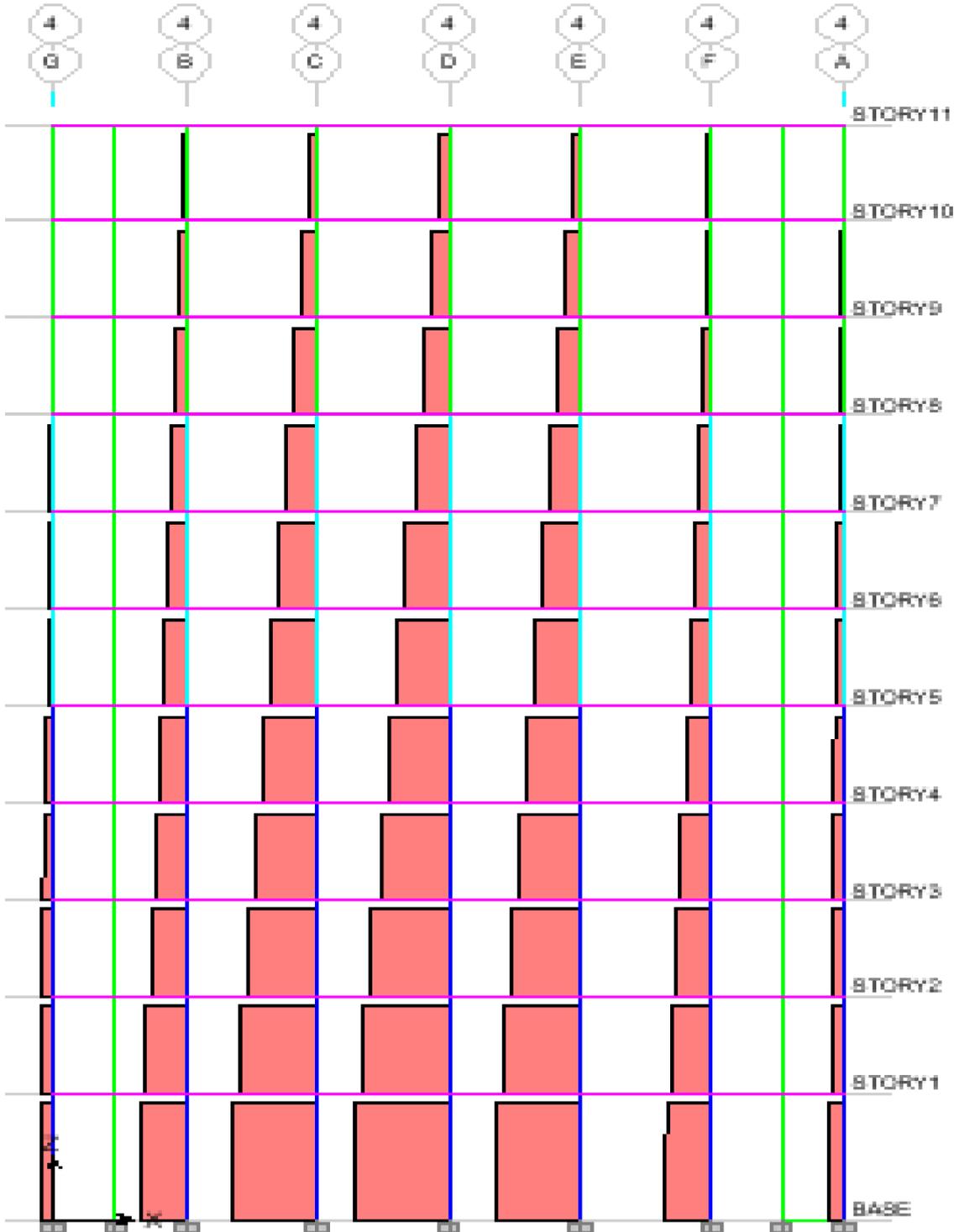


Fig .VI.1.Diagramme des efforts normaux du portique 2

(Sens longitudinal)

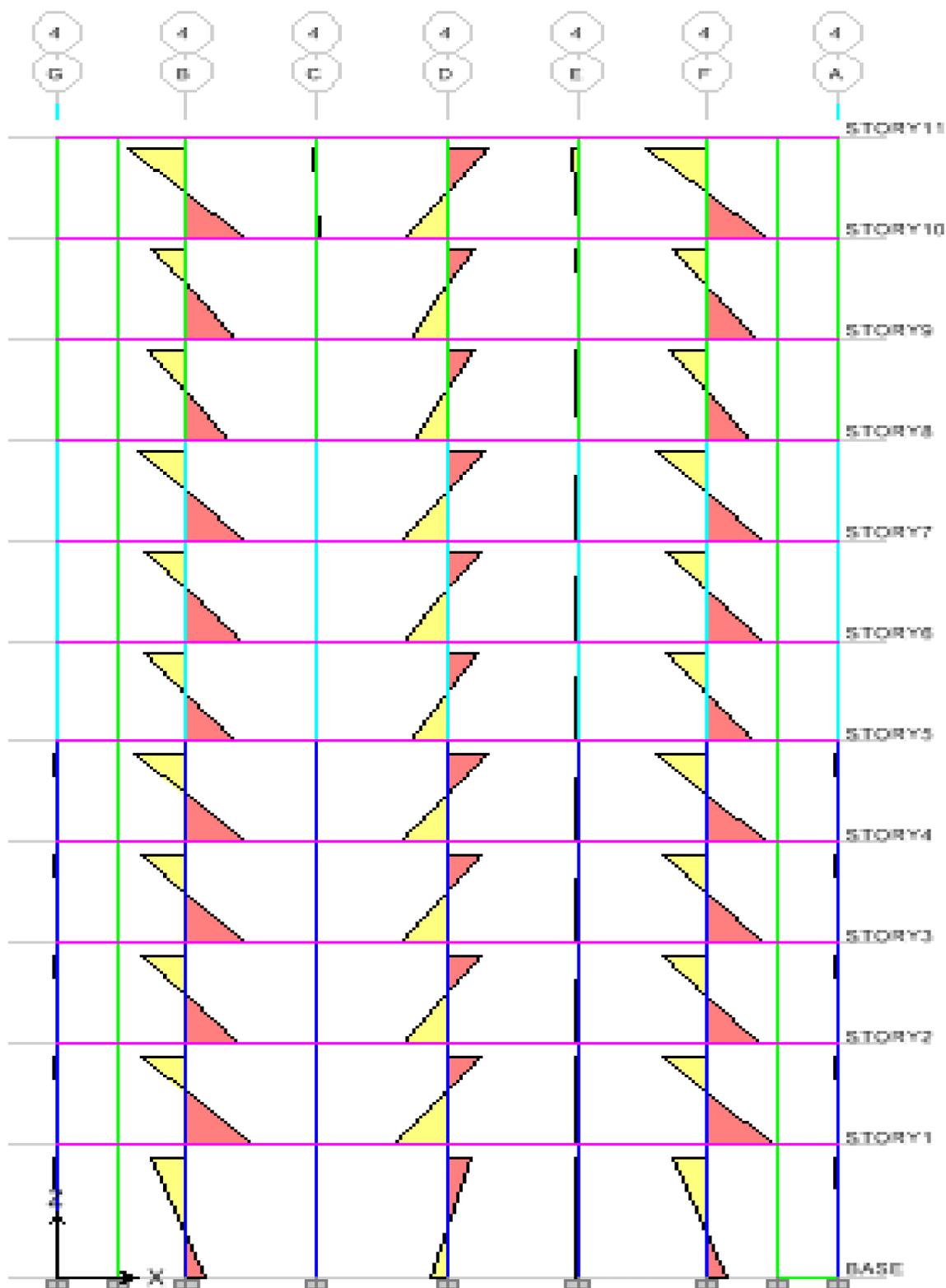


Fig. VI.2. Diagramme du moment fléchissant (2-2) du portique 2

(Sens longitudinal)

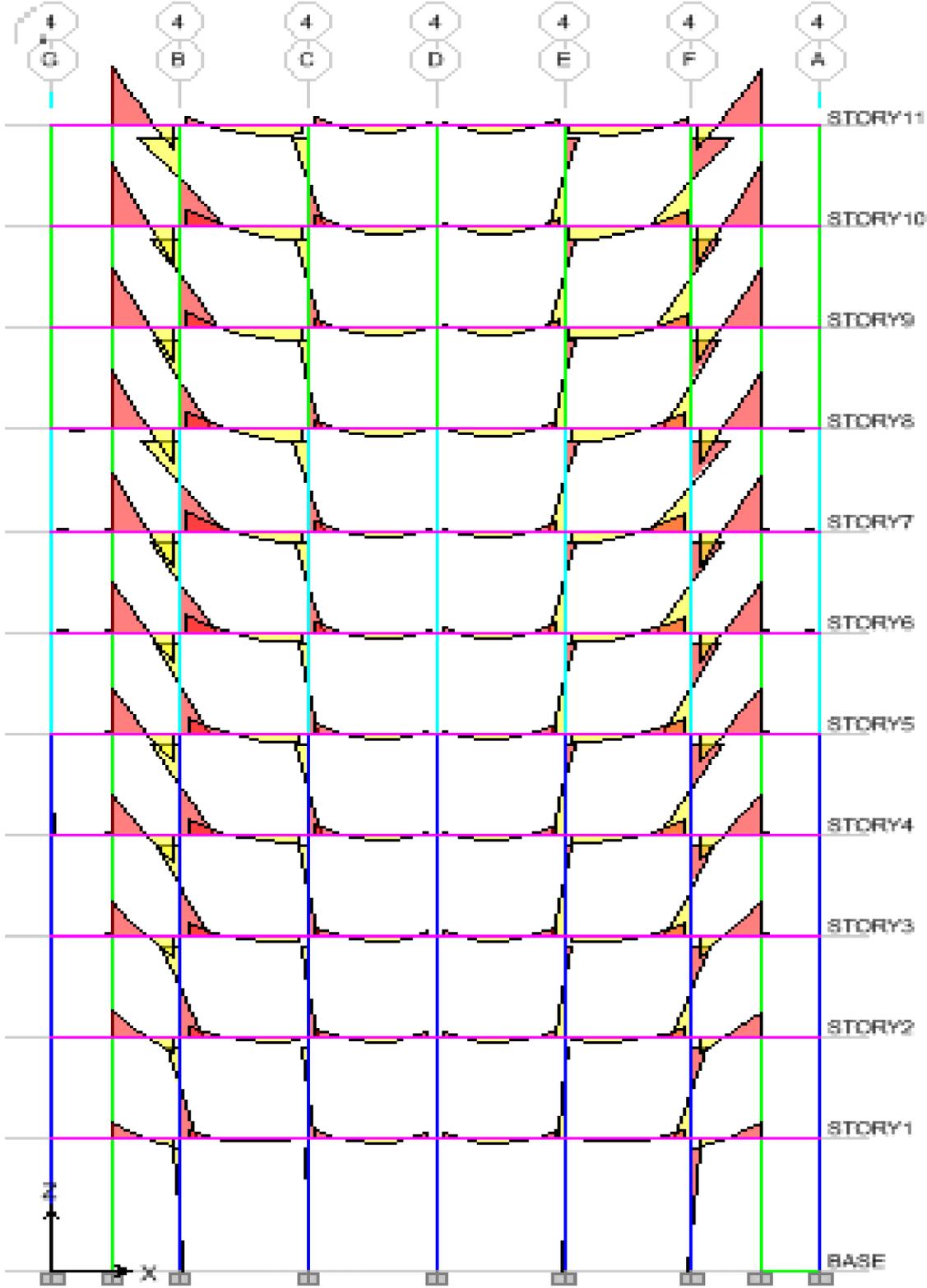


Fig .VI.3.Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique 2à L'ELU.

(Sens longitudinal)



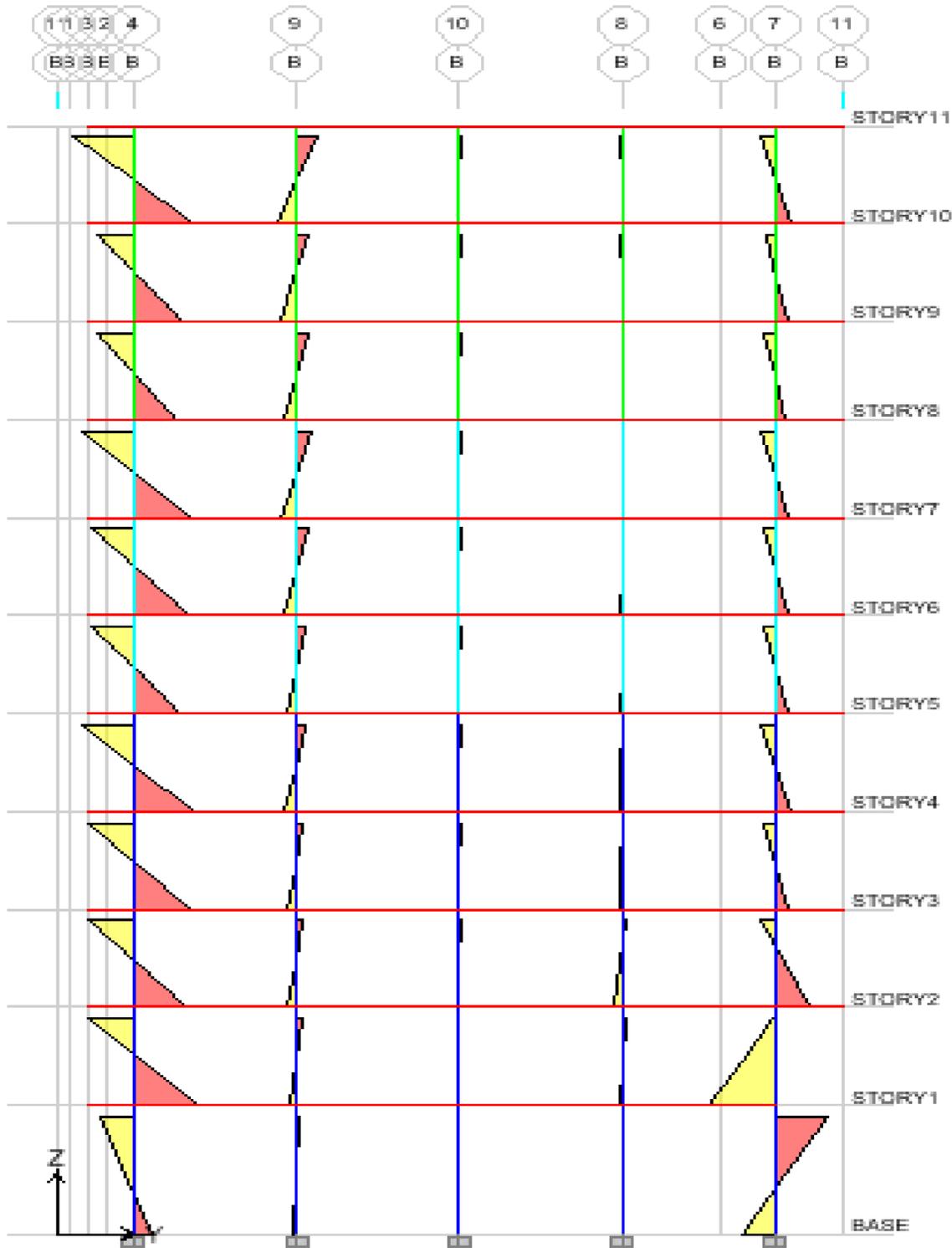


Fig. VI.5. Diagramme du moment fléchissant (2-2) du portique B

(Sens transversal)

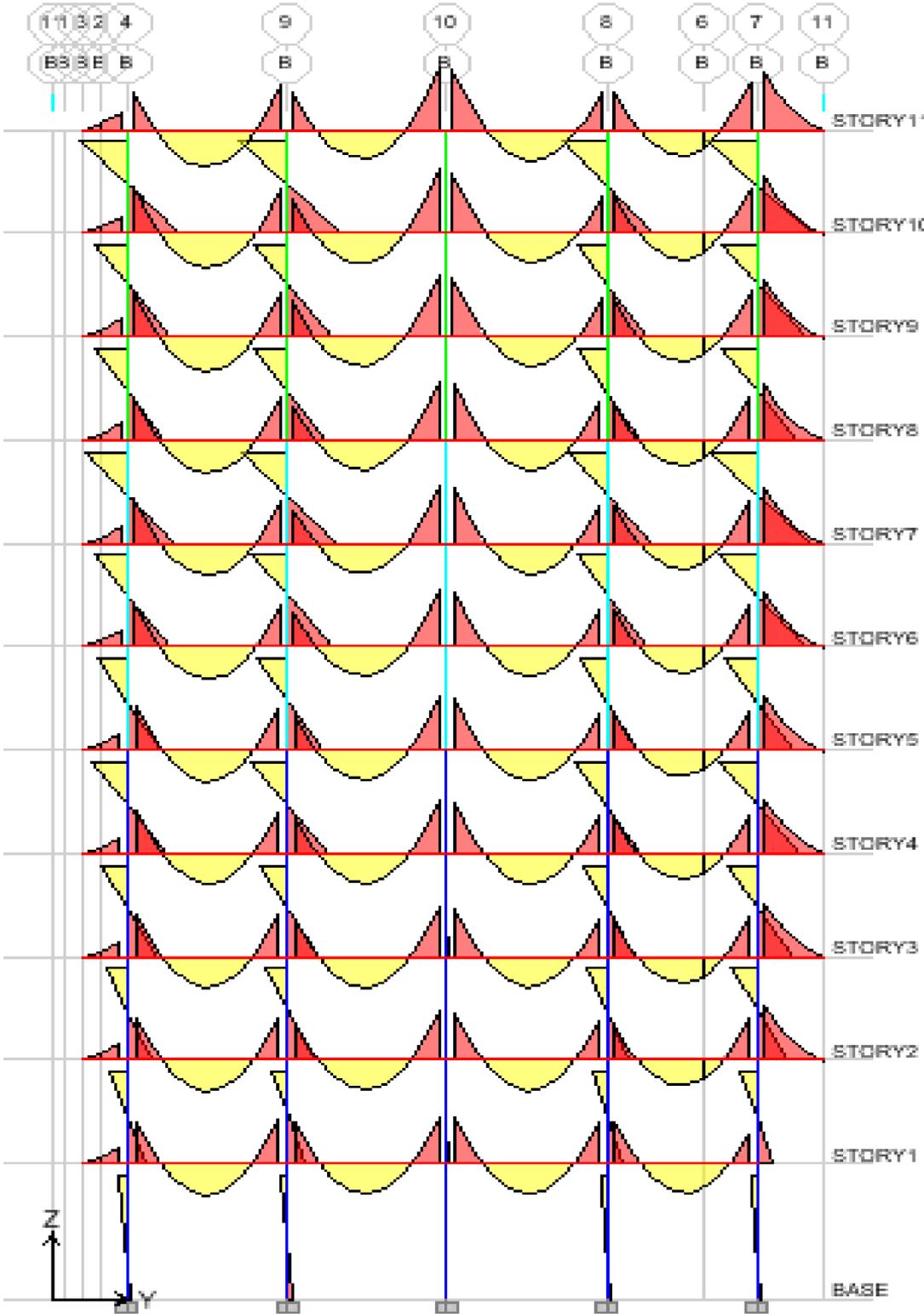


Fig .VI.6.Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique B

(Sens transversal)

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

### VI.2. Recommandation et exigence du RPA 2003.

#### a) Les armatures longitudinales.

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- ❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de :  $0,80 \% \times b \times h$  en Zone IIa.

Poteau (40x40)  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2.$

Poteau (35x35)  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2.$

Poteau (30x30)  $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2.$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de :  $4 \% b \times h$  en zone IIa

Poteau (40x40)  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2.$

Poteau (35x35)  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2.$

Poteau (30x30)  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2.$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de :  $6 \% b \times h$  en zone IIa

Poteau (40x40)  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2.$

Poteau (35x35)  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2.$

Poteau (30x30)  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2.$

- ❖ Le diamètre minimum est de  $\Phi 12$
- ❖ La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R = 40\emptyset$  (zone IIa)
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

$L = 25 \text{ cm}$  (zone IIa).

- ❖ Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

### b) Les armatures transversales.

Le rôle des armatures transversale consiste à :

- Empêcher les déformations transversales de béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (7.1)$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

**Avec** : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

$L_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min} \text{ } 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_t^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

1-La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3 \% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8 \% \end{cases}$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau

1. Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants  $\emptyset=12 \text{ mm}$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
2. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{\min}$ .

### VI.3. Calcul des armatures à l'ELU.

Les calculs sont font en flexion composée, les étapes à suivre sont les suivantes :

➤ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu}$$

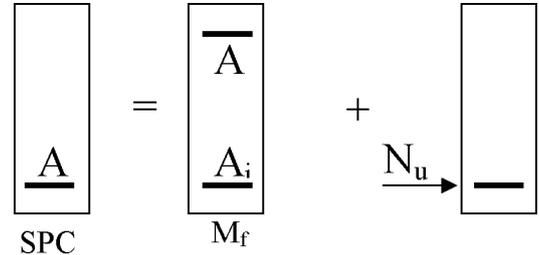
—————→ Deux cas peuvent se présenter

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

- **Section partiellement comprimée :(S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$



Avec :

$$M_f = M_u + N_u \times \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$M_f$  : Moment fictif.

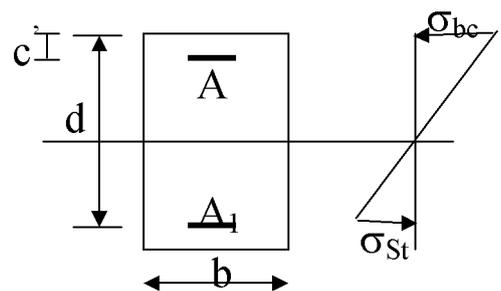
➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  .....la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



La section réelle d'armature est  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  .....la section est doublement armée.

et on calcule  $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

$$\text{La section réelle d'armature : } A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

### **Section entièrement comprimée : (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

2) Si  $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

### **Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

### **VI.4. Calcul du ferrailage des poteaux.**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

#### ➤ **Comparaison entre la méthode de calcul manuel et SOCOTEC :**

##### **a) Exemple de calcul manuel :**

##### ➤ **Convention**

$N > 0$  ..... compression.

$N < 0$  ..... traction.

$A_{S2}$  : armatures dans le sens xx

$A_{S3}$  : armatures dans le sensyy.

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

### Pot 40x40 : COURANTE (ELU):

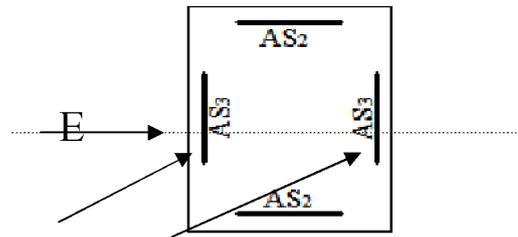
Poteau de RDC

$N_{\max} = 1328,17 \text{ kN}$   $N_{\text{cor}} = 3,035 \text{ kN.m}$  (N : effort de compression).

$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{3,035}{1328,17} = 0,002 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = 0,175 \text{ m}. \\ N_u \times (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$



**Armatures tendues Armatures comprimée**

### Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N \times \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 3,035 + 1328,17 \times \left( \frac{0,4}{2} - 0,025 \right)$$

$$M_f = 235,46 \text{ kN.m}$$

$$1328,17 \times (0,4 - 0,025) - 235,46 < \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,4} \right) \times 0,4 \times (0,4)^2 \times 14,2 \times 10^3$$

$262,6 < 260,26$  la condition est vérifiée.

Donc la section est entièrement comprimée.

### Calcule As

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35,46 \times 10^6}{400 \times (375)^2 \times 18,48} = 0,034 < \mu_1 = 0,392 \quad \left( \frac{\sigma_s}{\sigma_s} \right) \beta = 0,982 \rightarrow$$

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

**Donc les armatures fictives sont :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta_d \sigma_{st}} = \frac{35,46}{0,983 \times 0,375 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 = 2,76 \text{ cm}^2.$$

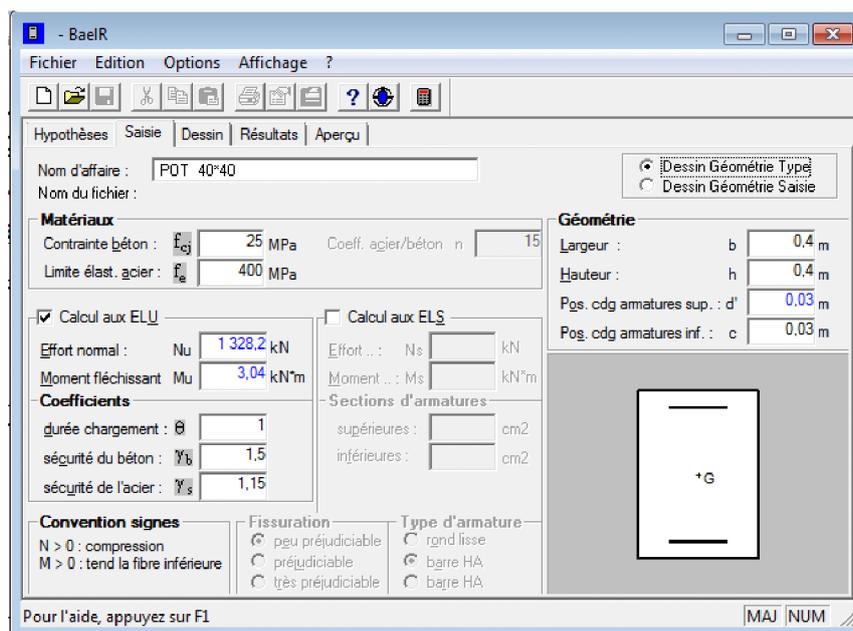
**Les armatures réelles :**

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2,76 - \frac{1328,17 \times 10^3}{400 \times 10^2} < 0 \Rightarrow A_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

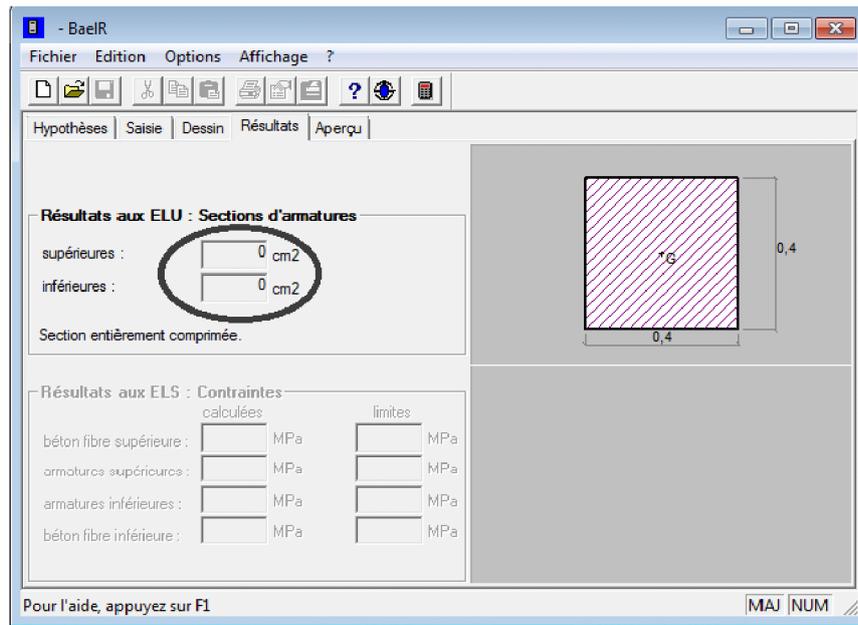
le béton tout seul peut reprendre l'effort de compression.

**b)Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



### **Pot 40x40 : Situation accidentelle (0,8G+Ex):**

$$N_{\min} = -44,31 \text{ KN.m} \quad M_{\text{cor}} = 18,509 \text{ KN.m} \quad (N : \text{effort de traction}).$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{18,509}{44,31} = 0,42 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,175 \text{ m.} \\ N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

### **Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$$M_f = M + N \times \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 18,509 - 44,31 \times \left( \frac{0,4}{2} - 0,025 \right)$$

$$M_f = 10,75 \text{ KN.m}$$

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

$$44,31 \times (0,4 - 0,025) - 26,26 > \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,4} \right) 0,4 \times (0,4)^2 \times 21,74 \times 10^3$$

-5,85 < 398,45 la condition est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée

### Calcule $A_s$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,75 \times 10^6}{400 \times (375)^2 \times 21,74} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \quad (\Leftrightarrow)$$

$$\mu = 0,008 \beta = 0,008 \quad (\Leftrightarrow)$$

### les armatures fictives sont :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,75}{0,996 \times 375 \times 400} \times 10^6 = 0,72 \text{ cm}^2.$$

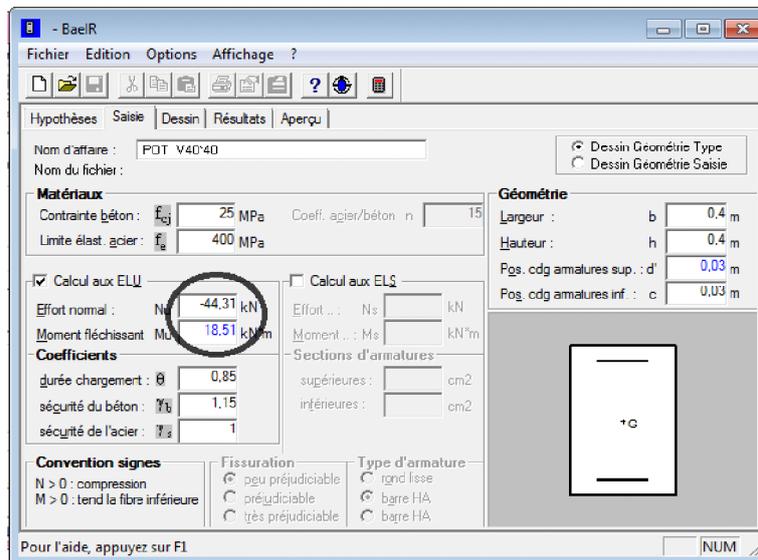
### Retour a les armatures réelles :

$$A_{st} = A_{sf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,72 + \frac{44,31 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1,83 \text{ cm}^2.$$

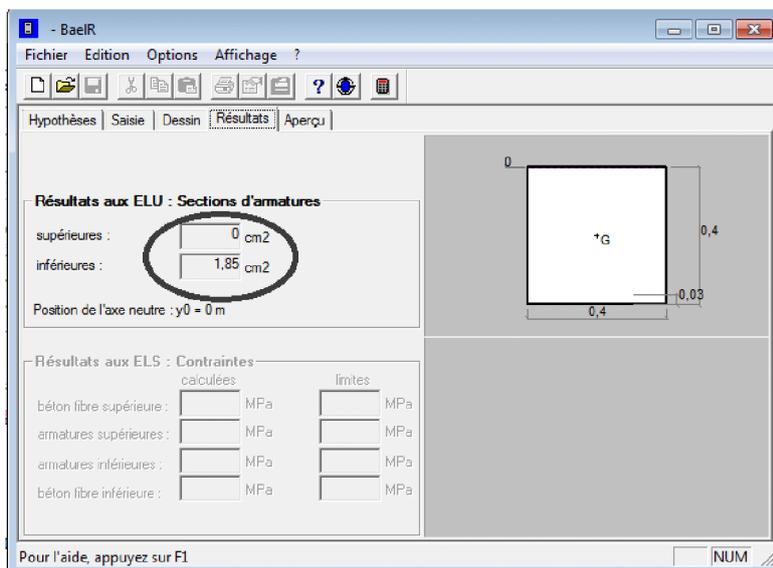
## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

### b) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts



Les résultats sont :



### Remarque :

D'après la comparaison de nos résultats ; on constate que la section d'armature la plus défavorable est trouvée sous la combinaison 0,8G+Ex.

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

➤ Les sections d'armature sont données dans le tableau V.1 suivant :

<b>Poteau 30x30 :</b>						
	<b>Etat limite ultime</b>		<b>Combinaisons acc 0,8G+Q</b>		<b>Combinaisons acc G+Q+E</b>	
Nc max Mcorres	Ncmax =356,62 KN		Ncmax =183,75 KN		Ncmax =274,88 KN	
	M3=0,217 KN.m	M2 =6,57 KN.m	M3=1,424KN .m	M2=2,815 KN.m	M3=1,473 KN.m	M2= 1,278 KN.m
	As3 = 0,00cm <sup>2</sup>	As2 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As3 =0.00 cm <sup>2</sup>	As2 = 0,00 cm <sup>2</sup>	As2= 0.00 cm <sup>2</sup>	As2=0.00 cm <sup>2</sup>
Nc min Mcorres	Ncmin =40,66 KNm		Ncmin = 9,05 KN		Ncmin = 18,72 KN	
	M3 =2,32 KN.m	M2 =1,297 KN.m	M3=19,377 KN.m	M2=8,635 KN.m	M3=25,853 KN.m	M2=11,711 KNm
	As3 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As2 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As3= 1,18 cm <sup>2</sup>	As2=0,46 cm <sup>2</sup>	As2=1,5 cm <sup>2</sup>	As2=0,54 cm <sup>2</sup>
M3max Ncorres	M3max =31,298KN Ncorres=74,74 KN.m		M3max =34,196 KN.m Ncorres =29,78 KN		M3max = 42,445 KN Ncorres =45,24 KN.m	
	As3 = 1,36 cm <sup>2</sup>		As3 =1,93 cm <sup>2</sup>		As3 = 2,3 cm <sup>2</sup>	
M2max Ncorres	M2max =-28,658KN Ncorres=62,94 KN.m		M2max =-30,654KN Ncorres =26,02KN.m		M2max =38,271 KN Ncorres =40,07KN.m	
	As3=1,31 cm <sup>2</sup>		As3 =1,73 cm <sup>2</sup>		As2 = 2,08 cm <sup>2</sup>	
As	5,34 cm <sup>2</sup>		7,32 cm <sup>2</sup>		8,76 cm <sup>2</sup>	
As min	7,2 cm <sup>2</sup>		7,2 cm <sup>2</sup>		7,2 cm <sup>2</sup>	
As adopté	14,20 cm <sup>2</sup>		14,20 cm <sup>2</sup>		14,20 cm <sup>2</sup>	
section choisir	4HA+4HA14		4HA+4HA14		4HA+4HA14	

### 2-poteau 35x35 :

	Etat limite ultime		Combinaisons acc 0,8G+Q		Combinaisons acc G+Q+E	
Nc max Mcorres	Ncmax =717,46 KN		Ncmax =371,63 KN		Ncmax =558,82KN	
	M3=0,174 KN.m	M2 =7,533 KN.m	M3=11,672KN.m	M2=3,763 KN.m	M3=1,709 KN.m	M2= 1,978 KN.m
	As3 = 0,00cm <sup>2</sup>	As2 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As2 =0.00 cm <sup>2</sup>	As2 = 0,00 cm <sup>2</sup>	As3= 0.00 cm <sup>2</sup>	As2=0.00 cm <sup>2</sup>
Nc min Mcorres	Ncmin =167,45 KNm		Ncmin = 5,01 KN		Ncmin = 64,57 KN	
	M3 =20,856 KN.m	M2 =13,314 KN.m	M3=14,886 KN.m	M2= 4,262 KN.m	M3=26,213 KN.m	M2=11,752 KNm
	As3 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As2 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As3= 0,93 cm <sup>2</sup>	As2=0,22 cm <sup>2</sup>	As2=0,93 cm <sup>2</sup>	As2=0.00 cm <sup>2</sup>
M3max Ncorres	M3max =30,981KN Ncorres=316,84KN.m		M3max =42,94KN.m Ncorres =89,57 KN		M3max = 51,191 KN Ncorres =171,64KN.m	
	As3 = 0.00 cm <sup>2</sup>		As3 =1,77 cm <sup>2</sup>		As3 = 1,32 cm <sup>2</sup>	
M2max Ncorres	M2max =3,971KN Ncorres=258,87KN.m		M2max =36,325KN Ncorres =89,77KN.m		M2max =44,739 KN Ncorres =156,01KN.m	
	As3=0.00 cm <sup>2</sup>		As2 =1,3 cm <sup>2</sup>		As2 = 1,06 cm <sup>2</sup>	
As	0,00 cm <sup>2</sup>		6,14 cm <sup>2</sup>		4,76 cm <sup>2</sup>	
As min	9,8 cm <sup>2</sup>		9,8 cm <sup>2</sup>		9,8 cm <sup>2</sup>	
As adopté	17,28		17,28		17,28	
section choisir	4HA16+6HA14		4HA16+6HA14		4HA16+6HA14	

### 1-poteau 40x40 :

	Etat limite ultime		Combinaisons acc 0,8G+Q		Combinaisons acc G+Q+E	
Nc max Mcorres	Ncmax =1328,17 KN		Ncmax =705,9 KN		Ncmax = 1030,91KN	
	M3 =3,035 KN.m	M2 =0,06 KN.m	M3=11,494 KN.m	M2=1,833 KN.m	M3=1,03 KN.m	M2= 4,239 KN.m
	As3 = 0,00cm <sup>2</sup>	As2 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As2 =0.00 cm <sup>2</sup>	As2 = 0,00 cm <sup>2</sup>	As3= 0.00 cm <sup>2</sup>	As2=0.00 cm <sup>2</sup>
Nc min Mcorres	Ncmin =310,63 KNm		Ncmin = -44,31 KN		Ncmin = 78,55 KN	
	M3 =12,178 KN.m	M2 = 17,503 KN.m	M3=18,509 KN.m	M2= 4,663 KN.m	M3=27,595 KN.m	M2= 7,847 KNm
	As3 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As2 = 0.00 cm <sup>2</sup>	As3= 1,85 cm <sup>2</sup>	As2=0,89 cm <sup>2</sup>	As2=0,84 cm <sup>2</sup>	As2=0.00 cm <sup>2</sup>
M3max Ncorres	M3max =24,633KN Ncorres=600,31KN.m		M3max =46,138KN.m Ncorres =135,4 KN		M3max = 52,726 KN Ncorres =294,53KN.m	
	As3 = 0.00 cm <sup>2</sup>		As3 = 1,42 cm <sup>2</sup>		As3 = 0,00 cm <sup>2</sup>	
M2max Ncorres	M2max =28,176KN Ncorres=475,91KN.m		M2max =36,008KN Ncorres =158,84KN.m		M2max =43,707KN Ncorres =294,53KN.m	
	As3=0.00 cm <sup>2</sup>		As2 =0,4 cm <sup>2</sup>		As2 = 0,00 cm <sup>2</sup>	
As	0,00		3,64		0,00	
As min	12,8 cm <sup>2</sup>		12,8 cm <sup>2</sup>		12,8 cm <sup>2</sup>	
As adopté	20,35 cm <sup>2</sup>		20,35 cm <sup>2</sup>		20,35 cm <sup>2</sup>	
section choisir	4HA16+8HA14		4HA16+8HA14		4HA16+8HA14	

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

### VI-5-Vérfications à l'ELU :

#### ➤ Armatures transversales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule.(RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$

□ □  $V_u$  : l'effort tranchant de calcul.

- $h_1$  : hauteur totale de la section brute.
- $F_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanacement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

L'élanacement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$$

Telle que :

$L_f$ : longueur libre du poteau.

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} l_0=400\text{cm pour le sous-sol.} \\ l_0=306\text{cm pour RDC et étages courants.} \end{array} \right.$

#### **Remarque :**

L'équation précédente a deux inconnus  $S_t$  et  $A_t$ , donc on doit fixée l'espacement  $S_t$  et calculé la section d'armature  $A_t$  ;

► Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

**-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1,2, 15cm) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

**-En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**-Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$$

► Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad l_f = 0,7 h_e$$

**Pour le cas le plus défavorable**

❖ **Poteaux (40x40) :  $V_u = 29,78 \text{ KN}$ .**

$$l_f = 0,7 \times 4,00 = 2,8 \text{ m} \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,8}{0,40} = 7,00 \Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ D'où } \rho = 2,5.$$

❖ **la zone nodale :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \right) S_t = \left( \frac{2,5 \times 29,78 \times 10^3}{400 \times 400} \right) \times 100 \times 10^{-2} = 0,47 \text{ cm}^2.$$

Soit un cadre de  $\Phi 8 A_t = 1,00 \text{ cm}^2 (2\emptyset 8)$ .

❖ **la zone courante :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2,5 \times 29,78}{400 \times 400} \right) \times 150 \times 10^{-2} = 0,7 \text{ cm}^2.$$

Soit deux cadre de  $\Phi 8 A_t = 1,00 \text{ cm}^2$ .

La section minimale de RPA est :

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

- **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2.$$

- D'après nos calcul  $A_t^{\min} > A_t$  donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$
- Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_{t_{\min}} = 8 \text{ cm}$
- La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

**Longueur d'ancrage :** (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 56,44 \text{ cm.}$$

### ❖ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

Pour les HA16 :

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification au cisaillement** : (RPA99/Art7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$\text{Et} \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{29,78 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,19 \text{ MPa.}$$

$\tau_b = 0,19 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

❖ **Délimitation de la zone nodale** :

Au niveau des poutres  $h' = 2 \times h$

$$\hat{h}' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

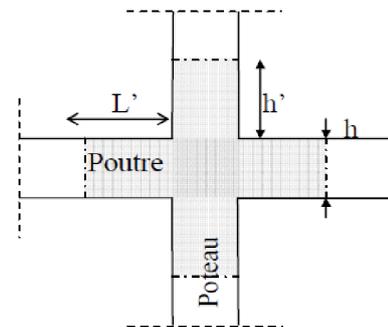
$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max \{ 45, 17; 40; 40; 60 \text{ cm} \}$$

On aura :  $\hat{h} = 60 \text{ cm}$



« Délimitation de la zone nodale »

### **VI.6. Vérification à L'ELS :**

**Condition de non fragilité** : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Comb	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A adoptée Cm <sup>2</sup>	OBS
<b>POT</b> <b>(40×40)</b>	N <sub>max</sub>					20,36 =	
	M <sub>cor</sub>	962,04	2,208	0,0023	0,00	4HA16+8HA14	vérifiée
	N <sub>min</sub>					20,36=	
	M <sub>cor</sub>	225,16	12,66	0,056	0,00	4HA16+8HA14	vérifiée
	N <sub>cor-</sub>					20,36=	
	M <sub>max</sub>	344,96	20,367	0,059	0,00	4HA16+8HA14	vérifiée
<b>POT</b> <b>(35×35)</b>	N <sub>max</sub>					17,28 =	
	M <sub>cor</sub>	519,9	5,485	0,011	0,00	4HA16+6HA14	vérifiée
	N <sub>min</sub>					17,28=	
	M <sub>cor</sub>	121,47	15,091	0,12	0,00	4HA16+6HA14	vérifiée
	N <sub>cor</sub> M					17,28 =	
	max	229,27	22,426	0,098	0,00	4HA16+6HA14	vérifiée
<b>POT</b> <b>(30×30)</b>	N <sub>max</sub>					14,2 =	
	M <sub>cor</sub>	258,69	4,786	0,019	0,00	4HA16+4HA14	vérifiée
	N <sub>min</sub>				1,36	14,2=	
	M <sub>cor</sub>	29,67	1,678	0,056		4HA16+4HA14	vérifiée
	N <sub>cor</sub> M					14,2 =	
	max	54,74	22,668	0,011	1,31	4HA16+4HA14	vérifiée

Tableau : vérification de la condition de non fragilité.

### ❖ Vérification des contraintes à L'ELS

#### a- Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

#### b- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composée et à L'ELS :

- Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  → La section est entièrement comprimée.

#### c- Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A'_s \times d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + [A_s(V_1 - c)^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque  $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ , donc il suffit de vérifier que  $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

$N_s$  : Effort de compression à L'ELS

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS

$B_0$  : Section homogénéisée.

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

---

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

- Si  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \left[ A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c)^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - 2.5$$

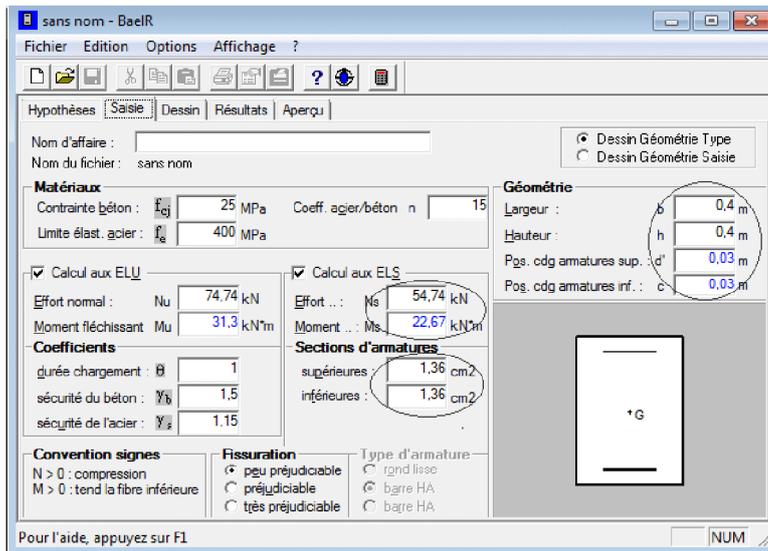
C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

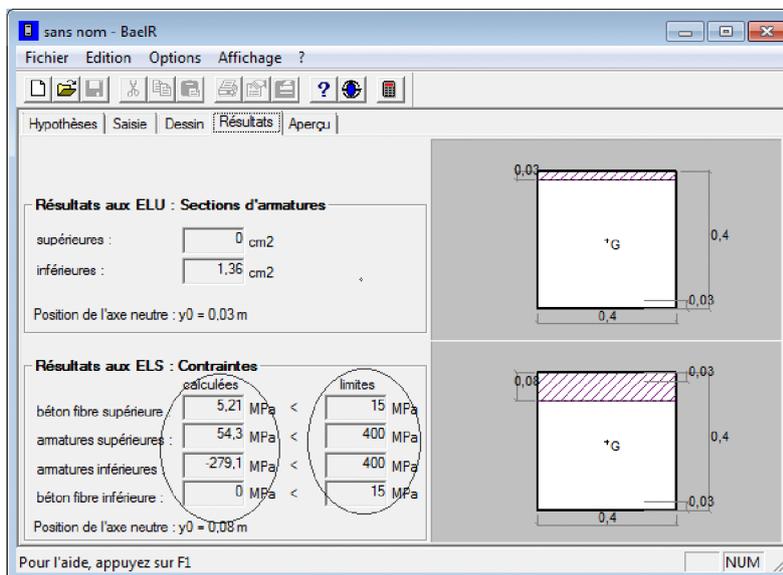
L'effort obtenu par l'ETABS a ELS est :

$$M_{\max} = 22,668 \text{ KN.m} \quad N_{\text{com}} = 54,74 \text{ KN}$$

Les valeurs des contraintes sont données par le logiciel SOCOTEC :



Les résultats sont comme suit :



Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

### ➤ Poteau 40x40 :

#### ❖ Pour le béton :

Section	Ns (KN)	Ms(KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	Nat	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
40x40	N <sub>max</sub> = 962,04	M <sub>cor</sub> = 2,208	0,0023	0,066	SEC	4,88	4,62	15	condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = 225,16	M <sub>cor</sub> = 12,66	0,056	0,066	SEC	1,85	0,37	15	condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 344,96	M <sub>max</sub> = 20,367	0,059	0,066	SEC	2,89	0,52	15	condition vérifiée

#### ❖ Pour les aciers :

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	Nat	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
40x40	N <sub>max</sub> = 962,04	M <sub>cor</sub> = 2,208	0,0023	0,066	SEC	72,9	69,5	348	condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = 225,16	M <sub>cor</sub> = 12,66	0,056	0,066	SEC	26,3	7	348	condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 344,96	M <sub>max</sub> = 20,367	0,059	0,066	SEC	41,1	9,99	348	condition vérifiée

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

### ➤ Poteau 35×35

❖ Pour le béton :

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	Nat	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Obs
35×35	N <sub>max</sub> = 519,9	M <sub>cor</sub> = 5,485	0,011	0,066	SEC	2,89	2,25	15	condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = 121,47	M <sub>cor</sub> = 15,091	0,12	0,066	SEC	1,51	0	15	condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 229,27	M <sub>max</sub> = 22,426	0,098	0,066	SEC	2,44	0	15	condition vérifiée

❖ Pour les aciers

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	Nat	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Obs
35×35	N <sub>max</sub> = 519,9	M <sub>cor</sub> = 5,485	0,011	0,066	SPC	42,7	34,3	348	condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = 121,47	M <sub>cor</sub> = 15,091	0,12	0,066	SPC	20,8	-3,7	348	condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 229,27	M <sub>max</sub> = 22,426	0,098	0,066	SPC	34,2	-0,39	348	condition vérifiée

## Chapitre VI Ferrailage des poteaux

### ➤ Poteau 30×30 :

❖ Pour le béton :

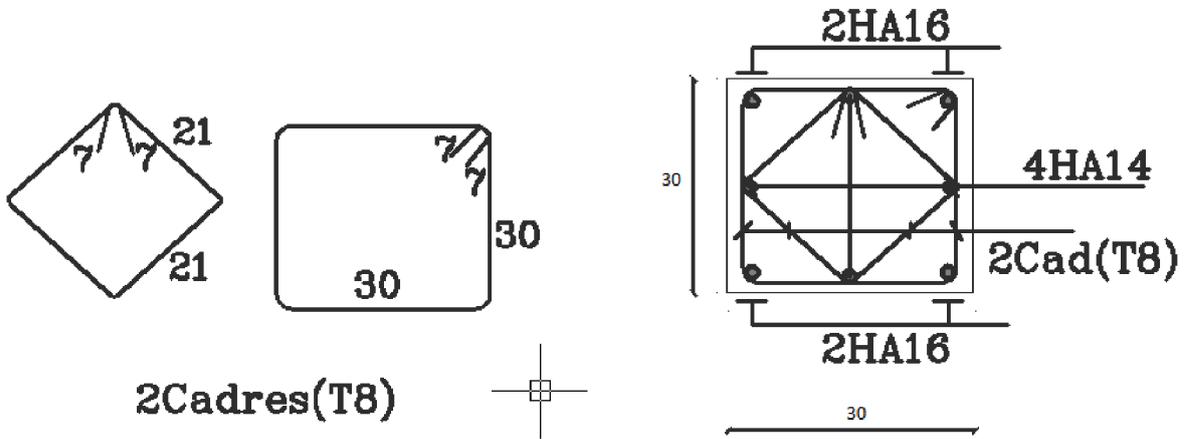
Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	Nat	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
35×35	N <sub>max</sub> =258,69	M <sub>cor</sub> = 4,786	0,019	0,066	SEC	1,56	1	15	condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = 29,67	M <sub>cor</sub> = 1,678	0,057	0,066	SEC	0,24	0,05	15	condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 54,74	M <sub>max</sub> = 22,668	0,414	0,066	SEC	1,83	0	15	condition vérifiée

❖ Pour les aciers :

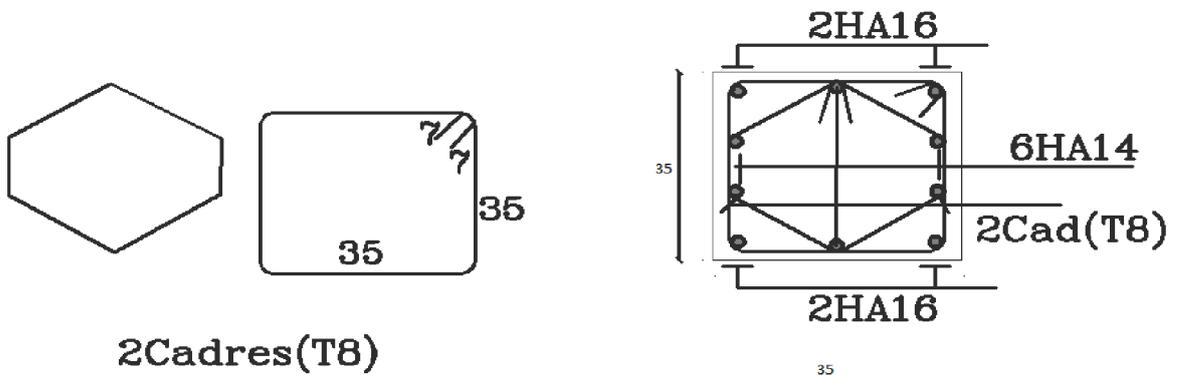
Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	Nat	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
35×35	N <sub>max</sub> =258,69	M <sub>cor</sub> = 4,786	0,019	0,066	SEC	22,8	15,65	348	condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = 29,67	M <sub>cor</sub> = 1,678	0,057	0,066	SEC	3,48	0,92	348	condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 54,74	M <sub>max</sub> = 22,668	0,414	0,066	SPC	23,6	-30,8	348	condition vérifiée

Fig. VI.7 . Ferrailage finale des poteaux :

Ferrailages des poteaux 30×30



Ferrailles des poteaux 35×35

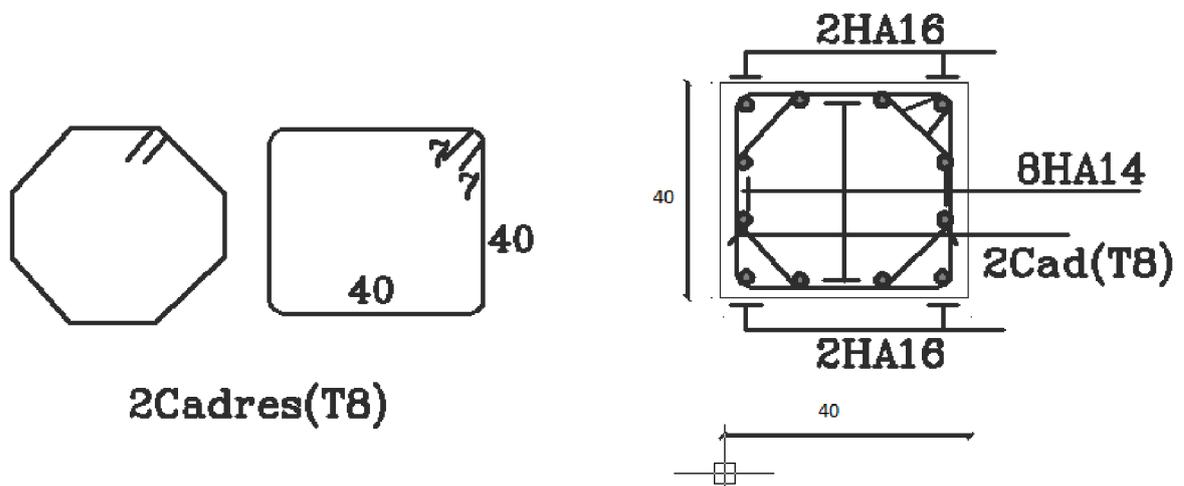


Ferrailles

des

poteaux

40×40



# Chapitre VII

## Ferraillages

### des poutres

**Introduction:**

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums pour les deux situations suivantes:

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tab. V.1. Situations et coefficients de calcul.

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les combinaisons suivantes:

1.35G+1.5Q      à l'ELU

G+Q              à l'ELS

G+Q±E          RPA 99 version 2003

0.8G±E          RPA 99 version 200

VII-1- Diagrammes des moments fléchissant à ELU

- Poutres principales :

Exemple :

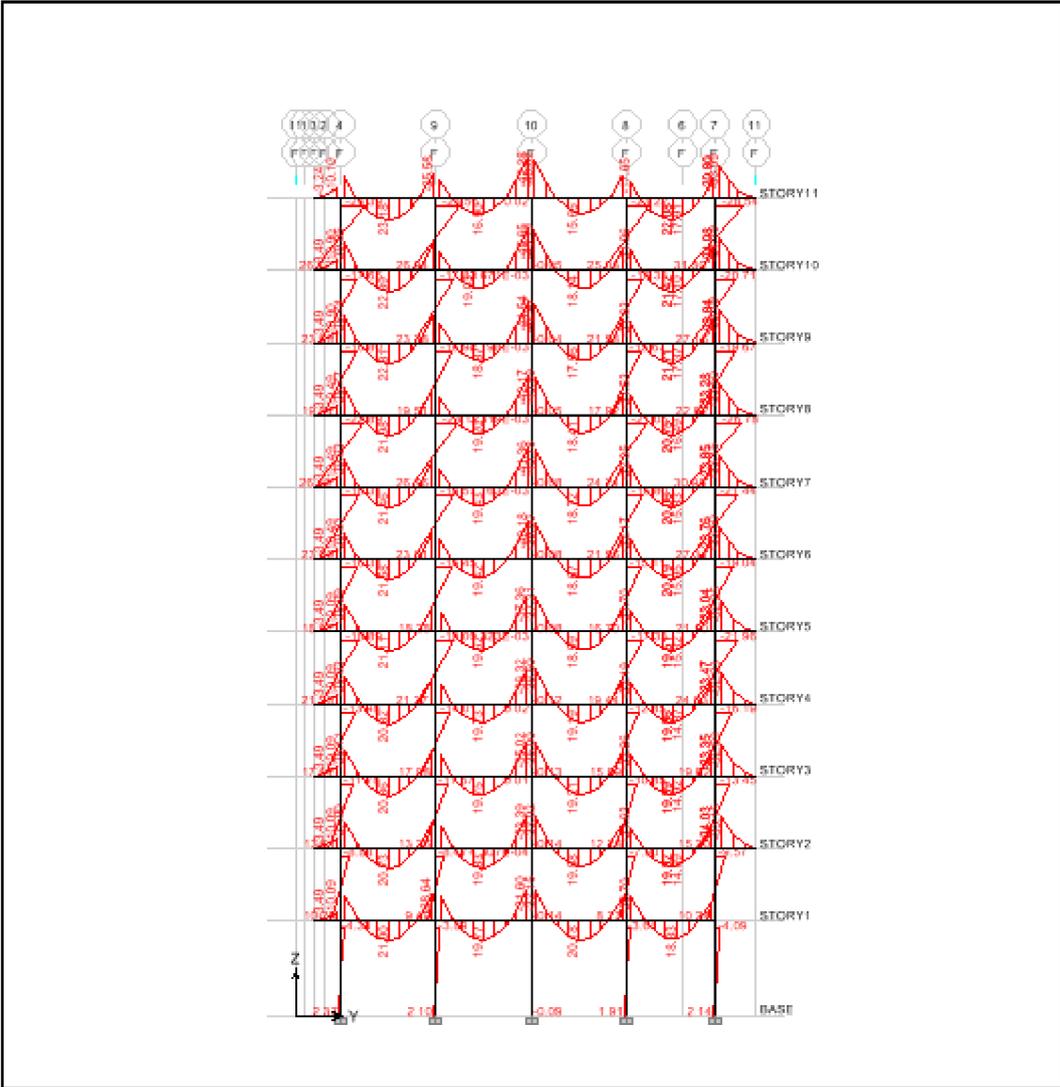


Figure VII-1- Diagramme des moments fléchissant pour le portique F

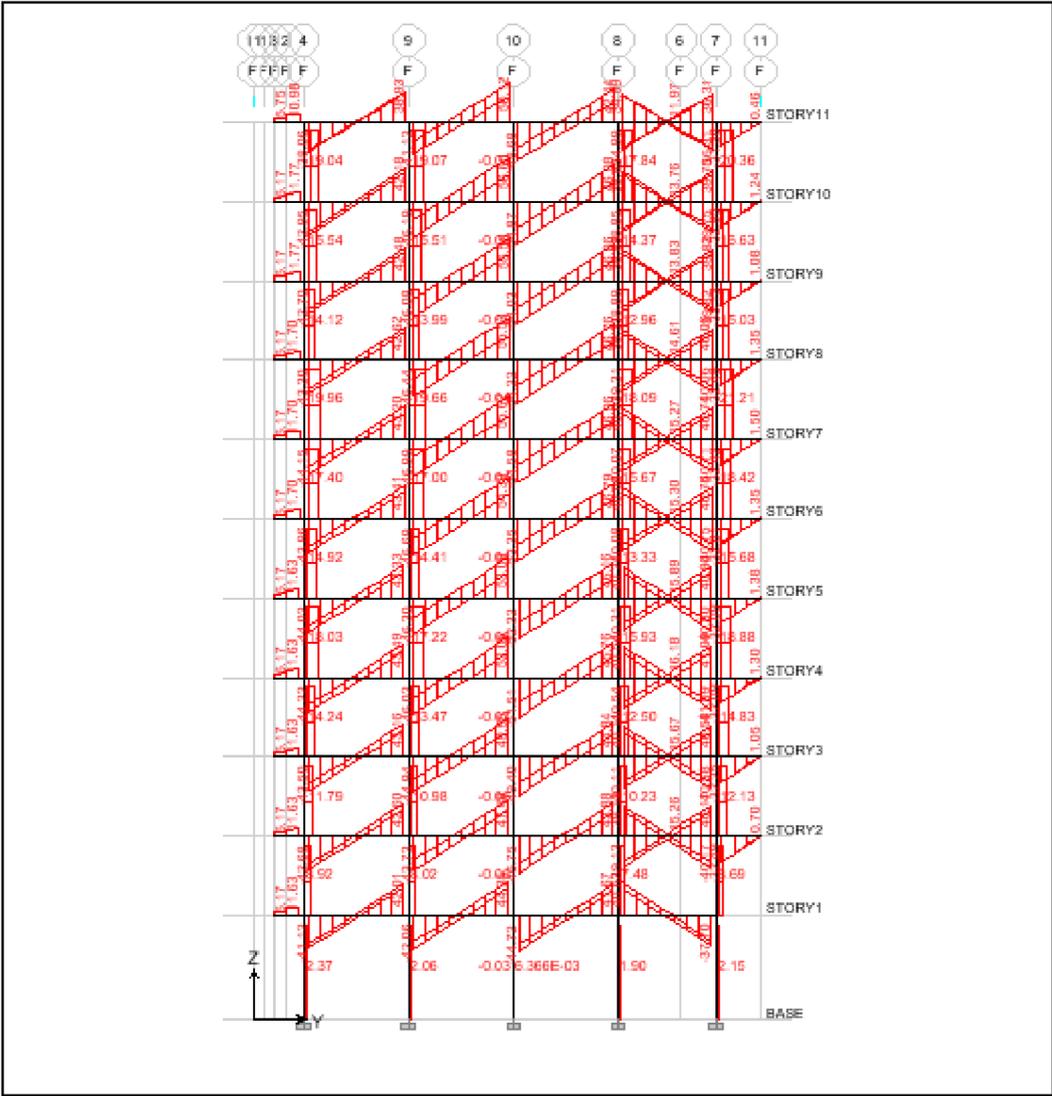


Figure VII-2- Diagramme des efforts tranchants pour le portique F

- Poutres secondaires :

Exemple :

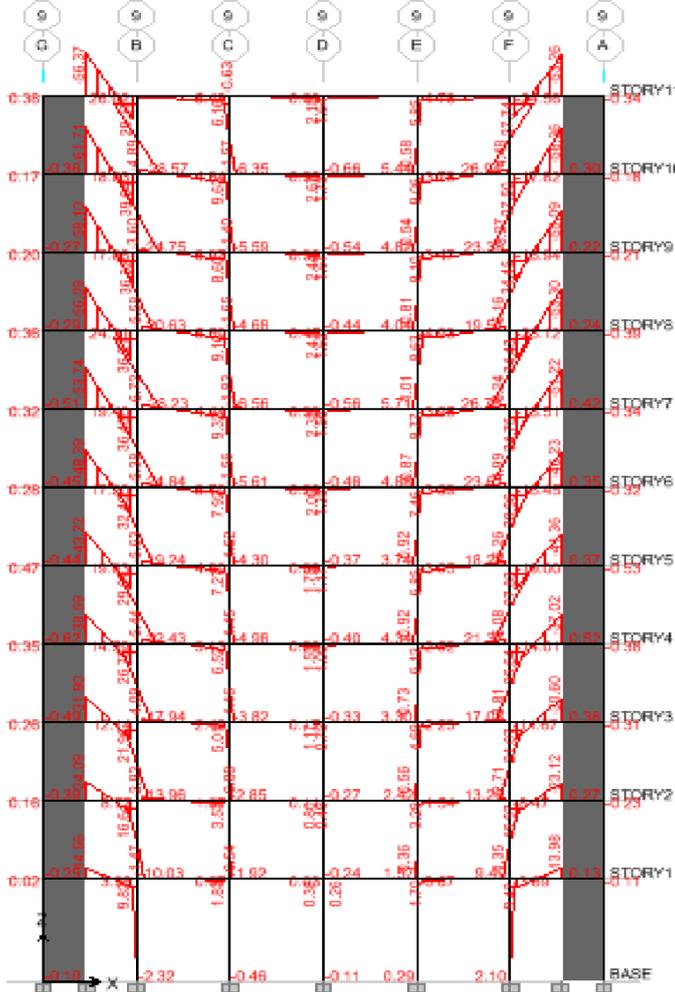


Figure VII-3- Diagramme des moments fléchissant

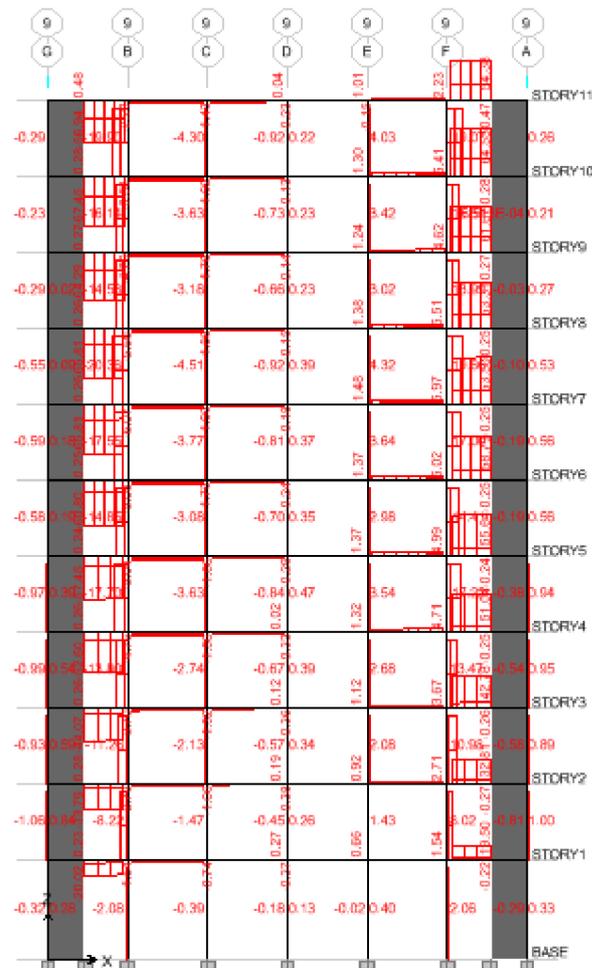


Figure VII-4- Diagramme des efforts tranchants

### VII-2-- Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres

#### a) Armatures longitudinales:

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

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

➤ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

➤ En zone de recouvrement :

Poutres principales :  $A_{\max}=0,06 \times 25 \times 35=52,5\text{cm}^2$

Poutres secondaires :  $A_{\max}=0,06 \times 25 \times 30=45\text{cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochées à  $90^\circ$ .

b) Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$  En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires .

$S_t \leq \frac{h}{2}$  En zone de recouvrement.

Avec :

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes  $E_3$ , concernant la détermination de la longueur des

Chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations

Suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- A  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est

prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### VII-3-Ferrailages des poutres à l'ELU :

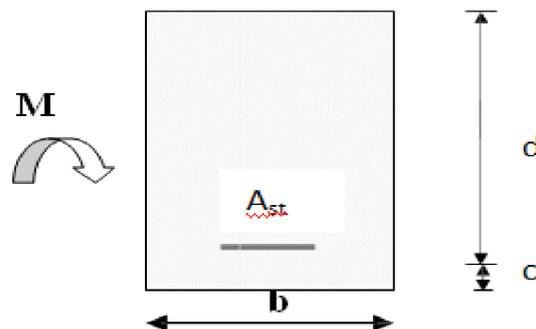
➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



**Fig.VII.5.Schéma de calcul en flexion simple d'une SSA**

Si  $\mu > \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée (SDA).

On calcule  $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

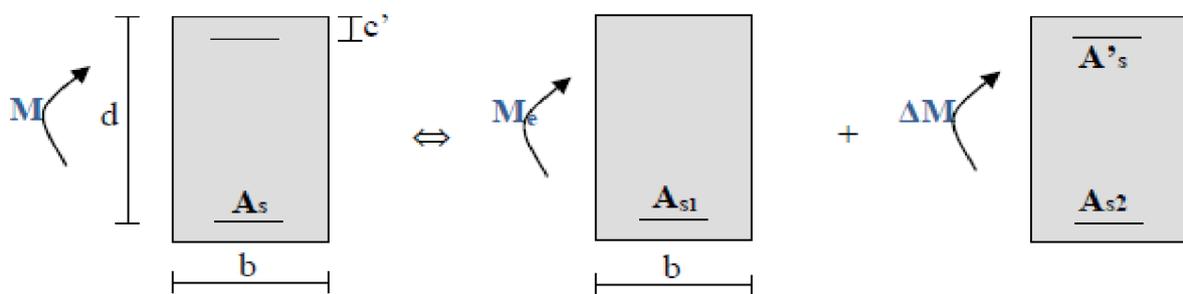
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_F}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c) \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux section fictives



**FigVII.6.Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA**

$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$ : La section supérieur la plus comprimée.

#### **VII-4-Ferrailage**

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

## VII-4-poutres principales et poutres secondaires :

	Nature	Comb	Mu	$\mu$	Obs	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$	Choix des barres
PP25x35	Travée	ELU	23,176	0.053	SSA	2,11	4,375	6.03	3HA16(Filante)
	Appuis	Accidentelle G+Q+Ex	-49,162	0.113	SSA	4,62	4,375	12.06	3HA16 (Filante) 3HA16(Chapeau)
PS25x30	Travée	ELU	56,706	0.177	SSA	6,32	3,75	4,62	3HA14(Filante)
	Appuis	Accidentelle G+Q+Ey	-73.48	0.229	SSA	9,32	3,75	9.24	3HA14(Chapeau) 3HA14 (Filante)

VII.5. Vérification a l'ELU .

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

a) Condition de non fragilité : (BAEL 91 ; Art 4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales :(25x35)

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2.1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

- Poutres principales :(25x35)

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2.1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou : PP} \rightarrow A_s = 6,03 > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$PS \rightarrow A_s = 4,62 > A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

**b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant:** (BAEL91. Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales} : \tau_u = \frac{68,94 \times 10^3}{250 \times 325} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaire} : \tau_u = \frac{103,54 \times 10^3}{250 \times 275} = 1,51 \text{ MPa}$$

Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91. art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

\*Poutres principales  $\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ .....La condition est vérifiée

\*Poutres secondaires  $\tau_u = 1,51 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ .....La condition est vérifiée.

**c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL91. art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales} \quad T_u = 68,94 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 487,5 \text{ kN} .$$

$$\text{Poutres secondaires } T_u = 103,54 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,275 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 412,5 \text{ KN}$$

➤ **Influence sur les armatures ;**

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\text{Poutres principales } 68,94 - \frac{49,162}{0,9 \times 0,325} = -99,14 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires } 103,54 - \frac{73,48}{0,9 \times 0,275} = -193,35 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.6.1.3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ; \Psi = 1,5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{68,94 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,325 \times 0,3014} = 0,782 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$6\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{103,54 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.275 \times 0.2638} = 1,59 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres**(BAEL91 Art A6-1.21) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,835$$

Pour les  $\phi 14$ :  $l_s = 49,38 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 50 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 16$  :  $l_s = 56.44 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 60 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4  $l_s$  » pour barre à haute adhérence.

Pour les  $\phi 14$ :  $l_s = 20 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 20 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 16$  :  $l_s = 22.58 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 25 \text{ cm}$

**f) Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(10 ; 12 ; 25)$$

Soit  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements :**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principales de (25x35):  $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,6, 30\text{cm}\right) = 8,75\text{cm}$

**Soit  $S_t=8\text{cm}$**

-Poutre secondaire de (25x30):  $S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,4, 30\text{cm}\right) = 7,5\text{cm}$

**Soit  $S_t=7\text{cm}$**

➤ **Zone courante :**  $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (25x35):  $S_t = 17,5\text{cm}$

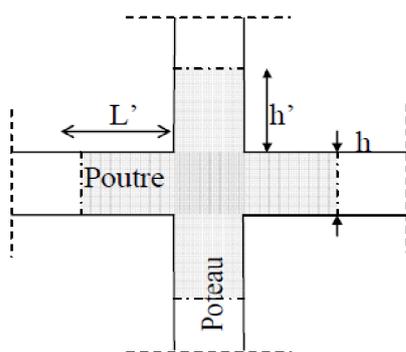
-Poutre secondaire de (25x30):  $S_t = 15\text{cm}$

**Soit  $S_t=15\text{cm}$**

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_c}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$



« Délimitation de la zone nodale »

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

on aura :

-  $h' = 62,5\text{cm}$

-  $L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$  : poutre principales de (25x40):

-  $L' = 2 \times 30 = 60\text{ cm}$  : poutre secondaire de (25x35):

### **Remarque :**

La première armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,13\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### **VII.6.Vérification à l'ELS**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

-Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

-Etat limite de résistance du béton à la compression.

-Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$  (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

$K_1$  et  $\beta_1$  sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

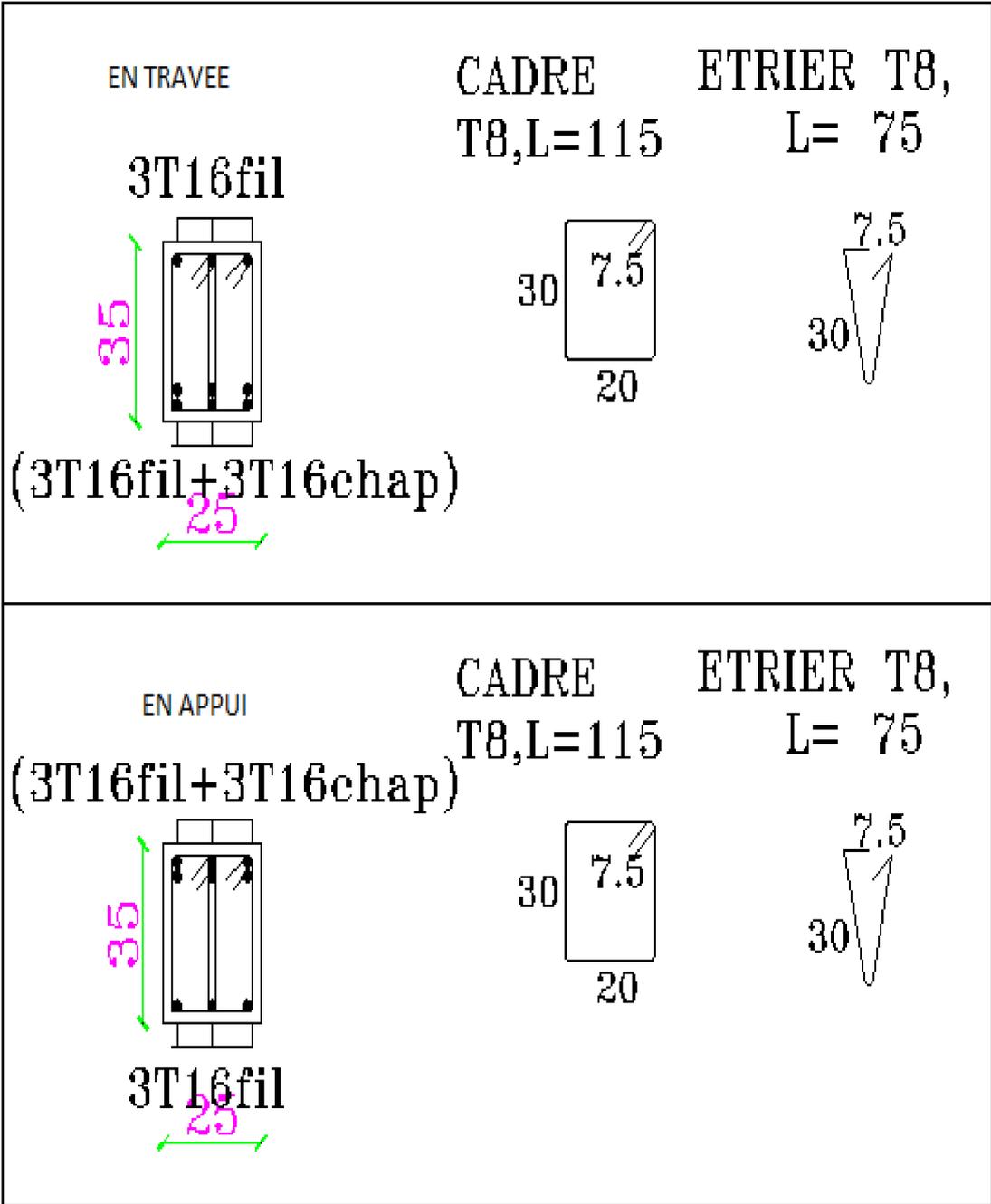
Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

• Poutres principales :

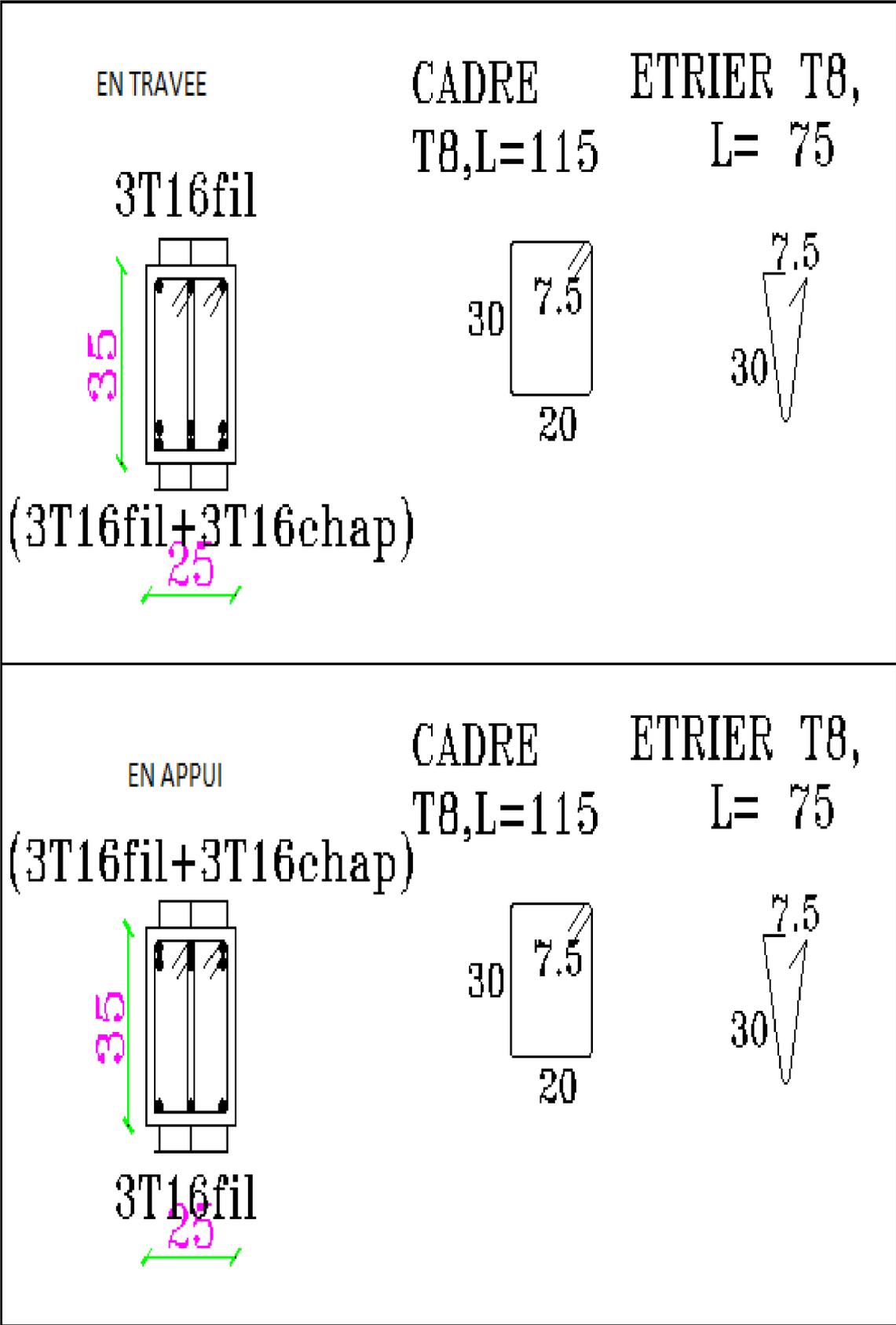
	<i>M<sub>smax</sub></i> ( <i>KN.m</i> )	<i>A<sub>s</sub></i> ELU	<i>ρ<sub>1</sub></i>	<i>β<sub>1</sub></i>	<i>K<sub>1</sub></i>	<i>σ<sub>s</sub></i>	<i>σ<sub>bc</sub></i>	<i>σ̄<sub>bc</sub></i>	<i>obs</i>
<b>En travée</b>	16,866	6.03	0.735	0.876	25,32	98,24	3,88	15	Condition vérifie
<b>En appuis</b>	33,013	12.06	1.484	0,840	16,25	100.27	6,17		

Poutres secondaires :

	<i>M<sub>smax</sub></i> ( <i>KN.m</i> )	<i>A<sub>s</sub></i> ELU	<i>ρ<sub>1</sub></i>	<i>β<sub>1</sub></i>	<i>K<sub>1</sub></i>	<i>σ<sub>s</sub></i>	<i>σ<sub>bc</sub></i>	<i>σ̄<sub>bc</sub></i>	<i>obs</i>
<b>En travée</b>	41,047	4,62	0,672	0,880	26,67	367,13	13,77	15	Condition vérifie
<b>En appuis</b>	58,207	9,24	1,344	0,845	18,11	271,09	14,97		



FERRAILLAGES DES POUTRE SECONDAIRES



FERRAILLAGES DES POUTRES PRINCIPALES

# Chapitre VIII

## Ferraillages

### des voiles

**VIII.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

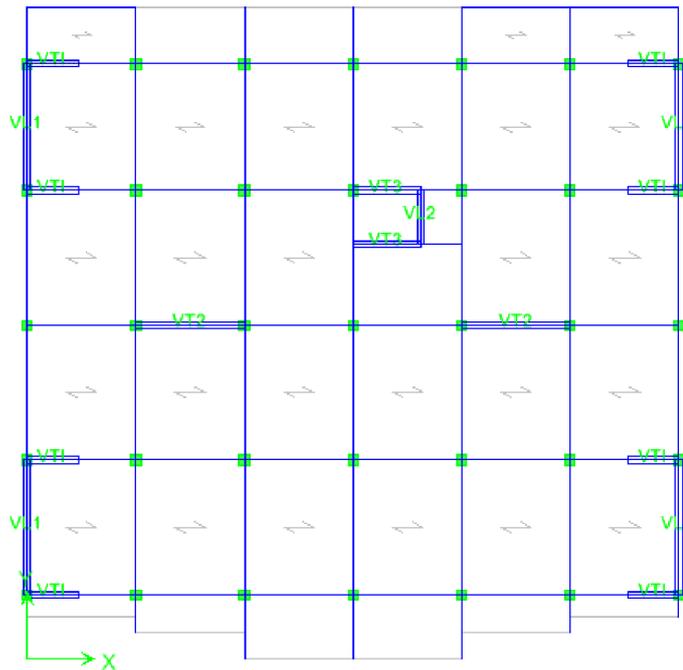
Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 1 : S-SOL, RDC ,1<sup>er</sup>,2<sup>ème</sup>,3<sup>ème</sup>, étages
- Zone 2 :4<sup>ème</sup>,5<sup>ème</sup>et6<sup>ème</sup> étages
- Zone 3 : 7<sup>ème</sup>,8<sup>ème</sup>,9<sup>ème</sup> étages

**VIII.2 Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

1.35 G + 1.5 Q	ELU
G + Q	ELS
G + Q ± E	RPA 2003
0.8 G ± E	RPA 2003



**VIII.3.Ferrillage des trumeaux :**

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

**VIII.3.1.Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h<sub>e</sub> : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L<sub>c</sub> : la longueur de la zone comprimée.

$L_t$  : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

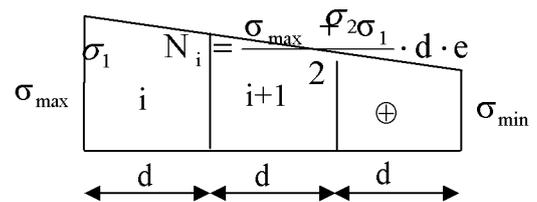
**Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrillage symétrique afin d'assurer la sécurité en Cas d'inversion de l'action sismique.

**a. Section entièrement comprimée :**

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

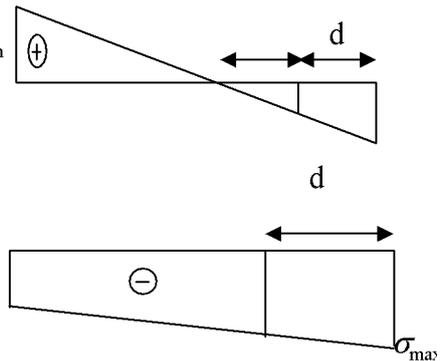
Avec : e : épaisseur du voile



**b. Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$\sigma_{\max} N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**c. Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$\sigma_{\min}$

$\sigma_1$

Figure VIII.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

**VIII.3.2. Détermination des armatures :**

**a. SEC :**

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b. **SET :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348MP_a$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0.005 \times B\right)$$

c. **SPC**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0.005 \times B\right)$$

### **VIII.3.3.Exigences de RPA99 (version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zones courantes 0.10 %

-Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10  $\Phi$ .

- D'après le BAEL 91 : 
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) : 
$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **(RPA 2003 Art .7.7.4.3)**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c} \quad \text{Avec:} \quad T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

### VIII.3.4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 **(Art 7.7.4.3)**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

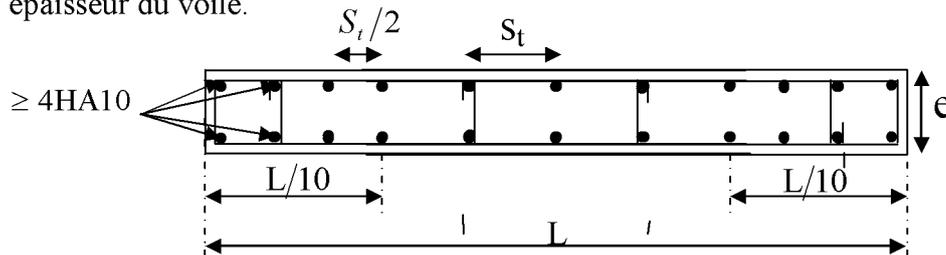


Figure VIII.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VIII3.5. Les vérifications :**

a. **Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_s$ : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec :  $b_0$ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute

• **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

**VIII.3.6.Exemple de calcul :**

on a 5 voile a étudier

Ferraillage des voiles transversaux pleins : VT1, VT2, VT4, VT8, VT10, VT11, VT12

**a. Zones I**

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,7$$

$$e = 0,20 \text{ m}$$

$$I = 0,056 \text{ m}^4$$

$$B = L \cdot e = 0,34 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 0,85 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 3326,38 \text{ KN} \\ \sigma_{\min} = -4934,5 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{3326,38}{3326,38 + 4934,5} \times 1,7 = 0,68 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,02 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_c}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) = 0,45 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d = L_t/2 = 0,51 \text{ m}$

**1. 1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{Lt - d}{Lt} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = -2757.51 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 346.14 \text{KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 9.9 \text{cm}^2$$

## 2. 2<sup>eme</sup> tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{Lt - d}{Lt} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 124.08 \text{KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 3.56 \text{cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right) = 1.7 \text{cm}^2$$

- **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times Vu}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 184.19}{400 \times 10^3} = 7.09 \text{cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 9.9/2 + 7.09/4 = 7.4 \text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 3.56/2 + 7.09/4 = 3.55 \text{cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$A_1 = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{cm}^2 \Rightarrow S_t = d/7 = 10 \text{cm}.$$

- **Armatures horizontales :**

**D'après le BAEL 91 :**  $A_h = A_1/4 = 2.30 \text{cm}^2$

**D'après le RPA révisée 2003 :**  $A_h = 0.15 \% B = 5.1 \text{cm}^2$

Soit 10HA10 = 7.85 cm<sup>2</sup> /ml

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épinglesHA8 /m<sup>2</sup>).

- **Vérification des contraintes :**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{184.19 \times 10^3}{200 \times 0.6 \times 2500} = 0,613 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.613 \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 184.19 \times 10^3}{200 \times 0.6 \times 2500} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.86 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{525.43 \times 10^3}{0.6 \times 10^6 + 20 \times 15 \times 10^2} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque:**

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

VIII.4.Ferraillage des voiles :

VIII.4.1.Ferraillage des voiles transversaux

Tableau VIII.1 : Ferraillage des voiles: VT1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.7	1.7	1.7	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.34	0.34	0.34	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3326.38	889.45	531.49	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4934.5	-2073.99	-1117.52	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	184.19	112.38	72.64	
	L <sub>t</sub> (m)	1.02	1.19	1.15	
	L <sub>c</sub> (m)	0.68	0.51	0.55	
	d (m)	0.600	0.600	0.600	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2018.895	1028.070	535.516	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	417.20	186.12	99.18
		N <sub>2</sub>	83.878	60.631	29.565
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	11.99	5.35	2.85
		A <sub>v2</sub>	2.41	1.74	0.85
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		7.09	4.33	2.80
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=(A <sub>v1/2</sub> )+(A <sub>vj</sub> /4)	7.77	3.76	2.12
		A2=A <sub>v2/2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	2.98	1.95	1.12
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10.66	12.49	12.10
A <sub>vadopté/nappe</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	9.23	6.78	6.78	
	Bonde 2	4.52	4.52	4.52	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 6HA14	2×6HA12	2 ×6HA12
		Bonde 2	2 X4HA12	2×4HA12	2 ×4HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)(voile)		3.05	3.57	3.46
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		3.05	1.43	0.81
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		14HA10/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe
esp =20cm		(A=10.99cm <sup>2</sup> )	(A=10,99cm <sup>2</sup> )	(A=10.99cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0.602	0.367	0.237
		$\sigma_b$ (MPa)	0.843	0.514	0.332
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	525.43	911.8	320.58
$\sigma_b$ (MPa)		1.46	2.55	0.90	

Tableau VIII.2 : Ferrailage des voiles: VT2

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,6	1,6	1,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1640,44	67,09	176,72	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3972,25	-1272,22	-870,58	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	112,86	66,22	284,62	
	L <sub>t</sub> (m)	1,13	1,52	1,33	
	L <sub>c</sub> (m)	0,47	0,08	0,27	
	d (m)	0,850	0,850	0,850	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	990,508	560,712	314,202	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	421,83	155,80	100,71
		N <sub>2</sub>	27,968	37,559	15,082
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	12,12	4,48	2,89
		A <sub>v2</sub>	0,80	1,08	0,43
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,35	2,55	10,96
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=(A <sub>v1/2</sub> )+(A <sub>vi</sub> /4)	7,15	2,88	4,19
		A2=A <sub>v2/2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	1,49	1,18	2,96
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,89	15,96	13,97
	A <sub>vadopté/nappe</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	12,3	9,043	9,043
Bonde 2		4,52	4,52	4,52	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 8HA14	2 × 8HA12	2 × 8HA12
		Bonde 2	2 × 4HA12	2 × 4HA12	2 × 9HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)(voile)		3,40	4,56	3,99
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		2,16	1,05	1,79
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> ) esp =20cm		14HA10/nappe (A=10.92cm <sup>2</sup> )	14HA10/nappe (A=10,92cm <sup>2</sup> )	14HA10/nappe (A=10.92cm <sup>2</sup> )
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0,392	0,230	0,988
		$\sigma_b$ (MPa)	0,549	0,322	1,384
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1557,22	519,99	47,57
		$\sigma_b$ (MPa)	4,51	1,53	0,14

Tableau VIII.3 : Ferrailage des voiles: VT3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	295.63	2586.5	3164.16	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5113.37	-3530.1	-3556.17	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	150.55	107.21	63.5	
	L <sub>t</sub> (m)	1.89	1.15	1.06	
	L <sub>c</sub> (m)	0.11	0.85	0.94	
	d (m)	1.390	1.390	1.390	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1354.115	-720.937	-1114.459	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	898.98	390.47	339.40
		N <sub>2</sub>	67.799	16.995	36.963
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>25.83</b>	<b>11.22</b>	<b>9.75</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>1.95</b>	<b>0.49</b>	<b>1.06</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.80	4.13	2.44
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=(A <sub>v1/2</sub> )+(A <sub>vi</sub> /4)	<b>14.37</b>	<b>6.64</b>	<b>5.49</b>
		A2=A <sub>v2/2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>2.42</b>	<b>1.28</b>	<b>1.14</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		19.85	12.12	11.11
	A <sub>vadopté</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>15.4</b>	<b>11.3</b>	<b>11.3</b>
Bonde 2		<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 10HA14</b>	<b>2 □ 10HA12</b>	<b>□ □ □ □ HA12</b>
		Bonde 2	<b>2 X6HA12</b>	<b>2 □ □ HA12</b>	<b>□ □ □ HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )(voile)		5.67	3.46	3.17
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		6.95	1.98	1.66
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> ) esp =20cm		<b>14HA10/nappe</b> <b>(A=10.92cm<sup>2</sup>)</b>	<b>14HA10/nappe</b> <b>(A=10.92cm<sup>2</sup>)</b>	<b>14HA10/nappe</b> <b>(A=10.92cm<sup>2</sup>)</b>
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
Vérification des contraintes	contrainte	□ <sub>u</sub> (MPa)	0.418	0.298	0.176
		□ <sub>b</sub> (MPa)	0.585	0.417	0.247
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1552.05	666.36	330.72
		□ <sub>b</sub> (MPa)	<b>3.58</b>	<b>1.56</b>	<b>0.77</b>

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.4	4.4	4.4	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.88	0.88	0.88	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2939.98	790.33	148.9	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4552.93	-1881.62	-726.31	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	492.96	348.96	217.51	
	L <sub>t</sub> (m)	2.67	3.10	3.65	
	L <sub>c</sub> (m)	1.73	1.30	0.75	
	d (m)	1.825	1.825	1.825	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1445.075	773.368	363.297	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1094.64	484.54	198.85
		N <sub>2</sub>	122.626	98.491	66.353
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	31.46	13.92	5.71
		A <sub>v2</sub>	3.52	2.83	1.91
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		18.98	13.43	8.37
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=(A <sub>v1/2</sub> )+(A <sub>vj</sub> /4)	20.47	10.32	4.95
		A2=A <sub>v2/2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6.51	4.77	3.05
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		28.07	32.53	38.34
	A <sub>vadopté/nappe</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	27.69	20.34	13.56
		Bonde 2	10.17	10.17	14.69
	Ferrillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 18HA14 x	2 × 1HA12
Bonde 2			2 x9HA12	2 × 9HA12	2 × 13HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20	20	20
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )(voile)		8.02	9.30	10.95	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		6.75	4.19	2.00	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		14HA10/nappe	13HA10/nappe	13HA10/nappe	
esp =20cm		(A=10.99cm <sup>2</sup> )	(A=10,99cm <sup>2</sup> )	(A=10.99cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0.622	0.441	0.275
		$\sigma_b$ (MPa)	0.871	0.617	0.384
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2216.19	889.9	435.59
$\sigma_b$ (MPa)		2.37	0.96	0.47	

Tableau VIII.4: Ferrillage des voiles: VL1

Tableau VIII.5 : Ferrailage des voiles: VI4

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.6	1.6	1.6	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.32	0.32	0.32	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1640.44	67.09	176.72	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3972.25	-1272.22	-870.58	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	112.86	66.22	284.62	
	L <sub>t</sub> (m)	1.13	1.52	1.33	
	L <sub>c</sub> (m)	0.47	0.08	0.27	
	d (m)	0.850	0.850	0.850	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	990.508	560.712	314.202	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	421.83	155.80	100.71
		N <sub>2</sub>	27.968	37.559	15.082
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	12.12	4.48	2.89
		A <sub>v2</sub>	0.80	1.08	0.43
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.35	2.55	10.96
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=(A <sub>v1/2</sub> )+(A <sub>vi</sub> /4)	7.15	2.88	4.19
		A2=A <sub>v2/2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	1.49	1.18	2.96
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.89	15.96	13.97
	A <sub>vadopté/nappe</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	12.3	9.043	9.043
		Bonde 2	4.52	4.52	4.52
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 8HA14	2 × 8HA12
Bonde 2			2 × 4HA12	2 × 4HA12	2 × 9HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)(voile)		3.40	4.56	3.99	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		2.16	1.05	1.79	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		14HA10/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe	
esp =20cm		(A=10.92cm <sup>2</sup> )	(A=10,92cm <sup>2</sup> )	(A=10.92cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0.392	0.230	0.988
		$\sigma_b$ (MPa)	0.549	0.322	1.384
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1557.22	519.99	47.57
$\sigma_b$ (MPa)		4.51	1.53	0.14	

# Chapitre IX

## Etude de

### l'infrastructure

**Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**❖ Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elle sont réalisées près de la surface ; les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**❖ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux .
- Les puits.

**IX-1- Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**IX.2.Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

**IX.3. Dimensionnement :**

**IX.3.1.Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**A** : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

**N<sub>s</sub>** : effort normal à l'ELS .

**Exemple de calcul:**

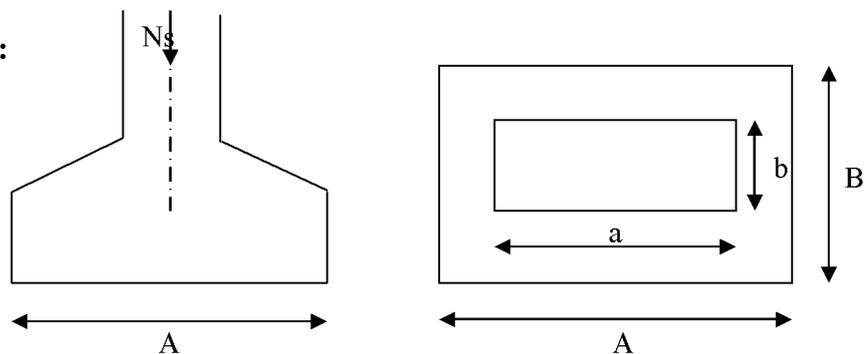
$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ MPa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s = 962,04 \text{ KN.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{962,04}{200}} = 2,20 \text{ m} \longrightarrow B = 2,20 \text{ m}$$

**Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



*Figure VIII.1 : Dimensions d'une fondation*

**IX.3.2.Semelles filantes :****a).Semelles sous poteaux :**

- **hypothèses de calcul :**

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

-Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante de charges agissantes sur la semelle.

- **Etape du calcul :**

a) Déterminer la résultante des charges  $R = \sum N_i$

b) Déterminer de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si  $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.
- Si  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \end{array} \right.$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left( \frac{B}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Exemple de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique)

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub> (m)	N.e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
C32	752,98	8,00	6023,84	-15,36
C25	229,36	4,00	917,44	-16,37
C18	592,29	0	0	22,4
C11	922,54	-4,00	-3690,16	4,63
C6	962,04	-8,00	-7696,32	-7,66
Σ	3459,21		-4445,2	-12,36

Tableau IX.1 : Détermination de la résultante des charges

**1) Détermination de la résultante des charges R :**

$$R = \sum N_i = 3459,21 \text{ KN .}$$

**2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-4445,2 - 12,36}{3459,21} = -1,28 \text{ m}$$

**2) Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = -1,28 \text{ m} > l/6 = 2,66 \text{ m}$$

→ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3459,21}{19,2} \times \left(1 - \frac{6 \cdot (-1,28)}{19,2}\right) = 252,23 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3459,21}{19,2} \times \left(1 + \frac{6 \cdot (-1,28)}{19,2}\right) = 108,10 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3459,21}{19,2} \times \left(1 + \frac{3 \cdot (-1,28)}{19,2}\right) = 144,13 \text{ KN / m}^2$$

**3).Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{\sigma \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{144,13 \times 10^3}{2 \times 10^5} = 0,72 \text{ m}$$

Soit **B=0,90m**

On aura  $S_s = B \times L = 0,9 \times 19,2 = 17,28 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 5 \times 17,28 = 86,4 \text{ m}^2$$

**b).Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

**Q** : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

**$\sigma_{sol}$**  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$ )

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Voile longitudinal** :

Voile	$N_s$	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> ) = B x L
V <sub>L1</sub>	935,32	4,20	1,11	18,64
V <sub>L2</sub>	650,98	1,60	2,03	3,25
<b>Somme</b>				<b>21,89</b>

**Tableau IX.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux**

➤ **Voile transversal** :

Voile	$N_s$	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> ) = B x L
V <sub>T1</sub>	530,99	1,70	1,56	21,22
V <sub>T2</sub>	2205,08	3,60	3,06	22,03
V <sub>T3</sub>	812,28	2,00	2,03	8,12
<b>Somme</b>				<b>51,37</b>

**Tableau IX.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

La surface totale des semelles filantes sous voiles.

$$S_v = 21,89 + 51,37 = 73,26 \text{ m}^2$$

➤ La surface totale des semelles filantes :  $S_t = S_p + S_v = 86,4 + 73,26 = 159,66 \text{ m}^2$

➤ La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = 19,2 \times 16,00 = 307,2 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{159}{307,2} = 0,52 \quad \longrightarrow \quad 52 \% \text{ de la surface de l'assise.}$$

⇒ La surface totale des semelles représente 52 % de la surface du bâtiment.

### **Conclusion :**

Le pré-dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

### **IX.4. Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

#### **1). Pré-dimensionnement du radier :**

➤ **Sous voile :**

#### **• Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\text{min}} = 25\text{cm}$ )

#### **• Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$L_{\text{max}} = 4,00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 400/8 = 50 \text{ cm} \leq h \leq 400/5 = 80\text{cm}$$

**Sous poteaux :**

- **Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad ; \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4,00 \text{ m}$$

$L_{\max}$  : portée maximale

$$\text{A.N. : } h_d \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 30\text{cm.}$$

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Longleftrightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier;

$E$  : Module de déformation longitudinale différée :  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Portée maximale ( $L_{\max} = 4,00 \text{ m}$ ).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,77 \text{ m}$$

On opte pour  $h = 90 \text{ cm}$ .

- **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm}$$

Soit  $h_n = 80 \text{ cm}$

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \implies 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend  $b_n = 50 \text{ cm}$

### Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80 \text{ cm}$  ..... Nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$  ..... Dalle

$b = 50 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure

### • Détermination de la surface nécessaire du radier :

#### ❖ Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente :  $G_{\text{bat}} = 22365,13 \text{ KN}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q_{\text{bat}} = 5645,04 \text{ KN}$ .

#### ✓ Combinaisons d'actions :

$$\underline{L'ELU}: \quad N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 38660,5 \text{ KN}$$

$$\underline{L'ELS}: \quad N_s = G + Q = 28010,17 \text{ KN}$$

#### ✓ Calcul de la surface du radier :

L'ELU :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{38660,5}{1,33 \times 200} = 145,34 \text{ m}^2$$

L'ELS :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{28010,17}{200} = 140,05 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 145,34 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}}=307,2\text{m} > S_{\text{nrad}}=145,34 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$  dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :  $S_{\text{deb}} = (19,2+16) \times 2 \times 0,5 + 0,5 \times 0,5 \times 4 = 36,2 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = 307,2 + 36,2 = 343,4 \text{ m}^2$$

**IX.5. Calcul des sollicitations à la base du radier :****• Charges permanentes:**

Poids de bâtiment :  $G = 22365,13 \text{ KN}$

**• Poids de radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

**• Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (343,4 \times 0,3) \times 25 = 2575,5 \text{ KN}$$

**• Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = [(0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 19,2 \times 7) + (0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 16 \times 5)] \times 25$$

$$P_{\text{nerv}} = 1340 \text{ KN}$$

***Poids de TVO :***

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,5 \times 19,2 \times 7) + (0,5 \times 16 \times 5) = 107,2 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(343,4 - 107,2) \times (0,8 - 0,3)] \times 25 = 2952,5 \text{ KN.}$$

✓ Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 343,4 \times 0,1 \times 25 = 858,5 \text{ KN ; } (e_p = 10 \text{ cm})$$

$$G_{\text{rad}} = 2575,5 + 1340 + 2952,5 + 858,5 = 7726,5 \text{ KN}$$

✓ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment :  $Q = 5645,04 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 4 \times 668,42 = 2673,68 \text{ KN} \text{ ???}$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 7726,5 + 22365,13 = 30091,63 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = S_{\text{rad}} \times 1,5 \quad (Q_{\text{ec}} = 1,5 \text{ KN})$$

$$Q_{\text{radier}} = 343,4 \times 1,5 = 515,1 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radie}} + Q_{\text{sup}} = 515,1 + 5645,04 = 6160,14 \text{ KN.}$$

✓ **Combinaison d'actions:**

**A L'ELU :**

$$N_{\text{u total}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 49\,863,91 \text{ KN.}$$

**A L'ELS :**

$$N_{\text{S total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 36\,251,77 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

▪ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,56 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12,3 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré et  $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

▪ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19,2 \times 16^3}{12} = 6553,6m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{16 \times 19,2^3}{12} = 9437,18m^4.$$

**b) Vérifications :**

✓ **Vérification à la contrainte de cisaillement** : (BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{49863,91 \times 1}{343,4} \times \frac{4}{2} = 290,41KN$$

$$\tau_u = \frac{290,41 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,08MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

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

✓ **Vérification de la stabilité du radier** :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :  $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

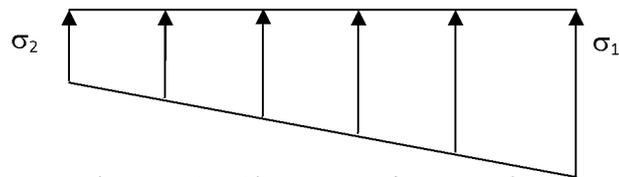


Fig. VIII.2. Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{SOL} \quad (\text{RPA99/2003 .Art.10.1.4.1})$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$V$  : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 49\,863,91 \text{ KN} \quad , \quad N_s = 36\,212,77 \text{ KN}$$

**Sens longitudinal :**

$$\text{A l'ELU : } M_X = 36\,617,7 + 1532,64 \times 0,8 = 37\,843,81 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49863,91}{343,4} + \frac{37843,81}{9437,18} \times 9,6 = 183,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49863,91}{343,4} - \frac{37843,81}{9437,18} \times 9,6 = 106,71 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 183,70 + 106,71}{4} = 164,45 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 1,33 \sigma_{SOL} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**A'ELS** :  $M_X = 36\,617,7 + 1532,64 \times 0,8 = 37843,81 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36212,77}{343,4} + \frac{37843,81}{9437,18} \times 9,6 = 143,95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36212,77}{343,4} - \frac{37843,81}{9437,18} \times 9,6 = 66,96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 143,95 + 66,96}{4} = 124,7 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Sens transversal :**

**A'ELU** :  $M_y = 42\,651,44 + 1777,44 \times 0,8 = 43\,273,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49863,91}{343,4} + \frac{43273,39}{6553,6} \times 9,6 = 208,59 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49863,91}{343,4} - \frac{43273,39}{6553,6} \times 9,6 = 81,81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 208,59 + 81,81}{4} = 176,9 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{SOL} = 133 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < 1 \times 33 \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**A'ELS** :  $M_y = 42\,651,44 + 1777,44 \times 0,8 = 43\,273,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36251,77}{343,4} + \frac{43273,39}{6553,6} \times 9,6 = 168,95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36251,77}{343,4} - \frac{43273,39}{6553,6} \times 9,6 = 42,19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 168,95 + 42,19}{4} = 137,26 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée

### **Conclusion :**

toutes les contraintes sont vérifiées.

### **IX.6. Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

#### **a). Ferrailage de la dalle :**

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $L_x < L_y$

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

Si  $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$  Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad \text{et } M_{0y} = 0$$

#### **2<sup>eme</sup> cas :**

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

#### **✓ Moments fléchissant :**

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**-Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,2}{4} = 0,8$$

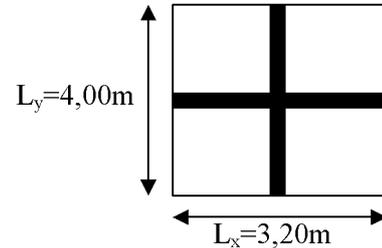


Fig. VIII.3. Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 183,12\text{KN/m}^2$$

✓ La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 137,27\text{KN/m}^2$$

A l'ELU :  $q_{\text{um}} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (183,12 - 1,35 \times \frac{7726,7}{343,4}) = 152,74\text{KN/m}^2$

A l'ELS :  $q_{\text{sm}} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (137,27 - \frac{7726,7}{343,4}) = 114,77\text{KN/m}^2$

**1).Calcul à l'ELU :**

**1-Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$\nu=0 ; \rho = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0565 \times 152,74 \times 3,20^2 = 88,37 \text{KN.m} \\ M_y = 0,595 \times 88,37 = 52,58 \text{KNm} \end{cases}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,3 : pour les moments sur appuis rive.

• **Moments sur appuis :**

$$\begin{cases} M_x = 0,5 \times 88,37 = 44,18 \text{KN.m} \\ M_y = 0,5 \times 52,58 = 26,29 \text{KNm} \end{cases}$$

• **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x = 0,75 \times 88,37 = 66,28 \text{KN.m} \\ M_y = 0,75 \times 52,58 = 39,44 \text{KNm} \end{cases}$$

✓ **Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :**

✓ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44,18 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44,18 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4,80 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 4,80 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6 \text{HA}12/\text{ml} = 6,78 \text{cm}^2/\text{ml} \text{ .avec..} St = 16 \text{cm}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{62,28 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,06 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,06 \rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{86,28 \times 10^3}{0,969 \times 27 \times 348} = 9,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 9,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA16/ml = 12,06 cm<sup>2</sup>/ml .avec..St = 16cm

✓ **Ferrailage transversal suivant le sens y-y :**

✓ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,29 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,025 \rightarrow \beta_u = 0,9875$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,29 \times 10^3}{0,9875 \times 27 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA10/ml = 4,68 cm<sup>2</sup>/ml .avec..St = 16cm

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39,44 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39,44 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 4,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA12/ml = 6,78 cm<sup>2</sup>/ml .avec..St = 16cm

**2)Vérification à l'état limite ultime :**

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

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,8}{2} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 4,68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

#### ❖ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

##### Sens x-x:

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm}$$

##### Sens y-y:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm}$$

### 3) Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

#### -Evaluation des moments $M_x$ , $M_y$ :

$$v=0,2 ; \rho = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$\mu_y = 0,710$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0632 \times 114,77 \times 3,2^2 = 74,28 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,710 \times 74,28 = 52,74 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis :**

$$\begin{cases} M_x = 0,5 \times 74,28 = 37,14 \text{KN.m} \\ M_y = 0,5 \times 52,74 = 26,37 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x = 0,75 \times 74,28 = 55,71 \text{KN.m} \\ M_y = 0,75 \times 52,74 = 39,55 \text{KNm} \end{cases}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{ona} : \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,06}{100 \times 27} = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \quad \alpha_1 = 0,306 \quad K_1 = 34,02$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,02} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{55,71 \times 10^6}{0,898 \times 270 \times 1206} = 190,52 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,029 \times 190,52 = 5,53 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,53 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

**b)-Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 50\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

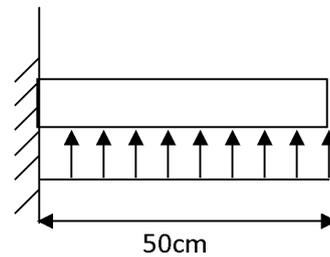


Fig. VIII.4: Schéma statique du débord

**1)-Sollicitation de calcul :**

A l'ELU :  $q_u = 152,74 \text{ KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-152,74 \times 0,5^2}{2} = -19,09 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :  $q_s = 114,77 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-114,77 \times 0,5^2}{2} = -14,34 \text{ KN.m}$$

**2)- Calcul des armatures a l'ELU :**• **Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19,09 \times 10^3}{0,991 \times 27 \times 348} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $St = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_r = 4 \text{ HA10 /ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $St = 25 \text{ cm}$

### 3)-Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

### 4)-Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,09}{14,34} = 1,33$$

$$\mu_s = 0,018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \text{ .....condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

### Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

### c)-Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

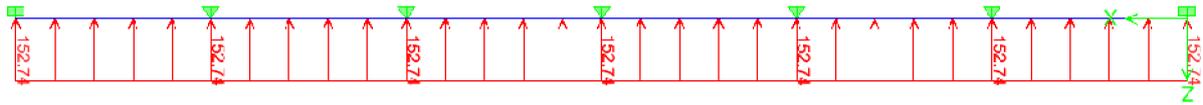
$$h = 80 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs .

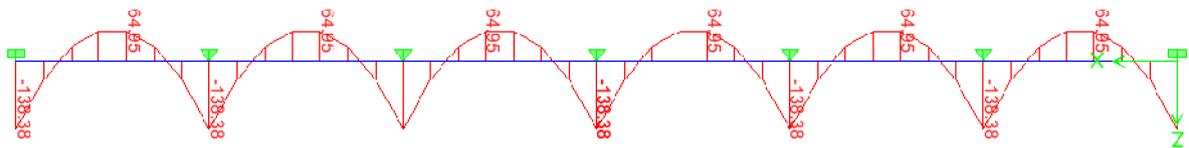
1) Détermination des efforts :

➤ Sens longitudinal :

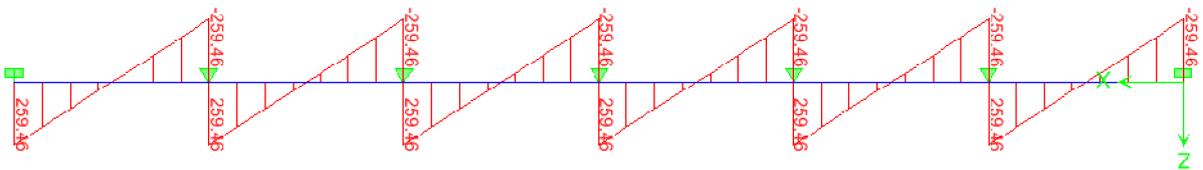
$ELU : q_u = 152,74 \text{ KN/ml}$



FigIX..5.Le chargement à ELU



FigIX.6. Diagramme des moments fléchissants (ELU)



FigIX.7.Diagramme des efforts tranchants (ELU)

$ELS : q_s = 114,77 \text{ KN/ml}$ .

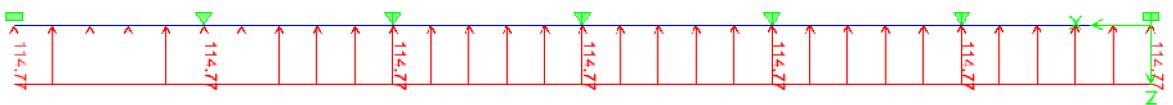
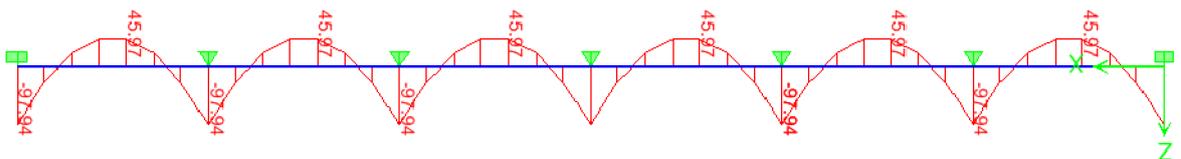
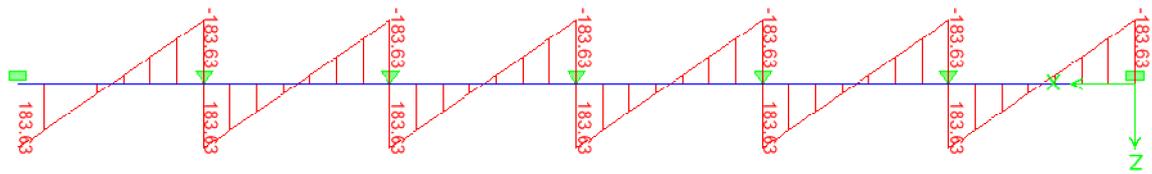


Fig.IX.8.Le chargement à ELS



FigIX.9. Diagramme des moments fléchissant (ELS)



FigIX.10. Diagramme des efforts tranchants (ELS)

**2)-Sens transversal (y-y) :**

ELU

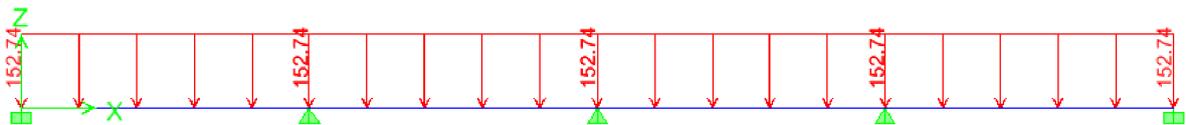
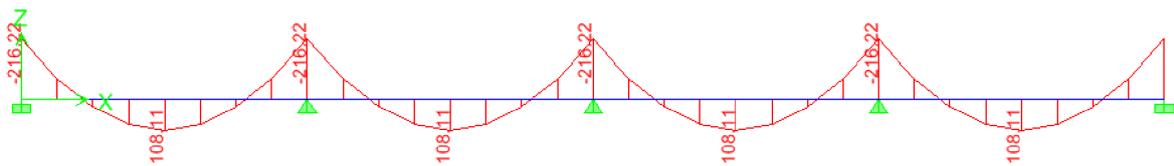
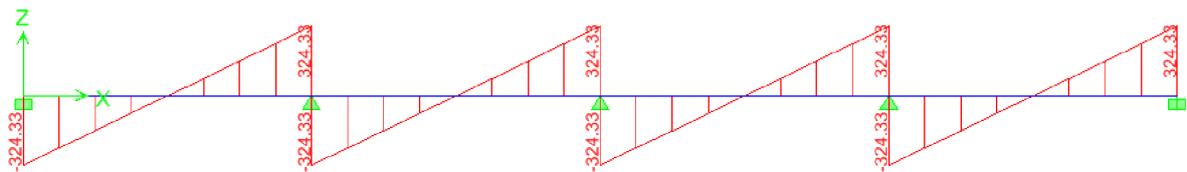


Fig XI.11. Le chargement à ELU

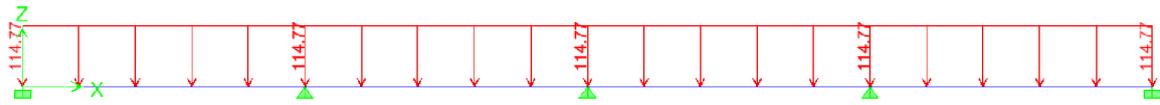


FigIX.12. Diagramme des moments fléchissant (ELU)

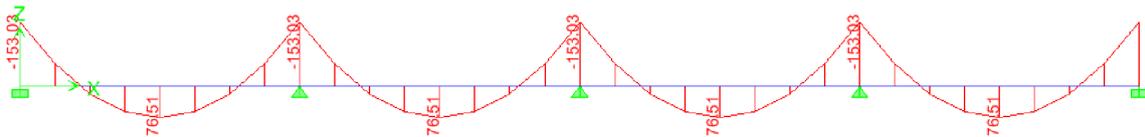


FigIX.13. Diagramme des efforts tranchants (ELU)

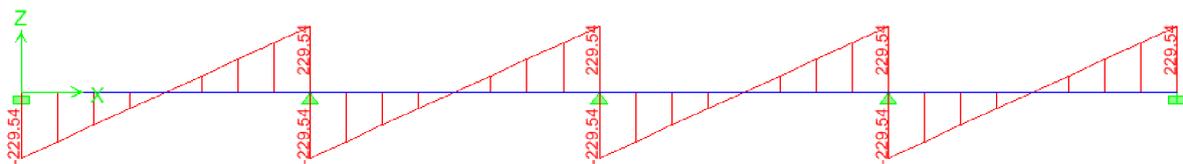
**3)-ELS :**



*FigIX.14. Le chargement à ELS*



*FigIX.15. Diagramme des moments fléchissant (ELS)*



*FigIX.16. Diagramme des efforts tranchants (ELS)*

**4)-Calcul du ferrailage des nervures :**

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$ELU \begin{cases} (X-X) : M_t = 64,95 \text{ KN.m} , M_a = 138,38 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 108,11 \text{ KN.m} , M_a = 216,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=50\text{cm} \quad d=75 \text{ cm} \quad f_{bc}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=348 \text{ MPa}$$

		$M_u$ (KN.m)	$\mu_b$	Obs	$\beta$	$A_{cal}(cm^2)$	CHOIX	$A_{adoptée}(cm^2)$	St (cm)
SENS	APPUI	138,38	0,034	SSA	0,983	5,39	6HA14	9,24	16
X-X	TRAVEE	64,95	0,016	SSA	0,992	2,51	6HA14	9,24	16
SENS	APPUI	216,32	0,054	SSA	0,972	8,53	6HA14	9,24	16
Y-Y	TRAVEE	108,11	0,027	SSA	0,9865	4,20	8HA14	9,24	16

### 5)-Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

#### ✓ Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{20 ; 16.8\}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm}.$$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 3,00 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 324,33 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{324,33 \times 10^3}{500 \times 750} = 0,86 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa}$  La condition est vérifiée.

#### **d) -Vérification à l'ELS :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{138,38}{97,94} = 1,41$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{64,95}{45,97} = 1,41$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition «  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

**02** barres de **Φ14** avec des épingles **Φ8**.

# Chapitre X

## Etude de Mur Plaque

---

**X) Introduction :**

Le mur Plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est  $e_{\min} = 25 \text{ cm}$ , dans notre cas on optera pour une épaisseur de **25 cm**.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

**X-1 : Méthodes de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrees au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

**X-1-1 : Prescription du RPA 2003 :****a. Article 10.4.3 :**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$$
, applique horizontalement à  $\frac{H}{2}$  au-dessus de la base de la semelle du mur.

Avec :

$K_{ad}$  : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

$\gamma$  : Poids volumique du sol du remblai.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $p_{ad}$

$$\theta : \operatorname{arctg} \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A$  : coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h$  Contrainte vertical (**Art 10.4.2**)

#### **b . Art 10.4.6 :**

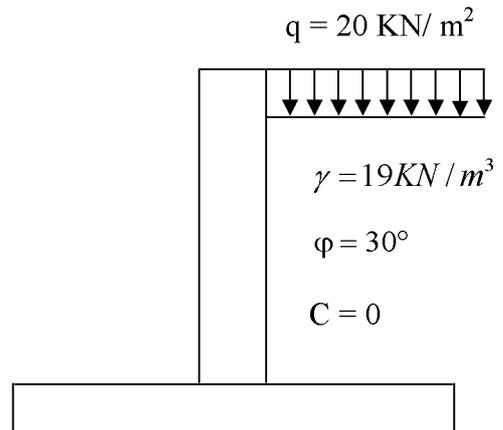
Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme Q, la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(Q) = k_{ad} (1 \pm k_{ad}) \frac{QH}{\cos \beta}, \text{ appliquée horizontalement à } \frac{H}{2} \text{ au-dessus de la base}$$

de la semelle du mur .

**c. caractéristiques du sol :**

- Poids spécifique :  $\gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion  $C = 0$



**X.1.2 Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v :$$

**A : à l'ELU :**

$$\sigma_h = k_0 \times (1,35 \times \gamma \times H + 1,5Q)$$

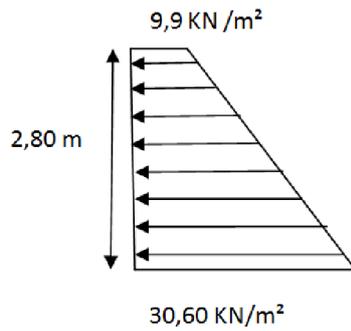
$k_0$  : Coefficient de la poussée des terres au repos Avec :

Q : Surcharge

$$k_0 = \text{tg}^2 \left[ \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,33$$

Pour  $H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 9,9 \text{ KN} / \text{m}^2$

Pour  $H = 2,80 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 33,60 \text{ KN} / \text{m}^2$

**B : Calcul dynamique :**

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

A = 0,25 : coefficient d'accélération de zone (**Art10.4.2**)

$$k_v = 0,075$$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 13,09^\circ$$

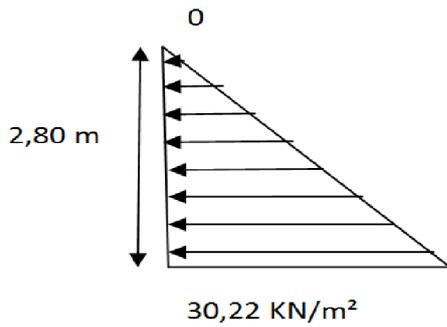
$$\beta = 0$$

$$k_{ad} = 0,502$$

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times H = 10,80H$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H = 2,80 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 30,22 \text{ KN/m}^2$$



**Conclusion :**

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul à l'ELU.

$$q_{\max} = \sigma_h ( H = 2,80 \text{ m} ) \times 1 \text{ m} = 30,60 \text{ KN/ml}$$

**X.2.Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur les quatre appuis, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

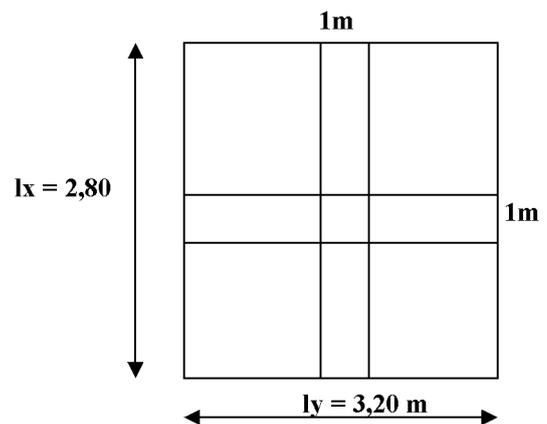
Identification des panneaux :

$$l_x = 2,80 \text{ m}$$

$$l_y = 3,20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,87$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1$$



⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\nu = 0$$

$$\rho = 0,87$$

$$\mu_x = 0,0488$$

$$\mu_y = 0,721$$

$$q_u = 71,31 \text{ KN /m}^2$$

**Dans le sens X-X :**

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 27,28 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens Y-Y :**

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 19,62 \text{ KN.m.}$$

**X.2.1.Détermination des armatures a l'ELU :**

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,10\% \cdot B = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

**Sens X-X :**

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	13,64	23,19
$\mu_b$	0,02	0,034
$\beta$	0,990	0,983
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,80	3,08
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,50	2,50
$A_{adop}$ (cm)	5,65	5,65
Choix des barres	5HA12	5HA12
Espacement (cm)	20	20

**Sens Y-Y :**

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	9,81	16,68
$\mu_b$	0,03	0,024
$\beta$	0,985	0,988
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,3	2,21
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,50	2,50
$A_{adop}$ (cm)	5,65	5,65
Choix des barres	5HA12	5HA12
Espacement (cm)	20	20

**X.2.2.Vérification à l'ELS :**

$$q_s^{\max} = 50,6 \text{ KN/ml}$$

$$v = 0,20$$

$$\rho = 0,87$$

$$\mu_x = 0,0559$$

$$\mu_y = 0,804$$

- **Détermination des moments :**

$$M_{SX} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 22,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{SY} = \mu_y \times M_{SX} = 17,83 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que:

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{où} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$k_1 ; \beta_1$  : Sont données par le tableau en fonction de  $\rho_1 = \frac{100 A}{bd}$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant :

**Sens X-X :**

$$\rho_1 = 0,26 \quad \beta_1 = 0,972 \quad k_1 = 163,6$$

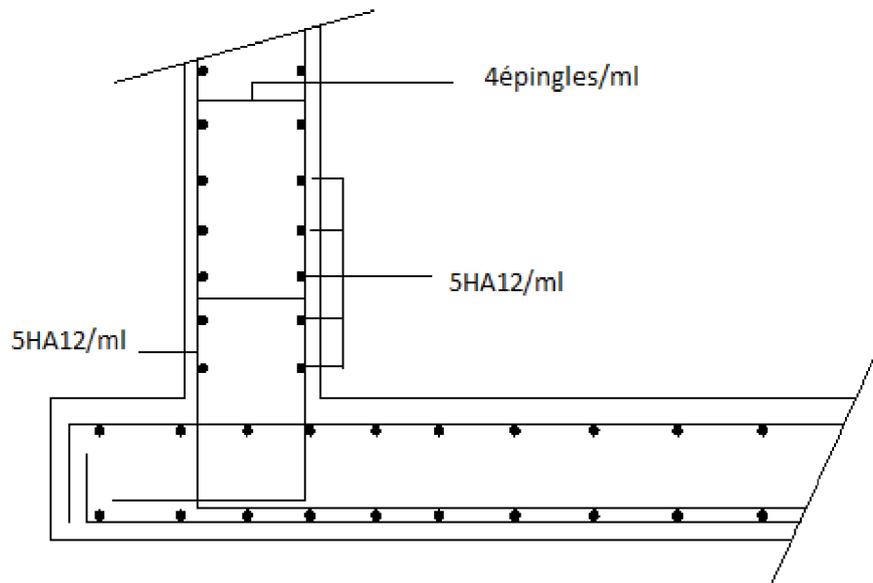
Moments (KN.m)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
$M_a = 11,09$	15	348	0,56	91,79	Vérifié
$M_t = 18,85$	15	348	0,95	156,01	Vérifié

**Sens Y-Y :**

Moments (KN.m)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
$M_a = 8,92$	15	348	0,48	78	Vérifié
$M_t = 15,16$	15	348	0,77	125,48	Vérifié

Conclusion :

On opte pour le ferrailage à l'ELU.



ferrailage du mur plaque

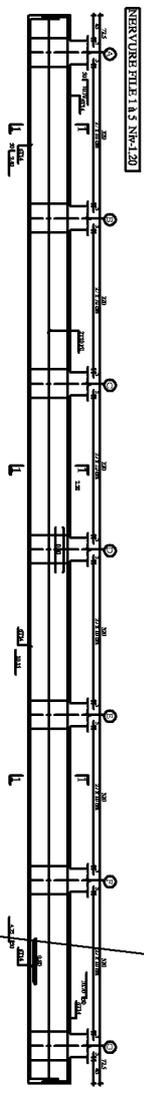
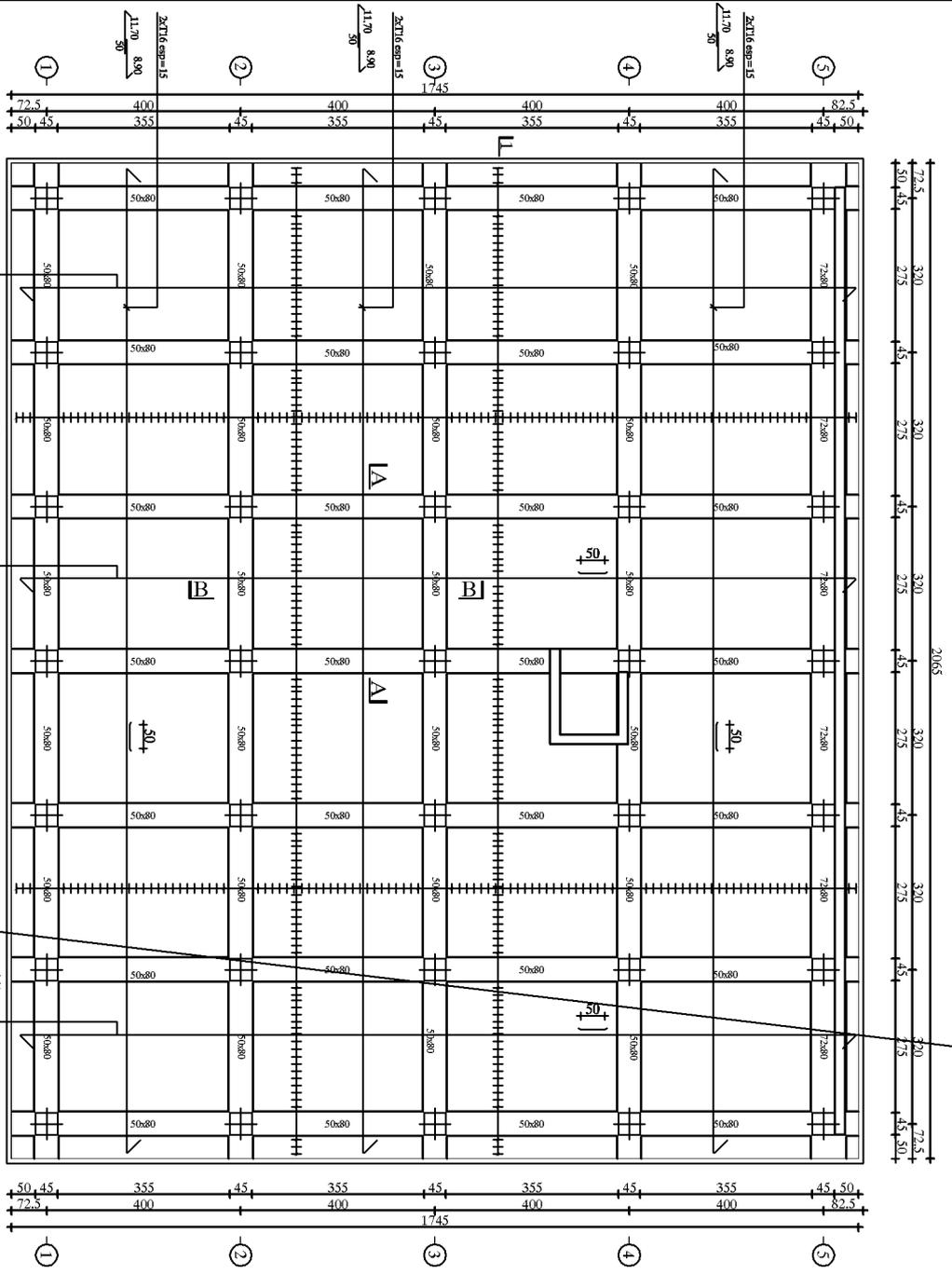
## **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un bâtiment (R+9+s-sol) à ossature mixte est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

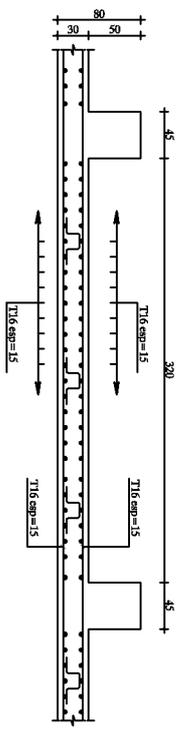
Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

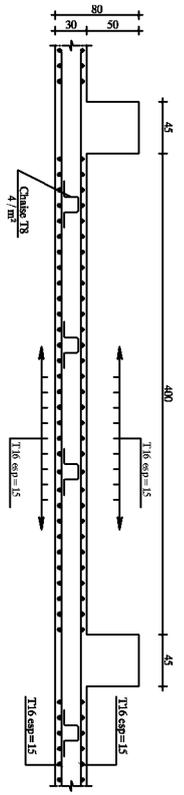




COUPE A-A



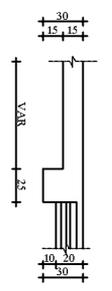
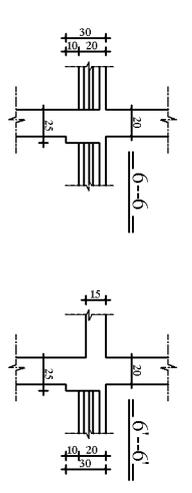
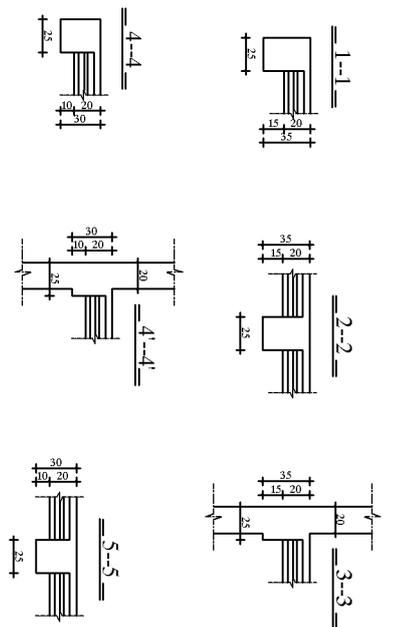
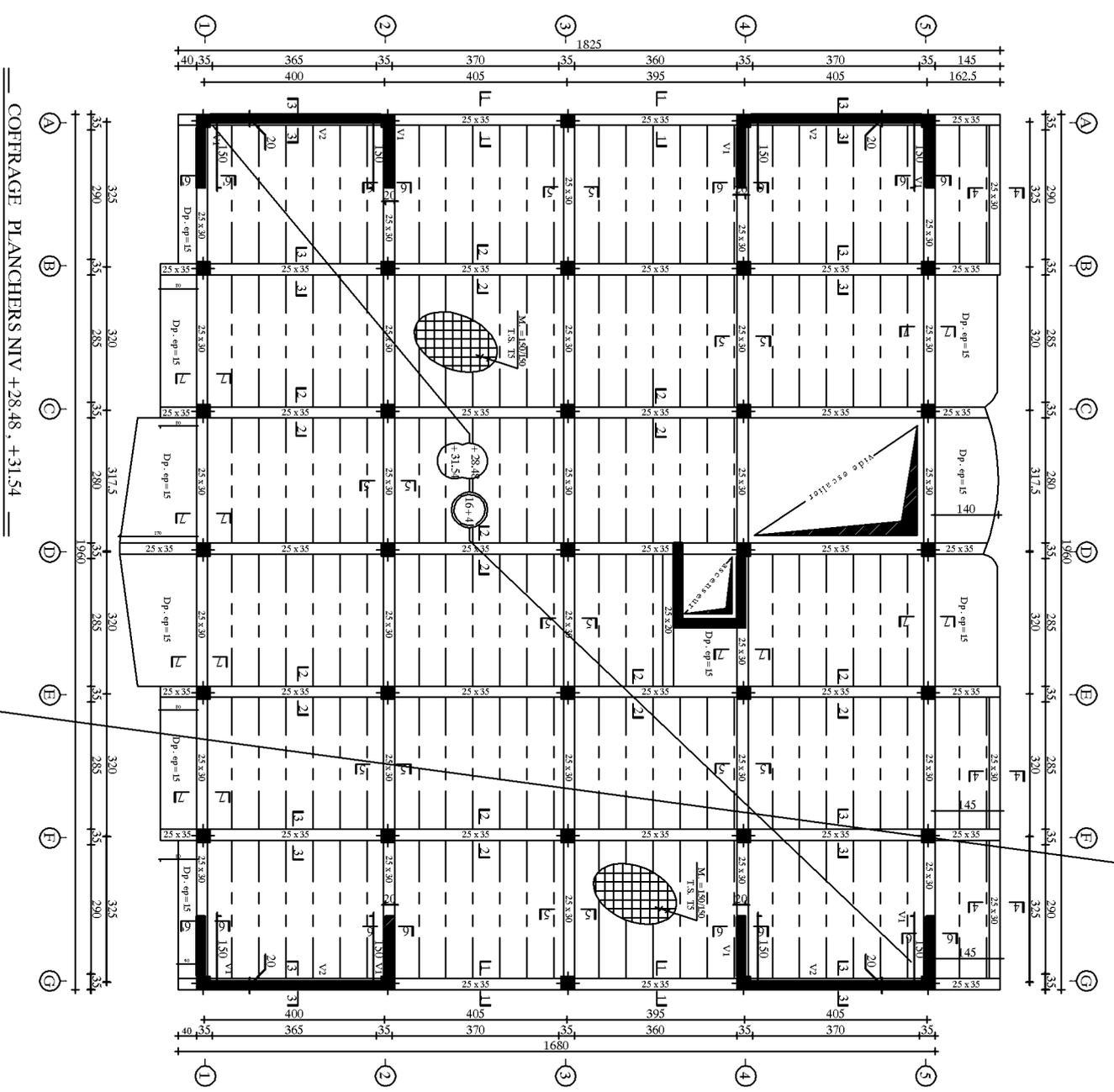
COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: M <sup>r</sup> . mokhtar abdelilah M <sup>r</sup> . Hocine yacine	TITRE: <b>FERRAILLAGE RADIERS</b>
DIRIGE PAR: M <sup>r</sup> . KANOUN	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N° 02
	ECHELLE: 1/50





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU DZAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

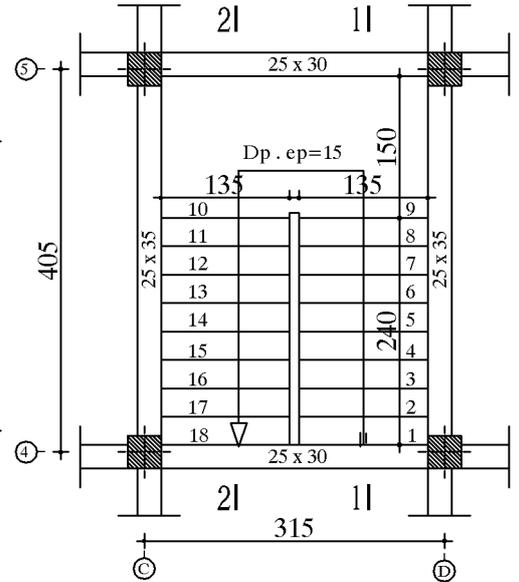
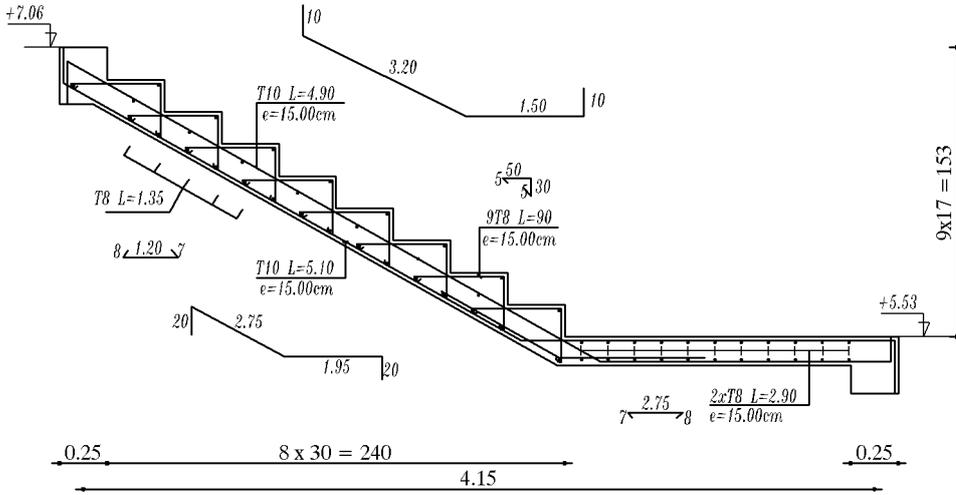
ETUDE PAR : Mr. mokhtari abdelilah		TITRE : COFFRAGE PLANCHER	
DIRIGE PAR : Mr. KANOUN		ETAGES COURANTS	
PROMOTION 2013-2014		PLANCHE N° 05	
		EGHELLE: 1/50	



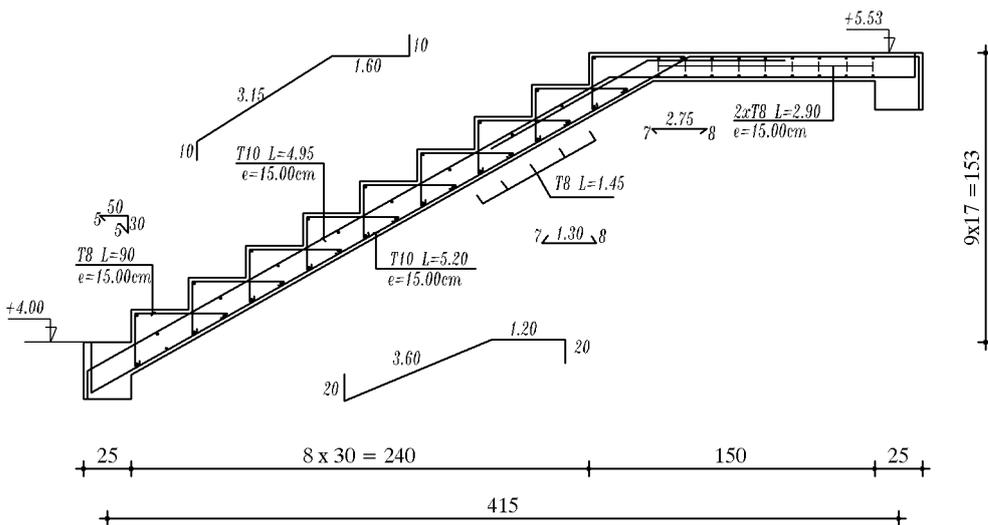
# COUPES SUR L'ESCALIER

VUE EN PLAN DE L'ESCALIER (étage courant)

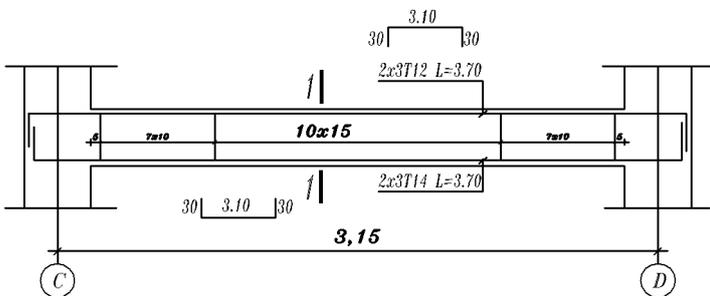
COUPE 2-2



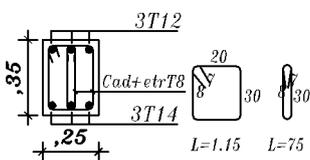
COUPE 1-1



FERRAILLAGE POUTRE PALIERE (25x35) :



COUPE 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: mokhtari abdellah  
 Mr: Hocine yacine

DIRIGE PAR :

Mr: KANOUN

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
 ESCALIER

PLANCHE N° 07

ECHELLE: 1/50



# ÉTUDE D'UN BÂTIMENT « 1 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE

## RÉSUMÉ

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation et commerciale, constitué de un sous sols, un rez-de-chaussée + 9étage implanté a Tizi ouzou qui est classé par les règles parasismiques algérienne (RPA99 V2003) come une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette étude se compose de quatre parties.

✓ La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de L'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le redimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

✓ La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

✓ L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ETABS Afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

✓ La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

En tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et les règlements parasismiques algérien RPA 99/2003.

**Mots clés :** bâtiment, béton, Etabs, Socotec, RPA 99/2003,BAEL91.