

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU



FACULTE DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



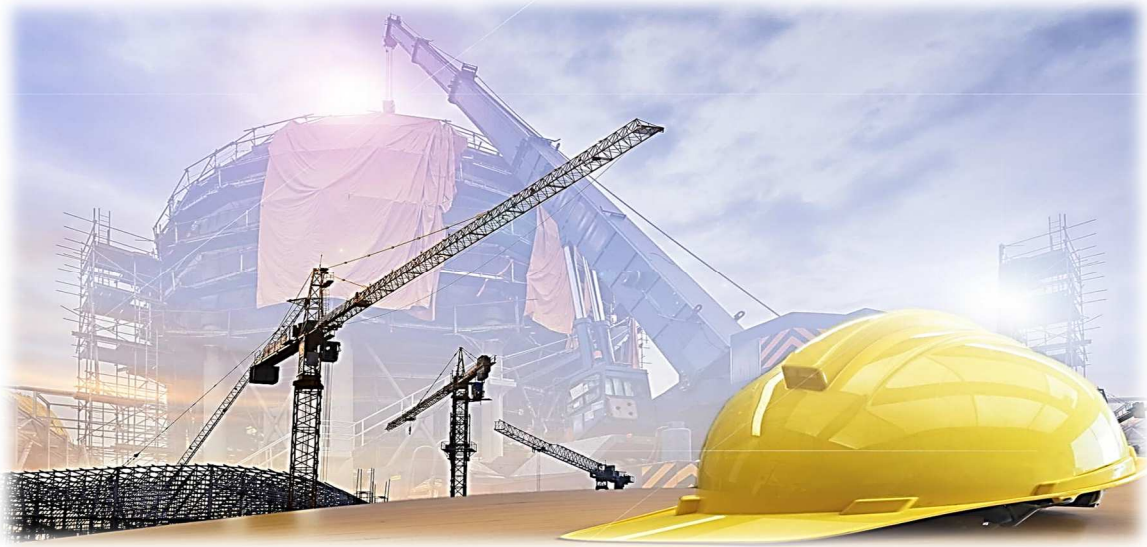
MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME MASTER EN GÉNIE CIVIL.

OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES & INDUSTRIELLES.

# Thème

**Vérification et étude de la possibilité d'extension  
d'un bâtiment réalisé R+4 étages plus Enter-sol et  
à usage d'habitation et commercial modélisé par  
ETABS**



**Réalisé par**

**M<sup>lle</sup> IBAOUENE NEDJEMA**

**M<sup>lle</sup> HENNI FERROUDJA**

**Dirigé par**

**M<sup>r</sup> AIT AIDER.H**

**Promotion 2018/2019**

---

# REMERCIEMENT

Notre premier remerciement va au BON DIEU.

Nous tenons tout d'abord à remercier Mr AIT AIDAR, qu'en qualité d'encadreur s'est toujours montré disponible, et à l'écoute, nous voudrions aussi lui témoigner notre gratitude pour sa patience et son soutien afin de mener notre travail au bon sort.

Nous exprimons nos vifs remerciements aux membres de jury d'avoir porté intérêt à notre étude.

Nous tenons aussi à remercier l'ensembles de nos enseignants tout le long de notre cursus universitaire.

Nous tenons également à remercier Mr LAKROUZ de nous avoir accueilli au sein de son bureau d'étude, de nous avoir donné confiance pour étudier et analyser son projet. Et on remercier particulièrement Mr TIDMIMT d'être une source inépuisable des informations le long de notre travail.

En dernier lieu on tient à remercier nos familles, chers amis et collègues qui nous ont rapporté leur aide et contribuer ainsi à l'élaboration de ce travail.

---

# *Dédicace*

*J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail :*

*A mes chers parents, en témoignage de ma reconnaissance ;  
qui m'ont donné un excellent modèle de labeur et de  
persévérance.*

*A mon cher frère Saadî et ma chère sœur Kahîna.*

*A toute ma famille.*

*A ma chère binôme Nedjema et sa famille.*

*A mes chères amies :*

*Yasmine, Lydia, Louisa, Dyhia, Nadia et Chafia.*

*A toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin  
à la réalisation de ce travail.*

*Ferroudja*

# *Dédicace*

*J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail :*

*A mes chers parents, en témoignage de ma reconnaissance ;  
qui m'ont donné un excellent modèle de labeur et de  
persévérance.*

*A mes chers frères et sœurs.*

*A toute ma famille.*

*A ma chère binôme Ferroudja et sa famille.*

*A mes chères amies :*

*Laïla, Lydia, Louisa, Dyhia, Nadia et Chafia.*

*A toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin  
à la réalisation de ce travail.*

*Nedjema*

# SOMMAIRE

## Problématique

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage initial

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage initial .....	1
I.3 Vérification des prédimensionnement des différent éléments .....	4

### Chapitre II : Vérification es éléments structuraux de l'ouvrage initial

II-1 Modalisation rt vérifications des exigences de RPA.....	17
II-2 Vérification des ferrillages .....	34

### Chapitre III : Etude du mur plaque

III.1 Introduction .....	91
III.2 Caractéristiques mécaniques et phisyques du sol.....	91
III.3 Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.....	92
III.4 Calcul a ELU .....	92
III.5 Calcul a ELS.....	92
III.6 Charges moyenne a considéré dans le calcul pour une bonde de 1 m.....	92
III.7 Calcules des moment sollicitants .....	93

### Chapitre IV : Calcul et vérification de la nouvelle structure

IV.1 Présentation de l'extansion .....	95
IV.2 Vérifications des exigences de RPA .....	96
IV.3 Ferrillage des élément structureux .....	113
IV.4 Calcul de l'infrastructure .....	134
IV. 5. Etude comparative.....	141

## Conclusion générale

## LISTE DES FIGURES

- Figure I.1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux
- Figure I.2 Coupe transversale d'un voile
- Figure I.3 Surface revenant au poteau le plus sollicité
- Figure I.4 Plancher terrasse
- Figure I.5 Plancher étage courant
- Figure I.6 Coupe verticale d'un mur extérieur
- Figure I.7 Charges permanentes sur les balcons
- Figure I.8 Descente des charges
- Figure II.1 Version du logiciel ETABS utilisée
- Figure II.2 Affichage en plan et en 3D
- Figure II.3 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage
- Figure II.4 Définition des appuis
- Figure II.5 Vue en 3D de la structure
- Figure II.6 Valeur de la période analytique
- Figure II.7 Pourcentage des participations modales.
- Figure II.8 Délimitation de la zone nodale
- Figure II.9 Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)
- Figure II.10 Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)
- Figure II.11 Diagramme des contraintes, S.E.T
- Figure II.12 Disposition des armatures verticales dans les voiles
- Figure II.13 Interface et calcul de la semelle filante rigide sous poteau
- Figure III.I : Schéma statique du mur plaque du RDC
- Figure V.2 Schéma de l'extension
- Figure IV.2 Valeur de la période analytique
- Figure IV.3 Pourcentage des participations modales
- Figure IV.4 Interface et calcul de la semelle filante rigide sous poteau

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Charge permanente de la terrasse

Tableau I. 1 Charge permanente de l'étage courant

Tableau I.2 Charge du mur extérieur

Tableau I.3 Charge permanente de la dalle pleine

Tableau I.4 Tableau des Coefficients de dégression des surcharge

Tableau I.6 récapitulatif des calculs et détermination des sections des poteaux

Tableau I.7 Vérification des sections des poteaux

Tableau II.5 Données du logiciel pour le centre de masse et le centre de rigidité

Tableau II.6 Vérification de l'excentricité accidentelle, sens x-x

Tableau II.7 Vérification de l'excentricité accidentelle, sens y-y

Tableau II.8 Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.

Tableau II I.9 Vérification des déplacements dans le sens transversal.

Tableau II.10 Vérification de l'effet P-Delta, sens x-x

Tableau II.11 Vérification de l'effet P-Delta, sens y-y

Tableau II.8 Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Tableau II.9 Sections d'armatures par rapport à la section du béton

Tableau II.10 Choix des ferrillages des poteaux dans le sens x-x

Tableau II.11 Choix des ferrillages des poteaux dans le sens y-y

Tableau II.12 Vérification des contraintes tangentielles

Tableau II.13 Vérifications à l'ELS (sens x-x)

Tableau II.14 Vérifications à l'ELS (sens y-y)

Tableau II.15 Vérification de la condition de non-fragilité (sens x-x).

Tableau II.16 Vérification de la condition de non-fragilité (sens y-y).

Tableau II.17 Ferrailage adopté des poteaux.

Tableau II.18 Ferrailage réel des poteaux

Tableau II.19 Ferrailage adopté et réalisé des poutres.

Tableau II.20 Ferrailage des voiles longitudinaux VL

Tableau II.21 Ferrailage des voiles transversaux VTI

Tableau II.22 Ferrailage des voiles transversaux VTII

Tableau II.23 Ferrailage calculé et réalisé des voiles

Tableau II.24 Ferrailage calculé et réalisé de l'infrastructure

Tableau IV.12 Données du logiciel pour le centre de masse et le centre de rigidité

Tableau IV.13 Vérification de l'excentricité accidentelle, sens x-x

Tableau IV.14 Vérification de l'excentricité accidentelle, sens y-y

Tableau IV.15 Vérification des déplacements dans le sens longitudinal

Tableau IV.16 Vérification des déplacements dans le sens transversal

Tableau IV.17 Vérification de l'effet P-Delta, sens x-x

Tableau IV.18 Vérification de l'effet P-Delta, sens y-y

Tableau IV.8 Choix des ferrailages des poteaux dans le sens x-x

Tableau IV.9 Choix des ferrailages des poteaux dans le sens y-y

Tableau IV.10 Vérification des contraintes tangentielles

Tableau IV.11 Vérifications à l'ELS (sens x-x)

Tableau IV.12 Vérifications à l'ELS (sens y-y)

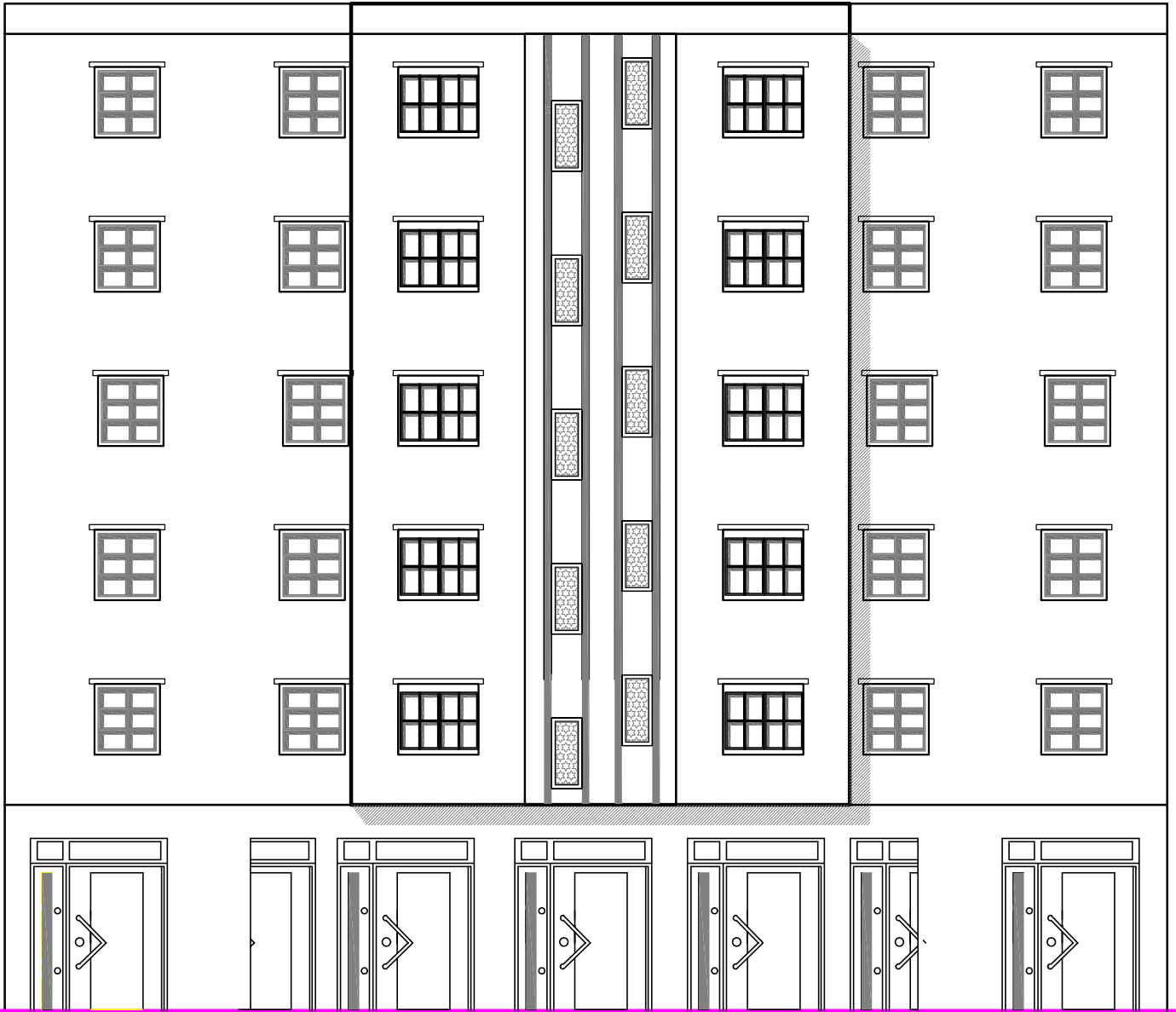
Tableau IV.13 Vérification de la condition de non-fragilité (sens x-x).

Tableau IV.14 Vérification de la condition de non-fragilité (sens y-y).

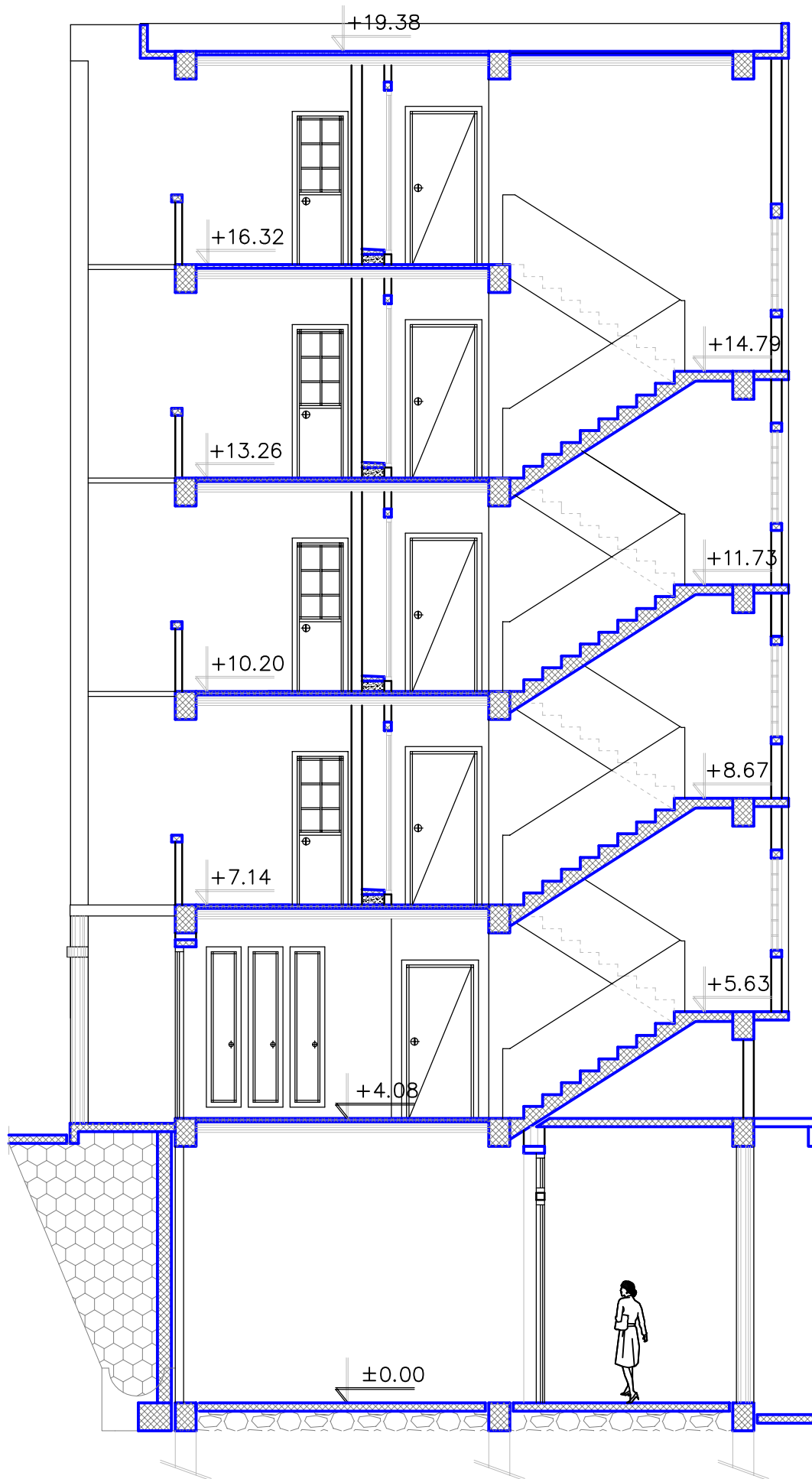
Tableau IV.15 Ferrailage des voiles longitudinaux VL

Tableau IV.16 Ferrailage des voiles transversaux VTI

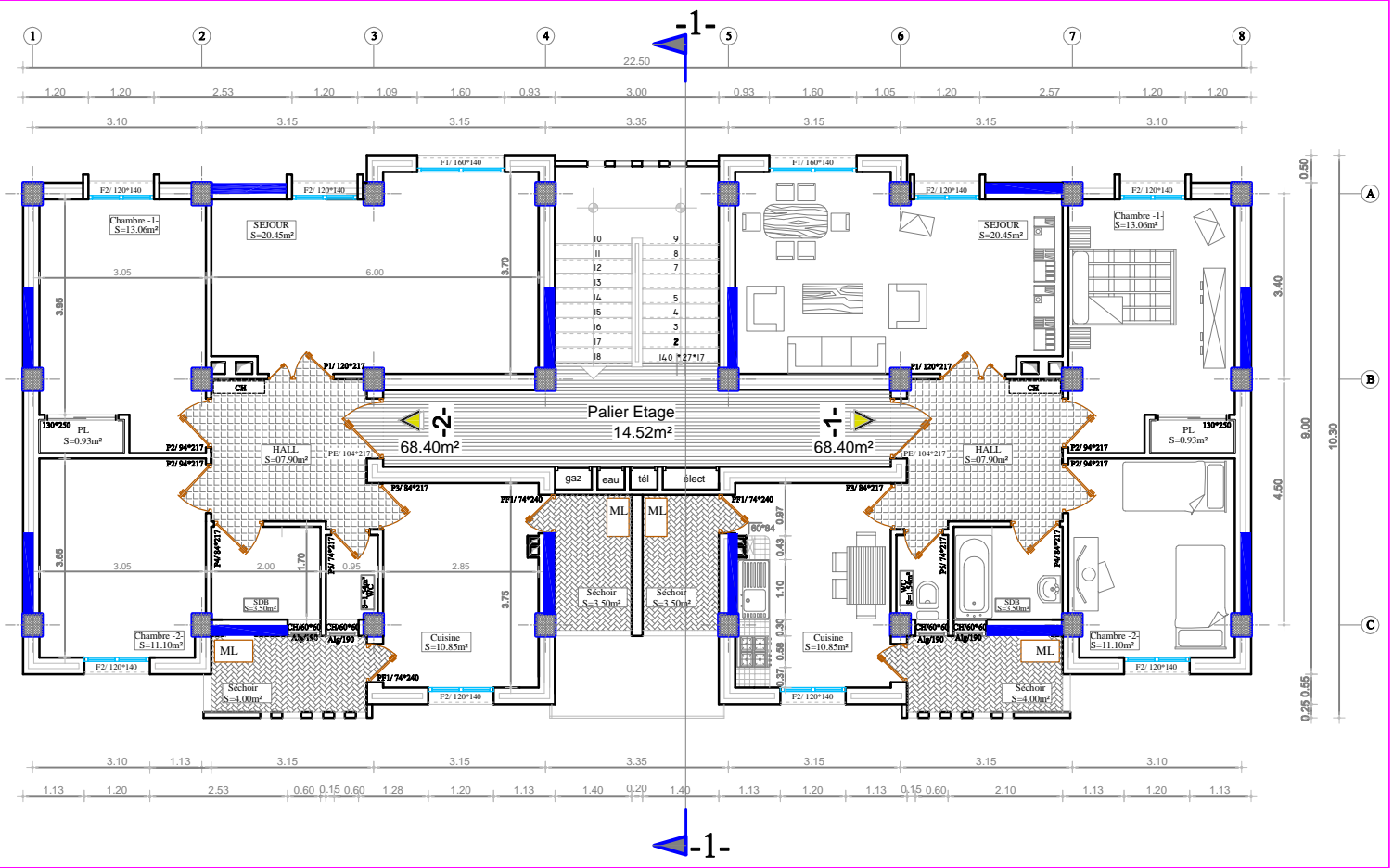
Tableau IV.17 Ferrailage des voiles transversaux VTII



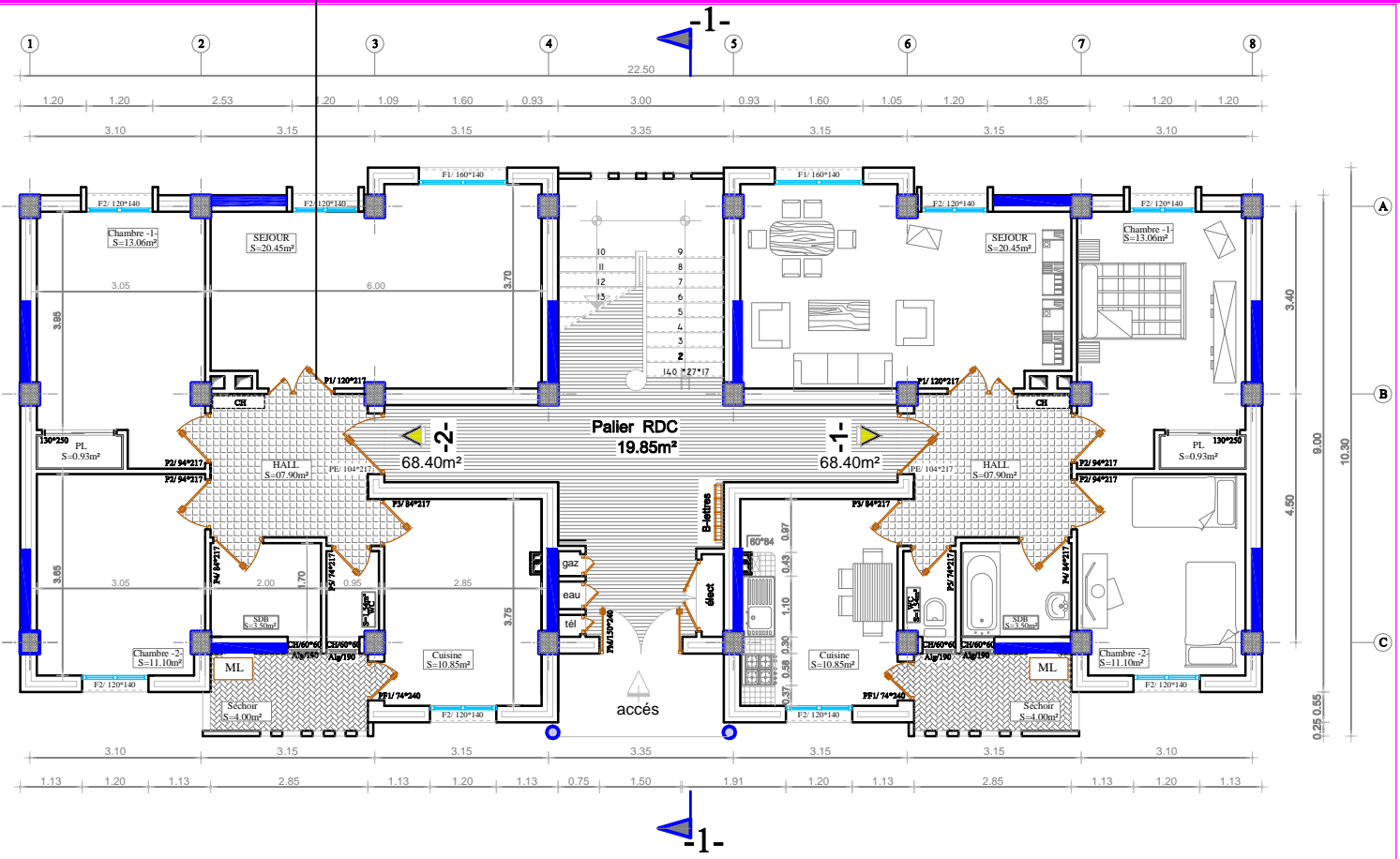
FACADE PRINCIPALE



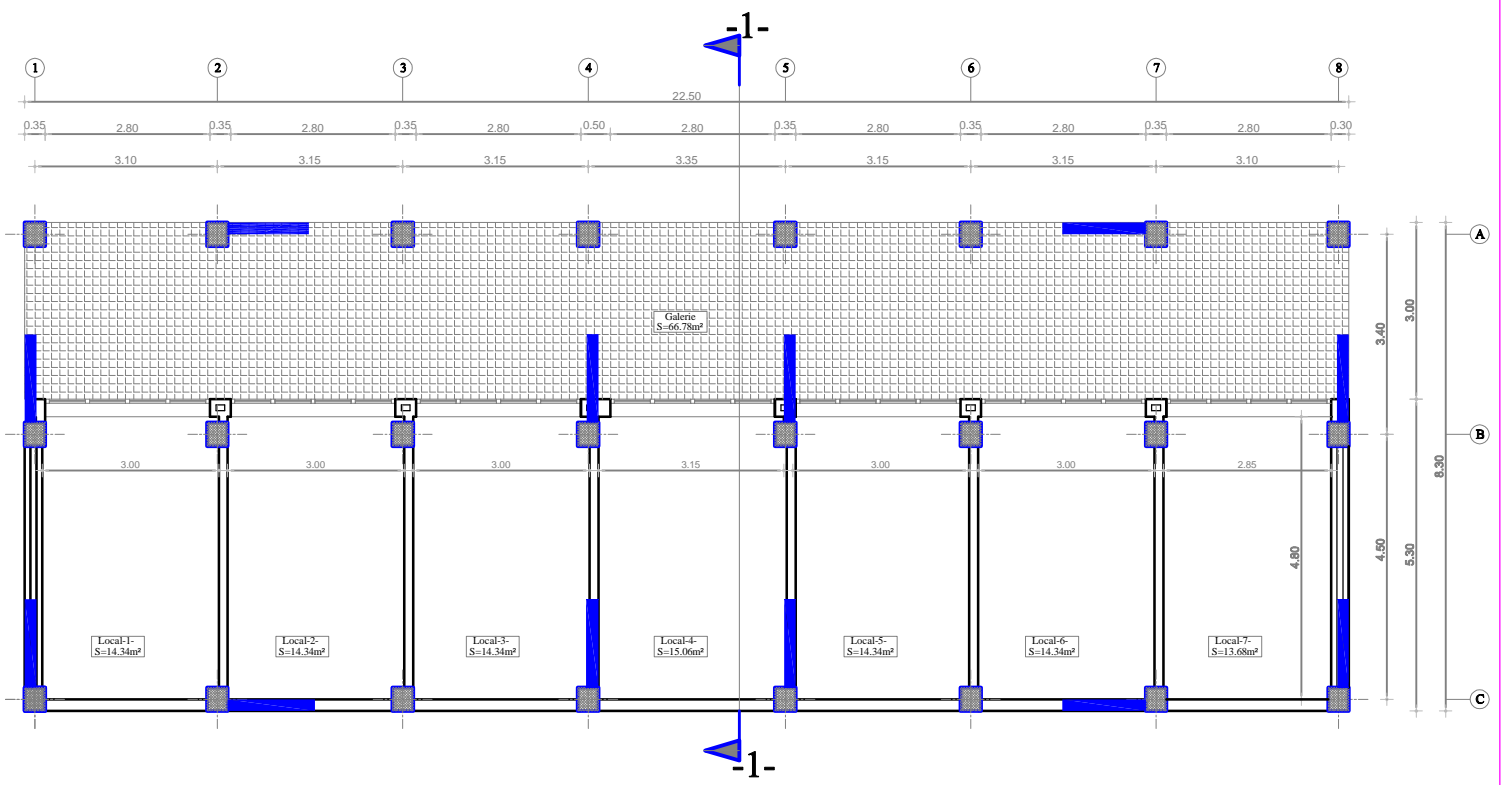
COUPE 1-1



PLAN 1er,2eme ,3eme ET 4eme ETAGE

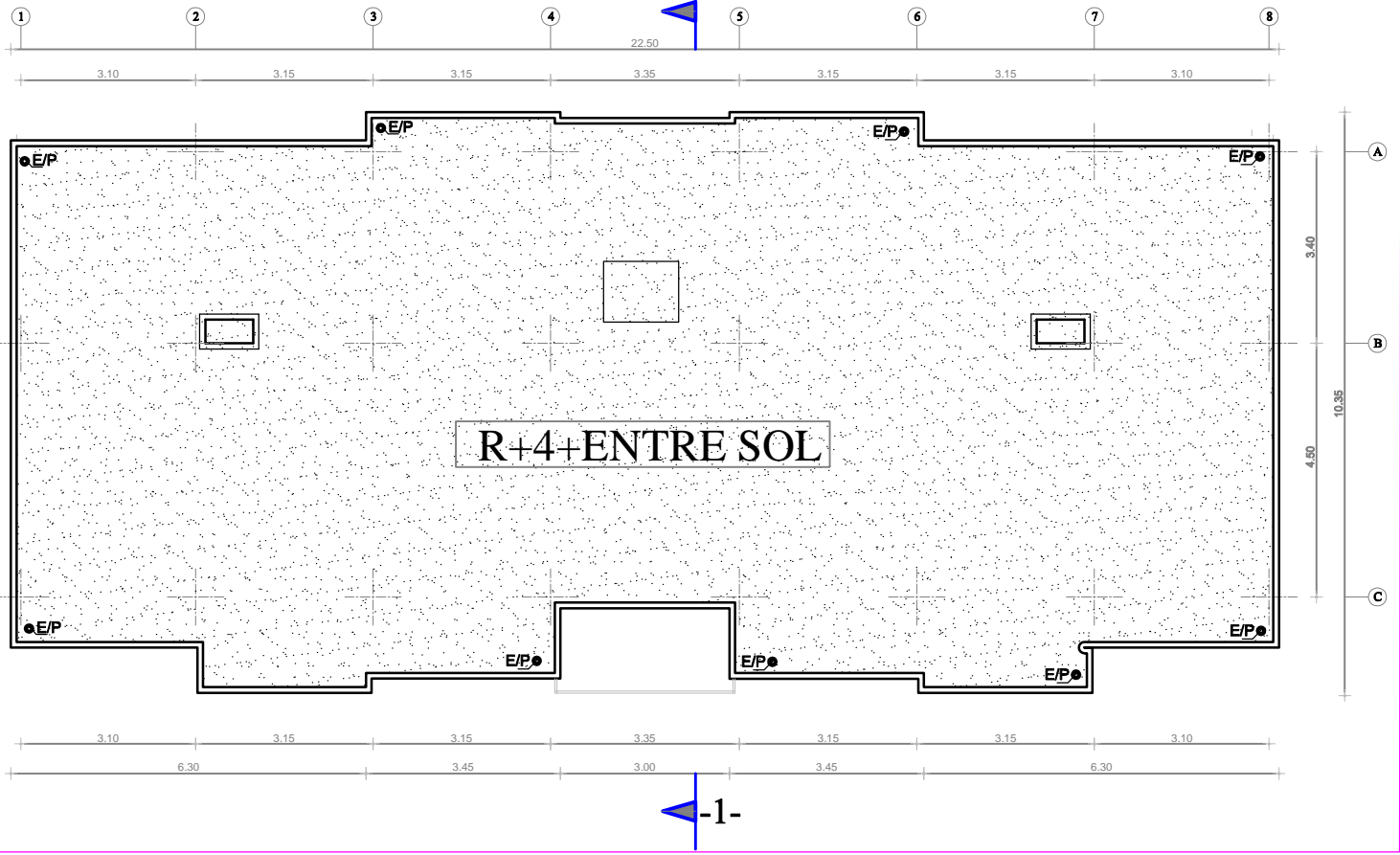


PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



**PLAN ENTRE-SOL**

-1-



PLAN DE TOITURE

***LA PROBLEMATIQUE***

Dans ce mémoire de fin d'étude, la problématique de l'extension en hauteur des bâtiments, optée souvent de manière illogique et extravagante, est posée à travers un cas particulier présenté ici. Par définition, une extension, ce sont des mètres carrés en plus dans la surface ou des mètres en plus en hauteur. Mais pas uniquement. En ouvrant l'espace, en augmentant la hauteur, on va retravailler les volumes, repenser la circulation et l'usage dans le nouveau bâtiment. Chez les maîtres d'ouvrage voire chez les propriétaires, de manière simple, cette prouesse est dictée par des considérations plutôt équivoques qui n'obéissent aucunement aux règles d'urbanisme, encore plus aux règles de calcul de la stabilité des constructions.

Le cas étudié dans ce présent mémoire est un exemple typique de cette pratique d'extensions qui a vu le jour il y a plus de 2 décennies en Algérie et particulièrement dans des régions où la surface à bâtir est insuffisante. Ce cas est un bâtiment (R+4) réalisé en 2007 de manière plus ou moins conforme aux différents documents techniques établis. Dix années plus tard, le promoteur décide d'effectuer une extension en hauteur à ce bâtiment existant, une extension de 03 étages supplémentaires.

Dans la première partie, ie, en chapitre 3, une vérification de la note de calcul de la bâtisse initiale a été entreprise.

Toutes les modifications effectuées dans le cadre de l'extension entreprise par le promoteur seront présentées dans le chapitre 5. Dans ce même chapitre une étude de la stabilité de la structure de la bâtisse modifiée est réalisée. Des tableaux récapitulatifs répertorient les écarts inacceptables à l'égard des aspects réglementaires seront signalés.

Enfin, une conclusion sera tirée sur les insuffisances que présentent toutes ces extensions sur les aspects de l'exécution et de la réglementation.

## **I.1 Introduction**

Ce chapitre sera consacré à étaler une étude plus ou moins exhaustive du premier bâtiment réalisé initialement, qui sera divisée globalement en deux parties :

Présentation de l'ouvrage réalisée.  
Vérification de l'ouvrage réalisée.

## **I.2 Présentation de l'ouvrage initial**

L'ouvrage réalisé initialement consiste en un bâtiment de 6 niveaux (R+4+Entresol) à usage d'habitation et commercial. Le bâtiment en question représente dès lors une importance moyenne (groupe d'usage 2). Il a été implanté dans la wilaya de Tizi Ouzou, classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Ses principales caractéristiques géométriques sont :

Longueur totale:	L= 22,50 m
Largeur totale :	l = 8.30 m
Hauteur d'étage courant et l'entresol :	h= 3,06 m.
Hauteur du RDC :	h =4.08 m.
Hauteur totale :	H=19.38 m.

### **I.2.1 Les principaux éléments de l'ouvrage**

- L'ossature du bâtiment est mixte, le système de contreventement est assuré par des portiques et des voiles en béton armé.
- Un plancher d'habitation est une aire plane, destiné à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol. Ses deux fonctions principales sont :
  - **Une fonction de résistance mécanique** : autrement dit le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges, (transmission des charges permanentes et des surcharges aux éléments porteurs de la structure).
  - **Une fonction d'isolation acoustique et thermique** : qui peut être assuré par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

La structure comporte deux types de planchers :

- Planchers en corps creux
- Planchers en béton armé :(Balcons ...)
- Les escaliers sont des éléments réalisés en béton armé coulés sur place, et permettent le passage à pieds entre les différents niveaux constituant le bâtiment, comportant deux volées, un palier de repos construits en dalle pleine.
- Le bâtiment comporte aussi une cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.
- La maçonnerie est composée essentiellement de :

- **Murs extérieurs** : réalisés en double cloison en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm pour tous les étages.
- **Les murs intérieurs** : en briques creuses d'épaisseur  $e = 10$  cm
  
- Les différents types de revêtements utilisés sont consignés ci-dessous :
  - Plâtre pour les cloisons intérieurs et plafonds.
  - Mortier de ciment pour les façades extérieures.
  - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
  - Revêtement en céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.
  
- Un coffrage traditionnel en bois et métallique a été utilisé tout au long de ce projet.
  
- Le choix des **fondations** a été opéré selon l'importance de l'ouvrage et la nature du sol. Dans le cas du site de réalisation du projet le sol est considéré comme étant un sol meuble  $S_3$ . La contrainte admissible du sol = 1 bars et l'ancrage minimal des fondations est  $D=2.8$ m.
  
- Un mur de soutènement était également nécessaire pour contenir les éventuelles poussées des terres. Le mur de soutènements réalisé était en béton armé.

### **I.2.2 Règlements et normes utilisés**

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

### **I.2.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés**

#### **a) Béton**

La composition du béton utilisé dans la majorité des éléments est présentée ci-dessous avec les fourchettes des dosages des différents ingrédients :

- Sable propre : 380 à 450 kg/ m<sup>3</sup>
- Gravier : 750 à 850 kg/ m<sup>3</sup>
- Ciment : 350 kg/ m<sup>3</sup>
- Eau de gâchage : 150 à 200 l/ m<sup>3</sup>

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours prise en compte pour l'étude de ce projet est :  $f_{c28} = 25$  MPa. Et la résistance caractéristique du béton à la traction à 28j jours est conventionnellement définie par la relation suivante :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$  avec :  $f_{cj} \leq 60$  MPa [Art A.2.1,12/BAEL 91. Dans ce cas : à  $t = 28$  jours,  $f_{t28} = 2,1$  MPa.

- A l'ELS,  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15$  MPa.
- A l'ELU, La contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad [\text{Art A.4. 3,41/BAEL 91}]$$

Avec

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures.
- $\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $< 1$  heure.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

**b) Aciers**

- **Des aciers à haute adhérence FeE400** correspondant à une limite d'élasticité garantie de 400 MPa ont été utilisés..

Il a été utilisé du FeE400  $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$

- **Des treillis soudés** à quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égale à:
- $E_s = 2 \times 10^5$  MPa. [Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifiées99]

**À l'ELU :**

**[Art A.4. 3, 2/ BAEL91]**

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

À L'ELS :

À fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues .D'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros Diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.

D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.

De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

➤ **Fissuration préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right). \quad [\text{Art A.4. 5, 33/ BAEL91}]$$

➤ **Fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} fe, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right). \quad [\text{Art A.4. 5, 33/BAEL91}]$$

I.3 Vérification du pré-dimensionnement des différents éléments

I.3.1 Les planchers

Les planchers sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite travée. Le schéma ci-dessous montre les dimensions retenues dans la réalisation des planchers dans ce bâtiment initial.

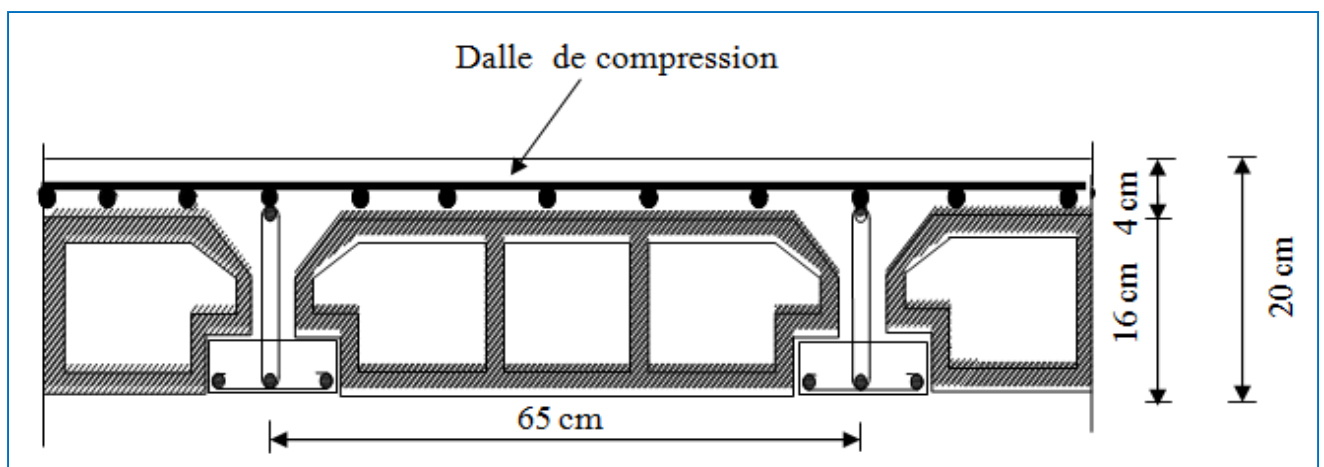


Figure I.1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

La hauteur  $h_t$  adoptée de 20 cm du plancher en corps creux vérifie la condition:  $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Où

$L_{max}$  : Portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles. (Avec  $L_{max} = 335 - 30 = 305$  cm). D'où  $h_t = 20 \text{ cm} \geq \frac{305}{22.5} = 13.55 \text{ cm}$ .

### I.3.2 Les Poutres

Les poutres principales et les poutres secondaires doivent être calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

**Hauteur :**  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ .

**Largeur :**  $0.7h \leq b \leq 0.4h$ .

Avec L : portée entre nus d'appuis.

De plus, d'après les prescriptions préconisées par le **RPA 99**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

**Largeur :**  $b \geq 20 \text{ cm}$ .

**Hauteur :**  $h \geq 30 \text{ cm}$ .

**Lerapport :**  $\frac{h}{b} \leq 4$ .

**$b_{max} \leq 1.5 + b_1$  .**

#### a) Poutres principales

$L = 450 - 25 = 425$ .

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5$       Soit :  $h = 35 \text{ cm}$ .

$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$  On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

La section des poutres principales est : **(30 x 35)  $cm^2$** .

#### b) Poutres secondaires

$L = 335 - 25 = 310 \text{ cm}$ .

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \rightarrow 20.66 \leq h \leq 31$       Soit :  $h = 35 \text{ cm}$ .

$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$       Soit :  $b = 30 \text{ cm}$ .

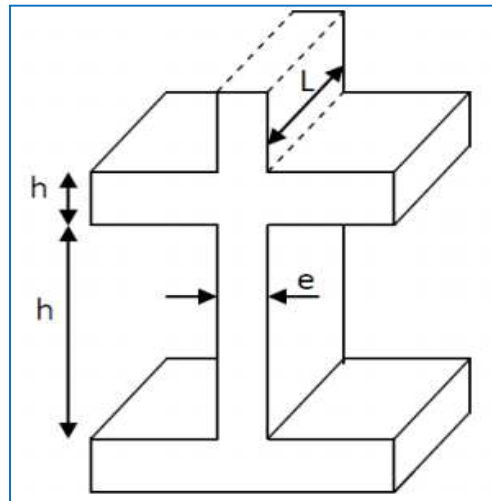
La section des poutres secondaires est : **(30 x 35)  $cm^2$** .

**c) Vérification des conditions exigées par le RPA**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35	35	<b>Condition vérifiée</b>
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	<b>Condition vérifiée</b>
$h/b \leq 4$	1.16	1.16	<b>Condition vérifiée</b>

**I.3.3 Les voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place .Ils sont destiné, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charge horizontales. Le pré-dimensionnement se fera conformément au règlement RPA 99 version 2003.



**Figure I.2 Coupe transversale d'un voile**

▪ **L'épaisseur du voile**

L'épaisseur minimale d'un voile est :  $e_p \text{ min} \geq 15\text{cm}$ .

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage  $h_e$  et des conditions aux extrémités.

Dans notre cas :

Pour le RDC et l'entresol :  $h_e = 408 - 20 = 388\text{cm} \rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} \rightarrow e \geq 19.4\text{cm}$

Épaisseur minimale :  $e \geq 15\text{ cm}$ .

Donc on prend comme épaisseur :  **$e = 20\text{ cm}$**

Pour les étages courants :  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} \rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm}$   
 Épaisseur minimale :  $e \geq 15 \text{ cm}$ .  
 On prend une épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .

▪ **Largeur des voiles**

Les voiles de contreventement doivent satisfaire la condition suivante :  $L_{\min} \geq 4.e$

Avec :

$L_{\min}$  : la portée min des voiles

$e$  : l'épaisseur des voiles pour le RDC et les étages courants  $e = 20 \text{ cm}$

$e = 20 \text{ cm} \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 \rightarrow L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$ .

**I.3.4 Les Poteaux**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :  $S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$  Avec :  $N_s = G + Q$

Avec :  $S$  : Section transversal du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 1.5 \text{ KN/cm}^2$

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau.

**a- Surface d'influence**

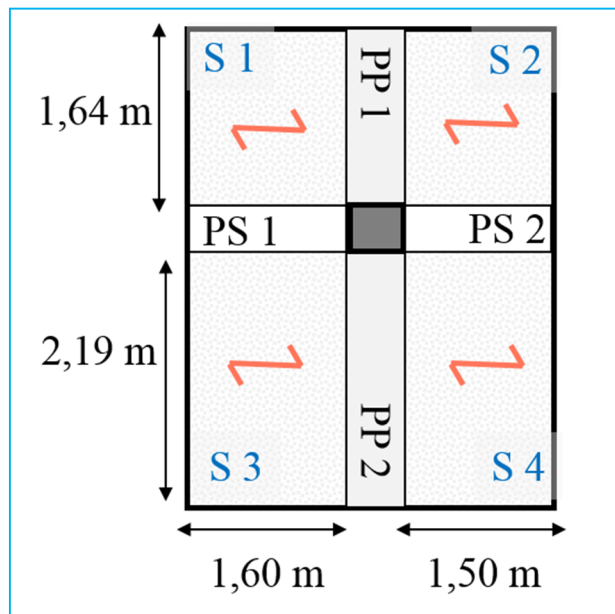


Figure I.3 Surface revenant au poteau le plus sollicité

$$S_1 = 1,6 \times 1,64 = 2,624 m^2$$

$$S_2 = 1,50 \times 1,64 = 2,46 m^2$$

$$S_3 = 1,6 \times 2,19 = 3,504 m^2$$

$$S_4 = 1,50 \times 2,19 = 3,285 m^2$$

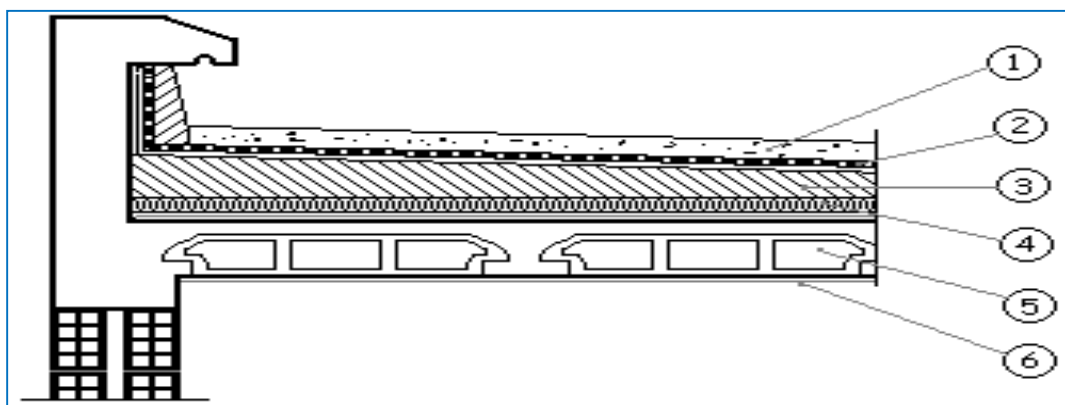
$$S = \sum S_i = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11,873 m^2.$$

**b- Localisation des charges et des surcharges**

- **Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau I 1 : Charge permanente de la terrasse**

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique + feuille de polyane	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	0,20	14	2,80
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				<b>GTOT = 5,83</b>



**Figure I.4 Plancher terrasse**

a) Plancher d'étage courant

Tableau I 2: Charge permanente de l'étage courant

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN /m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Plancher en corps creux	0,2	14	2,80
3	Couche de sable	0,03	17	0,50
4	Mortier de pose en ciment	0,20	20	0,40
5	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
6	Cloison de séparation interne	0,10	13	1,00
				<b>GTOT = 5,30</b>

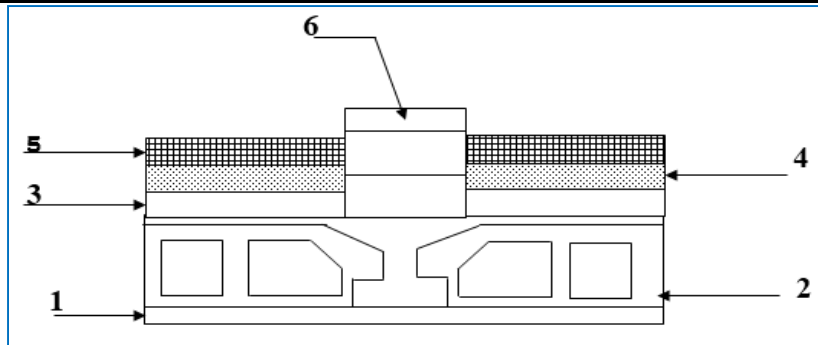


Figure I.5 Plancher étage courant

- Maçonnerie

Tableau I 3 : Charge du mur extérieur

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN /m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0,025	18	0,45
2	Mur en brique Extérieur	0,10	12	1,20
3	Lame d'air	0,05	/	0,00
4	Mur en brique creuse intérieur	0,95	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,025	10	0,25
				<b>GTOT = 2,80</b>

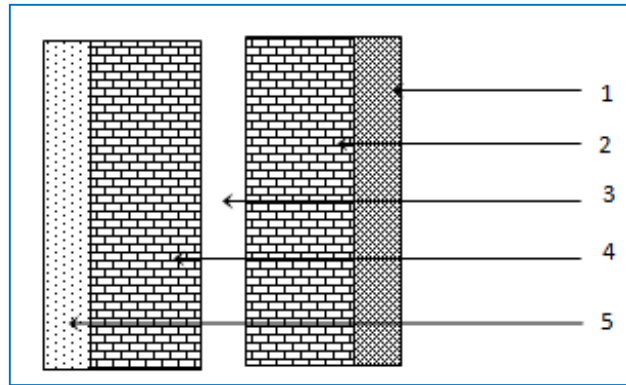


Figure I.6 Coupe verticale d'un mur extérieur

b) Dalle pleine

Tableau I 4 : Charge permanente de la dalle pleine

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN /m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Dalle pleine	0,15	25	3,75
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
6	Mur en brique creuse intérieur	0,10	13	1,30
				<b>GTOT = 6,59</b>

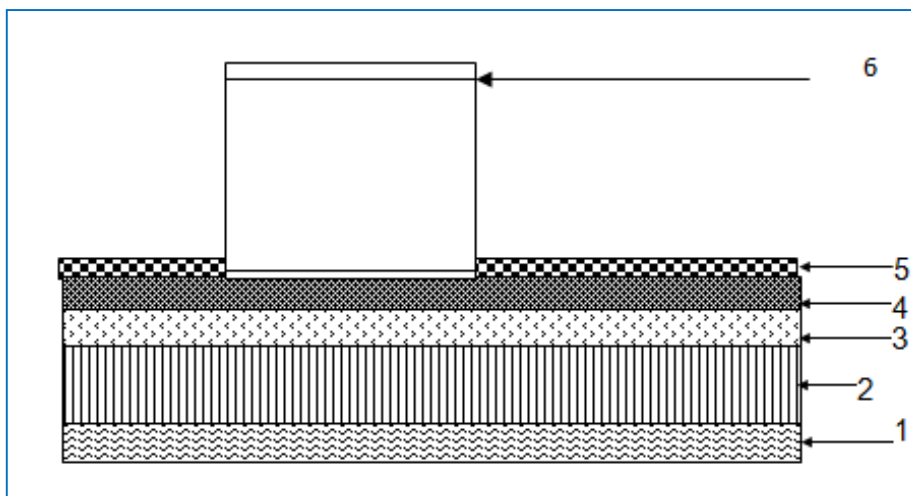


Figure I.7 Charges permanentes sur les balcons

Les surcharges d'exploitation sur les planchers sont comme suit :

$$Q_{terasse} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{étages} = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{services} = 4 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids propre des éléments et surcharges d exploitation**

➤ **Plancher terrasse :**  $G_T = 5.83 \times 11,873 = 69,220 \text{ KN}$

➤ **Plancher d'étage courant :**  $G_C = 5.3 \times 11,873 = 62,927 \text{ KN}$

Poutres principales :  $G_{PP} = (0.30 \times 0.35) \times (1,64 + 2,19) \times 25 = 10,05 \text{ KN}$

Poutres secondaires :  $G_{PS} = (0.25 \times 0.30) \times (1,60 + 1,50) \times 25 = 5,81 \text{ KN}$

➤ **Poids total des poutres ( $G_{PP} + G_{PS}$ ) :**  $P_{tot} = 15,86 \text{ KN}$

➤ **Poids des poteaux :**

Poteau de l'entresol et étage courant :  $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$

Poteau du RDC:  $GP = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.38 \text{ KN}$

- **Surcharge d'exploitation**

➤ **Plancher Entresol et étage courant :**  $Q_{ES-4} = 1.50 \times 11,873 = 17,810 \text{ KN}$

➤ **Plancher RDC à usage commercial :**  $Q_{RDC} = 4 \times 11,873 = 47,492 \text{ KN}$

**d- Dégression verticale des surcharges d'exploitation**

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée  $n > 5$ , le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

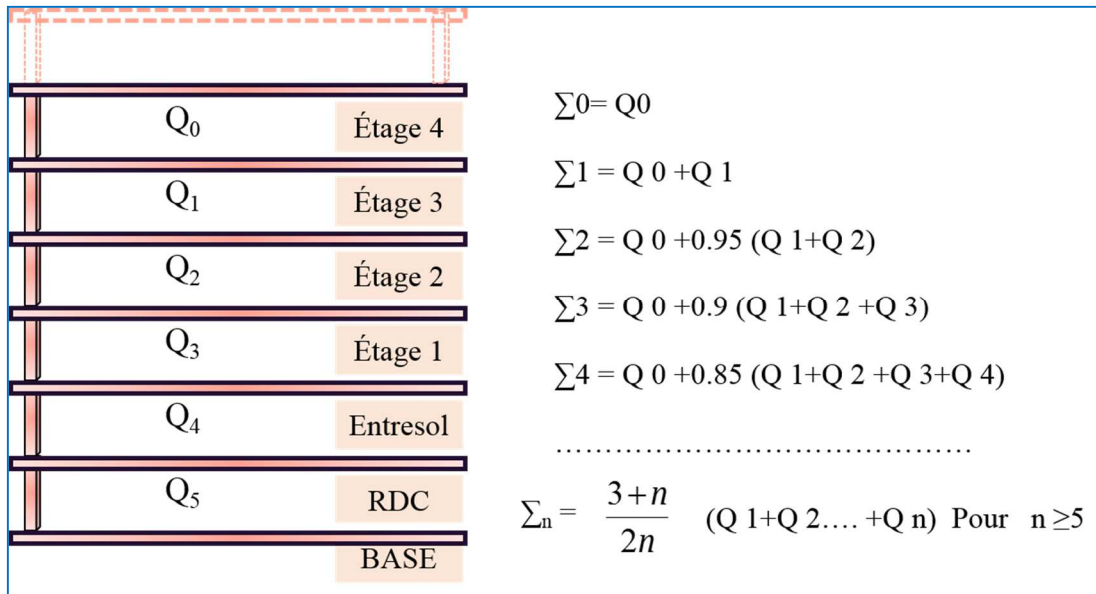


Figure I.8 Descente des charges

Tableau I 5 Tableau des Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	Étage 4	Étage 3	Étage 2	Étage 1	Entresol	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0.80

• Les surcharges Cumulées

$Niv_4:$   $Q_0 = 11,873 \text{ KN}$

$Niv_3:$   $Q_0 + Q_1 = 11,873 + 17,810 = 29,683 \text{ KN}$

$Niv_2:$   $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11,873 + 0.95 \times (17,810 \times 2) = 45,712 \text{ KN}$

$Niv_1:$   $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,873 + 0.9 \times (17,810 \times 3) = 59,96 \text{ KN}$

$Niv_{ES}:$   $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,873 + 0.85 \times (17,810 \times 4) = 72,427 \text{ KN}$

$Niv_{RDC}:$   $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,873 + 0.80 \times (17,810 \times 4 + 47,492) = 106,769 \text{ KN}$

**Tableau I 6 récapitulatif des calculs et détermination des sections des poteaux**

Niv	Charges permanentes et surcharges (KN)								Sections des Poteaux (cm <sup>2</sup> )
	G <sub>planches</sub>	G <sub>poutres</sub>	G <sub>poteaux</sub>	G <sub>t</sub>	G <sub>cum</sub>	Q <sub>cum</sub>	N= G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S <sub>trouvée</sub> N/ $\bar{\sigma}_{bc}$	S <sub>adoptée</sub>
Étage 4	69,220	15,86	/	85,08	85,08	11,873	96,953	64.64	40×40
Étage 3	62,927	15,86	4.78	83,57	168,65	29,683	198.333	132.22	40×40
Étage 2	62,927	15,86	4.78	83,57	252,22	45,712	297.932	198.62	40×40
Étage 1	62,927	15,86	4.78	83,57	335,79	59, 96	395.750	263.83	45×45
ES	62,927	15,86	4.78	83,57	419,36	72,427	491.787	327.86	45×45
RDC	62,927	15,86	6.38	85,17	504,53	106,769	611.299	407.53	45×45

**e- Vérification des sections des poteaux aux recommandations RPA 99version2003 (art7.4.1) :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone I et IIa.} \\ \text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Tableau I 7 Vérification des sections des poteaux

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculé et vérifications	Observation
40X40	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (40,40) ≥ 25cm	Vérifiée
	Min (b, h) ≥ (he/20)	Min(40,40) = 40 ≥ (286/20)=14.3	Vérifiée
	1/4 ≤ b/h < 4	1/4 ≤ 40/40 = 1 < 4	Vérifiée
45X45	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (45,45) = 40 ≥ 25cm	Vérifiée
	Min (b, h) ≥ (he/20)	Min(45,45) = 45 ≥ (388/20)=19.4 Min(45,45) = 45 ≥ (286/20)=14.3	Vérifiée
	1/4 ≤ b/h < 4	1/4 ≤ 45/45 = 1 < 4	Vérifiée

**f- Vérification des poteaux au flambement**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que la condition suivante sur l’élancement  $\lambda$  des poteaux :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec  $l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0.7h_e$ ).

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

$l_0$  = Hauteur libre du poteau .

$S$  : Section transversale des poteaux ( $S = b \times h$ ).

$h$  : Longueur libre du poteau.

$I$  : Moment d’inertie du poteau ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ).

Pour la section des poteaux on a des sections rectangulaires.

Donc :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Poteaux RDC :  $(45 \times 45) \text{cm}^2$ ,  $l_0 = 4.08 \text{m} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 408 \frac{\sqrt{12}}{45} = 21.98 < 50 \rightarrow$  condition vérifiée

Poteaux de ES et étage 1 :  $(45 \times 45) \text{cm}^2$ ,  $l_0 = 3.06 \text{m} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 306 \frac{\sqrt{12}}{45} = 16.48 < 50 \rightarrow$   
condition vérifiée

Poteaux des étages 2, 3, 4 :  $(40 \times 40) \text{cm}^2$ ,  $l_0 = 3.06 \text{m} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 306 \frac{\sqrt{12}}{40} = 18.55 < 50 \rightarrow$   
condition vérifiée

### Remarque

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

### g-Conclusion

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables. D'après nos calculs nous avons trouvé les sections des poteaux suivantes :

- $(45 \times 45) \text{cm}^2$  ; pour les niveaux .Entresol, RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- $(40 \times 40) \text{cm}^2$  ; pour les niveaux 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étages.

Dans la structure réalisée ils ont opté pour des sections des poteaux ci-dessous :

$(35 \times 40) \text{cm}^2$  ; pour les niveaux .Entresol, RDC et 1<sup>er</sup> étage.

$(30 \times 35) \text{cm}^2$  ; pour les niveaux 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étages.

### h- Vérifications des conditions de dimensionnement pour les poteaux de la structure réalisée

- **Vérification des sections**

➤ **Poteaux (35x40) :**

$$\text{Min } (35 \times 40) \geq 25$$

→ CV

$$\text{Min (35x40)} \geq (\text{he}/20) = 19.4 \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Min (35x40)} \geq (\text{he}/20) = 14.3 \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$1/4 < b/h = 1 < 4 \quad \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Poteaux (30x35) :**

$$\text{Min (30x35)} \geq 25 \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Min (30x35)} \geq (\text{he}/20) = 15.3 \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$1/4 < b/h = 1 < 4 \quad \rightarrow \text{CV}$$

• **Vérification des poteaux au flambement**

➤ **Poteaux (35x40) :**

$$\text{Entre sol : } \lambda = 0.7 \times 408 \frac{\sqrt{12}}{35} = 28.27 < 50 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage : } \lambda = 0.7 \times 306 \frac{\sqrt{12}}{35} = 21.20 < 50 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Poteaux (30x35) :**

$$2^{\text{ém}} \text{ } 3^{\text{ème}} \text{ et } 4^{\text{ème}} \text{ étages : } = 0.7 \times 306 \frac{\sqrt{12}}{30} = 24.73 < 50 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées.

## **II.1 Modélisation et vérification des exigences de RPA**

### **II.1.1 Modélisation**

#### **a) Introduction**

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

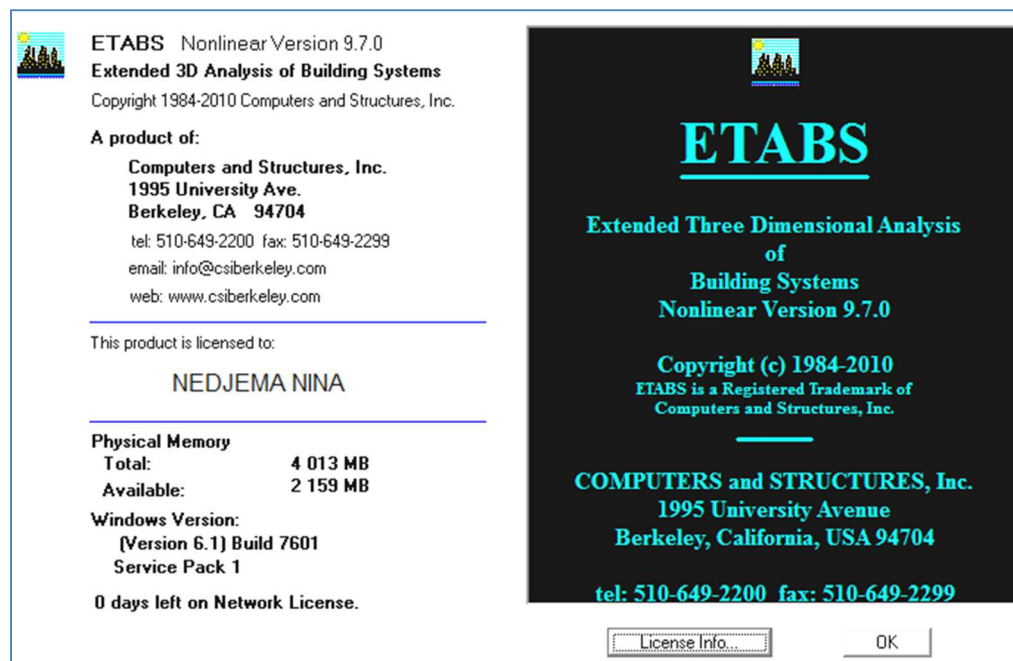
#### **b) Logiciel utilisé pour la modélisation**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analysis.

Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.7.0**



**Figure II.1** Version du logiciel ETABS utilisée

### **c) Description du logiciel ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

### **d) Manuel d'utilisation du logiciel ETABS**

Les étapes de modélisation sont résumées dans l'annexe IV :

## **II.1.2 Vérification de RPA**

### **II.1.2.1 Vérification de la période**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T = CT h_n^{3/4}$

Avec  $h_n$  hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT: coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99 version 2003. **CT = 0.05**

### **Remarque**

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que : les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_e = 0.05 \times 19.38^{3/4} = 0.46 \text{ sec.}$$

$$T_a = 0.60 \text{ sec.}$$

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

Dans notre cas :

$$1.3 \times 0.46 = 0,59 \text{ sec} < 0,60 \text{ sec} \rightarrow 1.3T_{empirique} < T_{analytique}$$

Donc on prend :  $T = 1.3 T_{empirique} = 0,59 \text{ sec}$

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.604722	75.4925	0.1918	0.0000	75.4925	0.1918	0.0000
2	0.560962	0.1322	76.5128	0.0000	75.6247	76.7046	0.0000
3	0.493385	5.5286	0.0352	0.0000	81.1533	76.7398	0.0000
4	0.184981	12.2531	0.0010	0.0000	93.4065	76.7408	0.0000
5	0.154140	0.0050	15.4171	0.0000	93.4114	92.1579	0.0000
6	0.136746	0.1266	0.0016	0.0000	93.5380	92.1595	0.0000
7	0.090697	4.2002	0.0001	0.0000	97.7382	92.1596	0.0000
8	0.068804	0.0004	5.2730	0.0000	97.7385	97.4325	0.0000
9	0.061439	0.0181	0.0000	0.0000	97.7567	97.4326	0.0000
10	0.053967	1.6345	0.0012	0.0000	99.3911	97.4337	0.0000
11	0.039286	0.0000	1.8986	0.0000	99.3912	99.3323	0.0000
12	0.037085	0.4965	0.0002	0.0000	99.8876	99.3325	0.0000

**Figure II.6 Valeur de la période analytique**

### II.2.1.2 Pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 5<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.604722	75.4925	0.1918	0.0000	75.4925	0.1918	0.0000
2	0.560962	0.1322	76.5128	0.0000	75.6247	76.7046	0.0000
3	0.493385	5.5286	0.0352	0.0000	81.1533	76.7398	0.0000
4	0.184981	12.2531	0.0010	0.0000	93.4065	76.7408	0.0000
5	0.154140	0.0050	15.4171	0.0000	93.4114	92.1579	0.0000
6	0.136746	0.1266	0.0016	0.0000	93.5380	92.1595	0.0000
7	0.090697	4.2002	0.0001	0.0000	97.7382	92.1596	0.0000
8	0.068804	0.0004	5.2730	0.0000	97.7385	97.4325	0.0000
9	0.061439	0.0181	0.0000	0.0000	97.7567	97.4326	0.0000
10	0.053967	1.6345	0.0012	0.0000	99.3911	97.4337	0.0000
11	0.039286	0.0000	1.8986	0.0000	99.3912	99.3323	0.0000
12	0.037085	0.4965	0.0002	0.0000	99.8876	99.3325	0.0000
13	0.035198	0.0012	0.0000	0.0000	99.8888	99.3325	0.0000
14	0.030946	0.0153	0.0036	0.0000	99.9041	99.3361	0.0000
15	0.028875	0.0936	0.0022	0.0000	99.9978	99.3384	0.0000
16	0.026496	0.0000	0.5168	0.0000	99.9978	99.8552	0.0000
17	0.025496	0.0001	0.0020	0.0000	99.9978	99.8572	0.0000
18	0.025175	0.0002	0.0150	0.0000	99.9980	99.8722	0.0000

**Figure II.7 Pourcentage des participations modales.**

Le mode fondamental est un mode de **translation suivant X** avec une mobilisation de masse de **75,49 %**. Le 2<sup>ème</sup> mode est une **translation suivant Y** avec une mobilisation de masse de **76,51 %**.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment à partir du **5<sup>ème</sup> mode**, d'où la condition du RPA est vérifiée.

**II.1.2.3 Vérification de l'effort tranchant à la base**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2 }  
 Zone sismique IIa } → **A = 0.15** (Tab 4.1 du RPA 99 version 2003).

➤ **Coefficient de comportement global de la structure**

Il est donné en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte portiques/voiles avec interaction → **R = 5** (Tab 4.3 du RPA 99 version 2003).

➤ **Détermination du facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Où P<sub>q</sub> est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

				Valeurs des pénalités P <sub>q</sub>		
				P <sub>q</sub>		Valeur
Critère q				Observé	Non observé	
1.	Conditions minimales sur les files de contreventement			0	0,05	0.05
2.	Redondance en plan			0	0,05	0
3.	Régularité en plan			0	0,05	0
4.	Régularité en élévation			0	0,05	0
5.	Contrôle de la qualité des matériaux			0	0,05	0
6.	Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux			0	0,10	0.1

Finalemment : **Q = 1,15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) du RPA 99 version 2003, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$T_1$  et  $T_2$  période caractéristique associée à la catégorie du site :

Valeurs de $T_1$ et $T_2$				
Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
$T_1$ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2$ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

S1	Site rocheux
S2	Site ferme
S3	Site meuble
S4	Site très meuble

$T$  : Période du bâtiment en secondes.

$T_2$  : Période caractéristique du site

$T_2=0.4$  (site ferme)

$T=0.59s$

$$T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}}$$

$$T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}}$$

$L_x$  : la longueur du bâtiment = 22.5 m

$L_y$  : la largeur du bâtiment = 9.7 m

$$T_x = 0.09 \frac{19.38}{\sqrt{22.5}} = 0.37 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \frac{19.38}{\sqrt{9.7}} = 0.56 \text{ s}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA 99 Version 2003).

$\xi = 10 \% \rightarrow \eta = 0.764 > 0.7 \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Sens longitudinal**

$T = \min (T, T_x) = 0.37 \text{ s} \rightarrow 0 < T = 0.37 \text{ s} < T_2$

$D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.764 = 1.91$

**Sens transversal**

$T = \min (T, T_y) = 0.56 \text{ s} \rightarrow T_2 < T = 0.56 \text{ s} < 3 \text{ s}$

$D_y = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.4}{0.56} \right)^{2/3} = 1.526$

**Le poids de la structure**

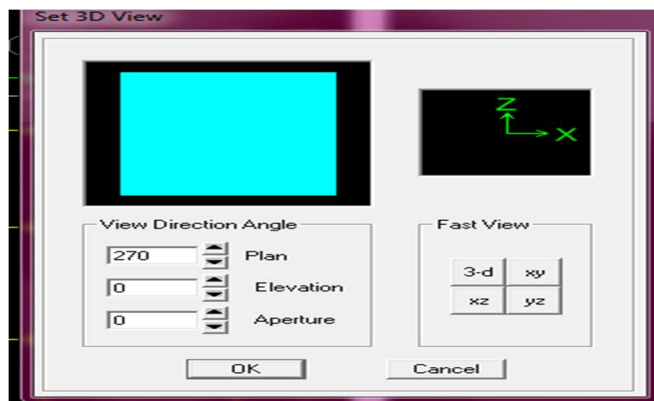
Le poids total déterminé par ETABS est : **14549.32 KN**

**Etude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R :**

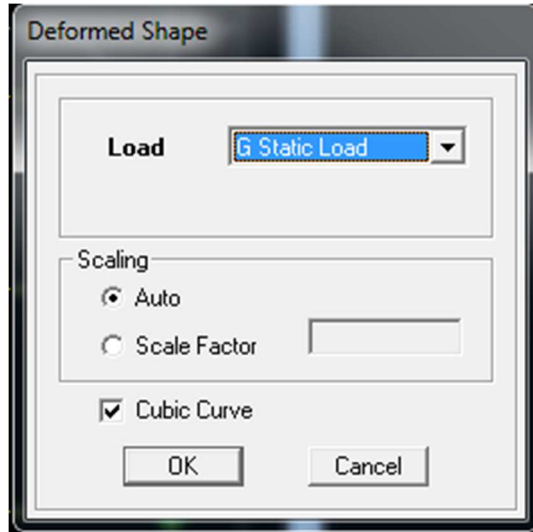
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

**View** → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour Aperture



Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E .



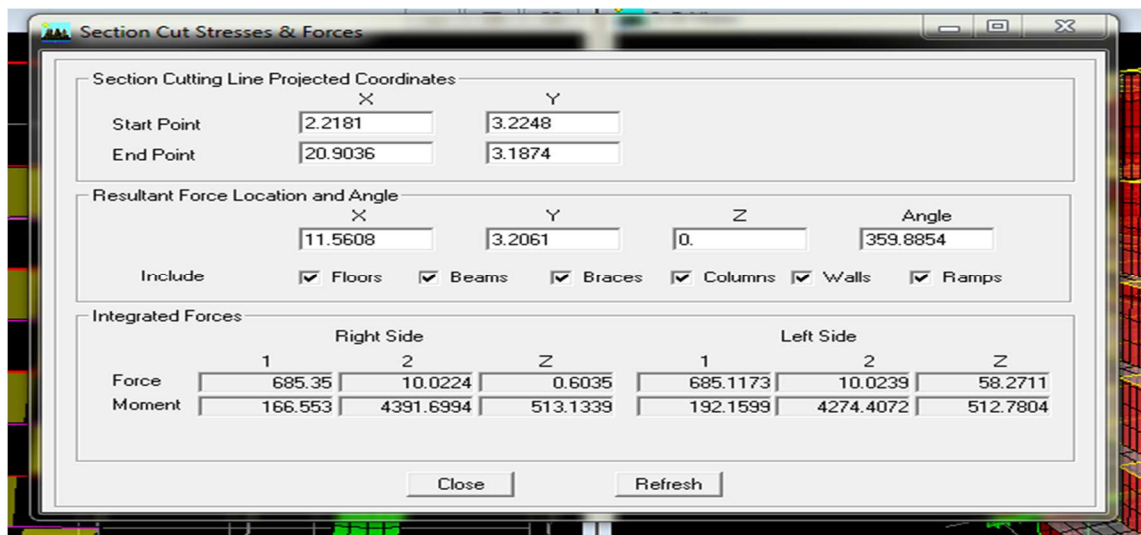
Ensuite **draw** → **draw section cut**

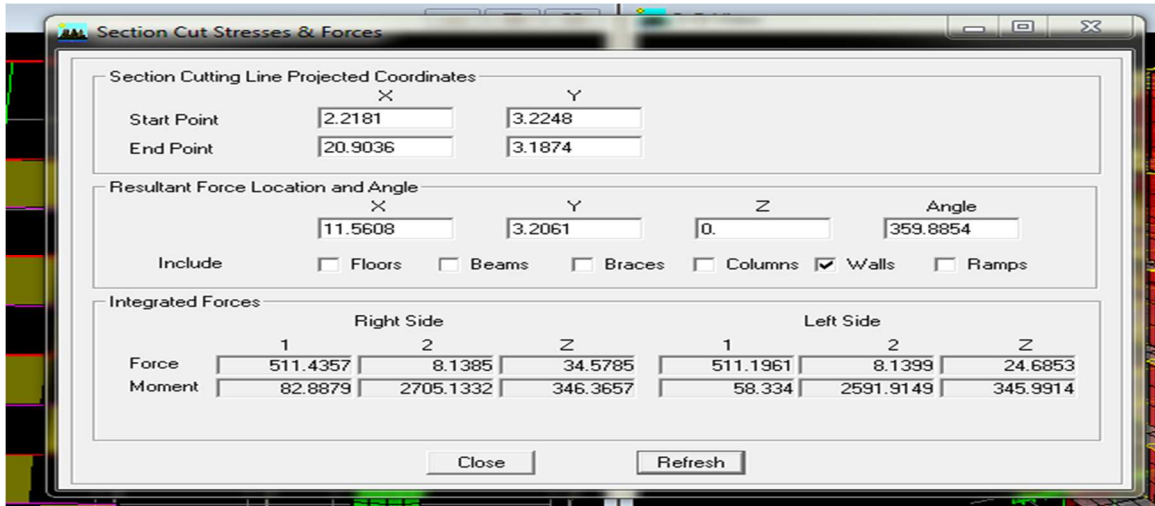
→ on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée Just a coté

Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

**Les charges horizontales :**

**Sens X-X :**





On a 685.35  $\longrightarrow$  100%

511.4357  $\longrightarrow$  X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

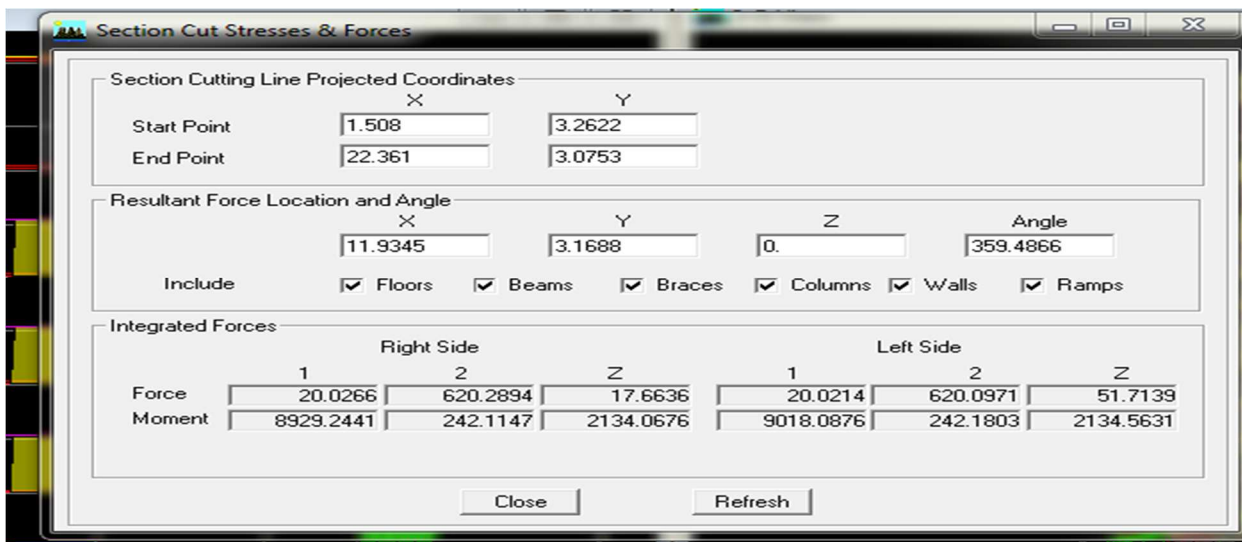
$$X = \frac{511.4357 \times 100}{685.35} = 74.62\%$$

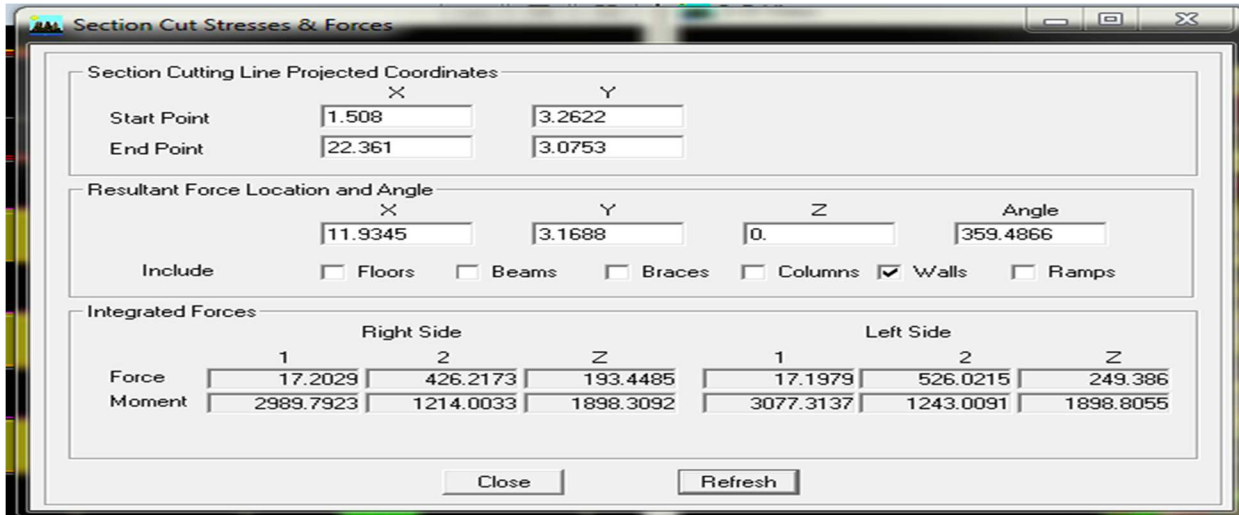
Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=74.62%
- ❖ Effort repris par les portiques=25.38%

**Sens Y-Y :**

De l'Etabs on obtient les deux tableaux suivant :





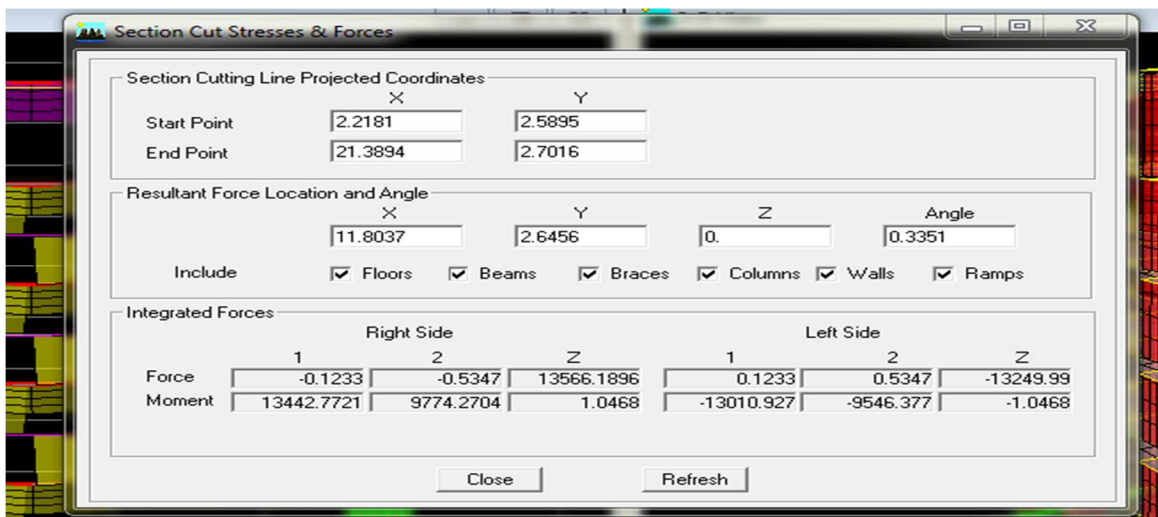
On a 620.2894 → 100%  
 426.2173 → X

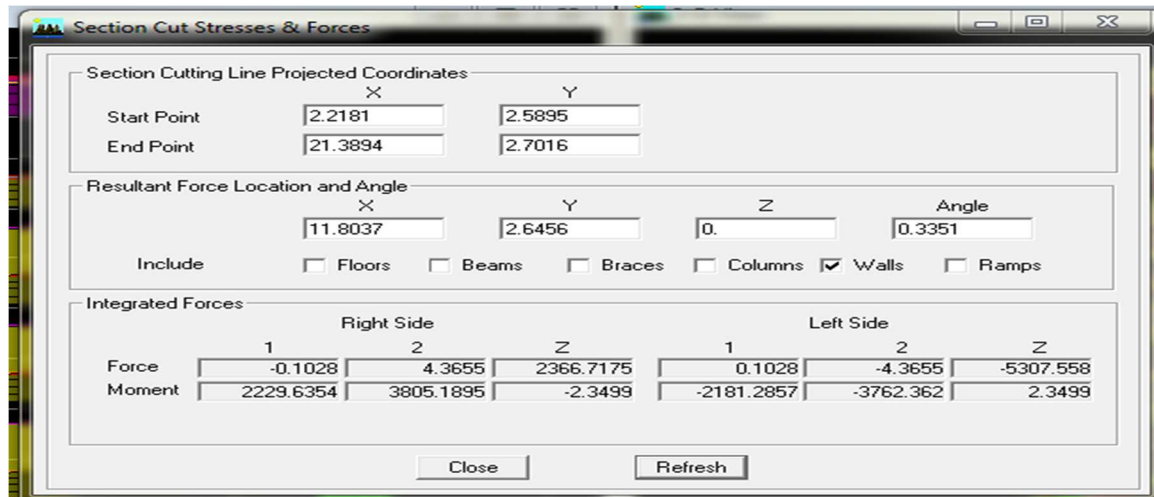
$$X = \frac{426.2173 \times 100}{620.2894} = 68.71\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=68.71%
- ❖ Effort repris par les portiques=31.29%

**Les charges vertiales :**





On a

$$\begin{array}{l} 13566.1896 \longrightarrow 100\% \\ 2366.7175 \longrightarrow X \end{array}$$

$$X = \frac{2366.7175 \times 100}{13566.196} = \mathbf{17.44\%}$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=**17.44%**
- ❖ Effort repris par les portiques=**82.56%**

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

On déduit que notre structure est contreventée par mixte portiques/voiles avec interaction  
Donc **R=5**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles  $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=5** ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse

### Calcul de la force sismique totale

#### Sens longitudinal

$$V_x = \frac{(0.15)(1.91)(1.15)}{5} 14549.32 = 958.73 \text{ KN}$$

#### Sens transversal

$$V_y = \frac{(0.15)(1.526)(1.15)}{5} 14549.32 = 765.98 \text{ KN}$$

#### II.1.2.4 Vérification de l'excentricité

## CHAPITRE II : VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX DE L'OUVRAGE INITIAL

D'après le RPA 99 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  $\pm 0.05L$  doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction (avec L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique).

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Soit :

XCCM : centre de masse.

XCR : centre de rigidité.

### Suivant le sens x-x

On doit vérifier que :  $| XCCM - XCR | \leq 5\% L_x$ . Avec  $L_x = 22.5m$ .

À partir du logiciel, on aura les valeurs suivantes :

**Tableau II.1 Données du logiciel pour le centre de masse et le centre de rigidité**

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
ETAGE 4	D1	237.2157	237.2157	11.075	3.485	237.2157	237.2157	11.075	3.485	11.082	4.308
ETAGE 3	D1	230.4054	230.4054	11.068	3.294	467.6211	467.6211	11.071	3.391	11.093	4.345
ETAGE 2	D1	231.6027	231.6027	11.043	3.316	699.2238	699.2238	11.062	3.366	11.106	4.296
ETAGE 1	D1	234.3456	234.3456	11.044	3.326	933.5694	933.5694	11.057	3.356	11.12	4.201
ES	D1	237.622	237.622	11.044	3.337	1171.1914	1171.1914	11.055	3.352	11.128	4.074
RDC	D1	251.5262	251.5262	11.062	3.518	1422.7176	1422.7176	11.056	3.381	11.098	3.957

**Tableau II.2 Vérification de l'excentricité accidentelle, sens x-x**

Niveau	XCCM	XCR	XCCM- XCR	5%L <sub>x</sub>	Condition
RDC	11.056	11.098	0.042	1.125	CV
ES	11.055	11.128	0.073	1.125	CV
Etage 1	11.057	11.12	0.063	1.125	CV
Etage 2	11.062	11.106	0.044	1.125	CV
Etage 3	11.071	11.093	0.022	1.125	CV
Etage 4	11.075	11.082	0.007	1.125	CV

Suivant le sens y-y

On doit vérifier que :  $| XCCM - XCR | \leq 5\%L_y$ . Avec :  $L_y=9.7m$

**Tableau II.3 Vérification de l'excentricité accidentelle, sens y-y**

Niveau	YCCM	YCR	YCCM- YCR	5%L <sub>y</sub>	Condition
RDC	3.352	4.074	0.450	0.485	CV
ES	3.391	4.345	0.457	0.485	CV
Etage 1	3.356	4.201	0.445	0.485	CV
Etage 2	3.366	4.296	0.470	0.485	CV
Etage 3	3.391	4.345	0.478	0.485	CV
Etage 4	3.485	4.308	0.468	0.485	CV

**II.1.2.5 Vérification de la résultante de la force sismique à la base**

La résultante des forces sismiques à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente :  $V_{dyn} > 0.8V_{stat}$

$$V_{xdyn} = 958.73 \text{ KN} \geq 0.8 \times 729.61 = 583.69 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{ydyn} = 765.98 \text{ KN} \geq 0.8 \times 758.64 = 606.91 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**II.1.2.6 Vérification de l'effort normal réduit**

$$\gamma = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec  $N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton,

B : section du poteau (bxh),

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

$$\text{Zone I : (35X40)} \quad \rightarrow \quad \gamma_1 = \frac{1017.14 \times 10^3}{(350 \times 400) \times 25} = 0.29 < 0.3 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Zone II : (30X35)} \quad \rightarrow \quad \gamma_2 = \frac{460.55 \times 10^3}{(300 \times 350) \times 25} = 0.18 < 0.3 \rightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée.

**II.1.2.7 Vérification des déplacements relatifs**

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec  $\delta_{ek}$  : déplacements dus aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

$\delta_k$  : Déplacement relatif.

**Déplacements relatifs au niveau K par rapport au niveau K-1 :**

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

D'après le RPA 99 version 2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k < \overline{\Delta_k} = 1\%h.$$

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont résumés dans les tableaux suivants :

### Sens longitudinal

**Tableau I.4 Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.**

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_{kx}(m)$	$\overline{\Delta_{kx}}(m)$	condition
6	0.0074	0.037	0.0325	0.0045	0.0306	CV
5	0.0065	0.0325	0.027	0.0055	0.0306	CV
4	0.0054	0.027	0.0205	0.0065	0.0306	CV
3	0.0041	0.0205	0.013	0.0075	0.0306	CV
2	0.0026	0.013	0.006	0.007	0.0306	CV
1	0.0012	0.006	0	0.006	0.0408	CV

### Sens transversal

**Tableau II.5 Vérification des déplacements dans le sens transversal.**

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_{kx}(m)$	$\overline{\Delta_{kx}}(m)$	condition
6	0.0071	0.0355	0.03	0.0055	0.0306	CV
5	0.006	0.03	0.0235	0.0065	0.0306	CV
4	0.0047	0.0235	0.017	0.0065	0.0306	CV
3	0.0034	0.017	0.0105	0.0065	0.0306	CV
2	0.0021	0.0105	0.0045	0.006	0.0306	CV
1	0.0009	0.0045	0	0.0045	0.0408	CV

**II.1.2.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta (P-Δ) (Art5.9 RPA99 Version 2003)**

Il faut calculer le coefficient  $\theta_K$  et le comparer avec le nombre 0.1.

Si  $\theta_K < 0.1 \rightarrow$  Les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Avec : 
$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K}$$

$P_K$  : 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.

$h_K$  : Hauteur d'étage K.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K-1.

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens longitudinal**

**Tableau I.6 Vérification de l'effet P-Delta, sens x-x**

Niveau	$V_K$ (KN)	$h_K$ (m)	$P_K$ (KN)		$\Delta_{kx}$ (m)		$P_K \Delta_{kx}$	$V_K h_K$	$\theta$	condition
6	219.86	3.06	2575.58		0.0045		11.59	672.77	0.017	CV
5	374.07	3.06	4896.35		0.0055		26.93	1144.65	0.023	CV
4	503.54	3.06	7217.13		0.0065		46.91	1540.83	0.030	CV
3	605.88	3.06	9602.17		0.0075		72.01	1853.99	0.038	CV
2	680.82	3.06	11987 .21		0.007	83.91	2083.31	0.040		CV
1	729.61	4.08	14549.32		0.006		87.29	2976.80	0.029	CV

**Sens transversal**

**Tableau II.7 Vérification de l'effet P-Delta, sens y-y**

Niveau	$V_K$ (KN)	$h_K$ (m)	$P_K$ (KN)	$\Delta_{ky}$ (m)	$P_K \Delta_{ky}$	$V_K h_K$	$\theta$	condition
6	246.07	3.06	2575.58	0.0045	11.59	752.97	0.015	CV
5	406.09	3.06	4896.35	0.0055	26.93	1242.63	0.021	CV
4	538.71	3.06	7217.13	0.0065	46.91	1648.45	0.028	CV
3	639.43	3.06	9602.17	0.0075	72.01	1956.65	0.036	CV
2	709.76	3.06	11987.21	0.007	83.91	2171.86	0.038	CV
1	758.64	4.08	14549.32	0.006	87.29	3095.25	0.028	CV

**Remarque**

Toutes les conditions sont vérifiées donc on passe à la vérification des ferraillements.

**Conclusion**

Toutes les exigences de RPA sont vérifiées.

**II.2 Vérification de ferraillement**

**II.2.1 Ferraillement des poteaux**

**a) Introduction**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers les fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferraillement des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifié à l'ELS.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$  ..... à l'ELU.
- $G + Q$  ..... à l'ELS.

- $G + Q + E$  ..... RPA 99 version 2003.
- $0,8G \pm E$  ..... RPA 99 version 2003.

Les calculs se font en tenant compte de (03) trois types de combinaisons :

- Effort normal maximal « N max » et le moment correspondant « M cor ».
- Effort normal minimal « N min » et le moment correspondant « M cor ».
- Moment fléchissant maximal « M max » et l'effort normal correspondant « N cor ».

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas le plus défavorable).

**Tableau II.8 Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.**

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$F_e(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21,74	400	400

**b) Recommandations et exigences du RPA 99 version 2003**

▪ **Armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages recommandés d'armatures par rapport à la section du béton sont :
  - Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,8 %.(b x h) (en zone IIa).
  - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 %.(b x h).
  - Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 %.(b x h).

**Tableau II.9 Sections d'armatures par rapport à la section du béton**

Section des poteaux	Section minimale (cm <sup>2</sup> )	Section maximale (cm <sup>2</sup> )	
	zone IIa	zone de recouvrement	zone courante
Poteau (40x35) cm <sup>2</sup>	11,2	84	56
Poteau (30x35) cm <sup>2</sup>	8,4	63	42

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement  $L_r = 40 \Phi_L$  (en zone IIa).
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

**c) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU**

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.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

**d) Calcul du ferrailage des poteaux**

**Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).**

**Tableau II.10 Choix des ferrillages des poteaux dans le sens x-x**

Niveau	Sec	Sollicitation	N (KN)	M(KN.m)	Nature	Max ( $A_{sup}, A_{inf}$ )	Amin	Ferrailage	A adoptée
Zone1	35x40	$N_{max}$	1017.14	4.096	SEC	0	11.2	8HA16	14.19 cm <sup>2</sup>
		$N_{min}$	-232.67	3.174	SET	3.62	11.2		
		$M_{max}$	519.73	28.456	SEC	0	11.2		
Zone2	30x35	$N_{max}$	460.55	7.769	SEC	0	8.4	8HA14	10.67 cm <sup>2</sup>
		$N_{min}$	-28.77	3.339	SET	0.76	8.4		
		$M_{max}$	66.07	19.195	SPC	0.79	8.4		

**Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).**

**Tableau II.11 Choix des ferrillages des poteaux dans le sens y-y**

Niveau	Sec	Sollicitation	N (KN)	M(KN.m)	nature	A	Amin	Ferrailage	A adoptée
Zone1	35x40	$N_{max}$	1017.14	0.603	SEC	0	11.2	8HA16	14.19 cm <sup>2</sup>
		$N_{min}$	-232.67	0.735	SET	3.42	11.2		
		$M_{max}$	539.15	- 41.084	SPC	0	11.2		
Zone2	30x.35	$N_{max}$	460.55	4.963	SPC	0	8.4	8HA14	10.67 cm <sup>2</sup>
		$N_{min}$	-28.77	7.482	SPC	1.28	8.4		
		$M_{max}$	290.38	- 23.937	SEC	0	8.4		

**e). Vérifications à l'ELU**

➤ **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**Diamètre des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm.} \quad \rightarrow \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm.}}$$

$\phi_l$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

**Espacement des armatures transversales**

- Selon le BAEL 91, Art A8.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}.$$

Avec  $a$  : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

- Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- ✓ En zone courante

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1,4.$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm.}$$

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

- ✓ En zone nodale

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm}\}.$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,4; 15 \text{ cm}\}.$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm.}$

**Calcul des armatures transversales selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2 formule (7.1)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier.

- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

Section du poteau	Hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	$\rho_a$
E-S 35X40	4.08	7.14	2.5
RDC+1 <sup>er</sup> 35X40	3.06	5.355	2.5
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> 30X35	3.06	6.12	2.5

### Calcul des armatures

- Poteaux (35 x 40)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Zone nodale :  $A_t = \frac{2.5 \times 28.86 \times 10^3}{40 \times 400} 10 = 45.09 \text{mm}^2$ .

Zone courante :  $A_t = \frac{2.5 \times 28.86 \times 10^3}{40 \times 400} 15 = 67.64 \text{mm}^2$ .

- Poteaux (30 x 35)

Zone nodale :  $A_t = \frac{2.5 \times 31.21 \times 10^3}{35 \times 400} 10 = 55.73 \text{mm}^2$ .

**Zone courante:**  $A_t = \frac{2.5 \times 31.21 \times 10^3}{35 \times 400} 15 = 83.59 \text{mm}^2.$

**Vérification de la quantité d'armatures transversales**

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec  $b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

✓ **En zone courante**

Poteaux (35×40) :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 < A_{ad} = 2.01 \text{cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

Poteaux (35×40) :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 2.76 < A_{ad} = 1.8 \text{cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

Poteaux (30×35) :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 < A_{ad} = 2.01 \text{cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

Poteaux (30×35) :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 < A_{ad} = 2.01 \text{cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

✓ **En zone nodale**

Poteaux (35×40) :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 < A_{ad} = 2.01 \text{cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

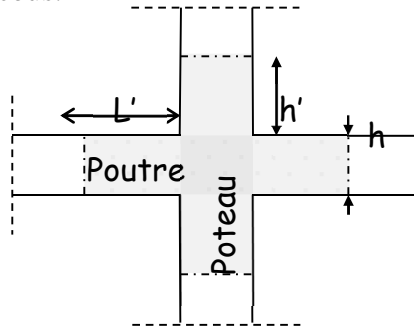
Poteaux (35×40) :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 2.01 \text{cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

Poteaux (45×45) :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 < A_{ad} = 2.01 \text{cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

Poteaux (40×40) :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 2.01 \text{cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

**Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



**Figure II.8 Délimitation de la zone nodale**

**$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$  (Art.7.4.2.1).**

**$h_e$**  la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire..

✓ **Poteaux (35 x 40) de l'entresol**

$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{408-35}{6}; 35; 40; 60 \text{ cm}).$

$h' = \text{max} (62,16; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{65 \text{ cm}}.$

✓ **Poteaux (35 x 40) : E.S+ RDC+1<sup>er</sup> étage**

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 35; 40; 60 \text{ cm}).$

$h' = \text{Max} (45,16; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}.$

✓ **Poteaux (30x 35) : 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage**

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 30; 35; 60 \text{ cm}).$

$h' = \text{Max} (45,16; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}.$

La longueur minimale des recouvrements est comme suit :

Pour la zone IIa :  $L_r = 40 \Phi$ .

Diamètre des barres (mm)	$L_r$ (cm)
16	64
14	56

**e) Vérification des contraintes tangentielles (RPA 99 version 2003 ; Art.7.4.3.2)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{b=\frac{T_u}{bd}} \leq (\bar{\tau}_u ; \tau_{bu}).$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \rho_b = 0.075. \\ \lambda_g < 5 & \rho_b = 0.04. \end{cases}$$

**Tableau II.12 Vérification des contraintes tangentielles**

poteau	b(cm)	d(cm)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_{bu}$	Condition
35x40	35	37	28.86	7.14	0.075	0.222	3.33	1.875	CV
				5.35					
30x35	30	32	31.21	6.12	0.075	0.325	3.33	1.875	CV

**f) Vérifications à l'ELS**

▪ **Vérification des contraintes l'ELS**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \quad \rightarrow \quad \text{Section entièrement comprimée.}$$

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$  Section partiellement comprimée.

**Vérification d'une section entièrement comprimée**

- On calcule l'air de la section homogène totale :

$$S = bh + 15(A_s + A'_s).$$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2].$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}.$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}.$$

**Remarque**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

**Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + Lc$$

Avec

- $y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
- $y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
- $Lc$  : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Les paramètres sont déterminés comme suit :

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + py_2 + q = 0$ .

$$L_c = \frac{h}{2} + C_s.$$

$$P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c).$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c).$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right). \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right). \\ y_3^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right). \end{array} \right.$$

Avec :  $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$  et  $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$ .

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$ .

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 + c')^2].$$

Finalement :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

**Les contraintes obtenues sont :**

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

**Remarque**

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SOCOTEC et sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.13 Vérifications à l'ELS (sens x-x)**

Niveau	Sec	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Zone1	35x40	$N_{max}$	-785.9	-5.505	5.43	4.51	15	80.4	68.7	400	CV
		$N_{min}$	232.67	3.174	0	0	15	-208.4	-177.4	400	CV
		$M_{max}$	-519.73	28.456	0.91	5.67	15	18.9	79.7	400	CV
Zone2	30x35	$N_{max}$	-346.64	-5.261	3.59	2.24	15	52.1	35.4	400	CV
		$N_{min}$	28.77	3.339	0	0	15	-56.1	-6.21	400	CV
		$M_{max}$	-66.07	19.195	0	4.01	15	-81.2	46.9	400	CV

**Tableau II.14 Vérifications à l'ELS (sens y-y)**

Niveau	Sec	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Zone1	35x40	$N_{max}$	-785.9	-21.633	6.78	3.16	15	97.7	51.5	400	CV
		$N_{min}$	232.67	0.735	0	0	15	-196.5	-189.3	400	CV
		$M_{max}$	-539.15	-41.084	6.85	0	15	95	7.31	400	CV
Zone2	30x35	$N_{max}$	-346.64	2.199	2.63	3.2	15	40.2	47.3	400	CV
		$N_{min}$	28.77	7.482	0	1.07	15	86.2	6.46	400	CV
		$M_{max}$	-290.38	-23.937	5.58	0	15	75.5	-3.44	400	CV

**Conclusion**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = \frac{0.23x_b x_d x f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445x_d}{e_s - 0.185x_d} \right].$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.15 Vérification de la condition de non-fragilité (sens x-x).**

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	h/6	OBS	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Obs
35×40	N <sub>max</sub> -M <sub>cor</sub>	785.9	5.505	0.70	6.66	SEC	3.7636	8HA16	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>cor</sub>	-232.67	3.174	1.36	6.66	SET	3.7657		CV
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	519.73	28.456	-5.47	6.66	SEC	3.7439		CV
30×35	N <sub>max</sub> -M <sub>cor</sub>	346.64	5.261	1.51	5.58	SEC	2.8796	8HA14	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>cor</sub>	-28.77	3.339	11.60	5.58	SPC	2.9080		CV
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	66.07	19.195	-29.05	5.58	SPC	2.7991		CV

**Tableau II.16 Vérification de la condition de non-fragilité (sens y-y).**

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	h/6	OBS	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Obs
35×40	N <sub>max</sub> -M <sub>cor</sub>	785.9	21.633	2.75	6.66	SEC	3.7702	8HA16	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>cor</sub>	-232.67	0.735	0.31	6.66	SET	3.7623		CV
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	539.15	41.084	7.62	6.66	SPC	3.7861		CV
30×35	N <sub>max</sub> -M <sub>cor</sub>	346.64	2.199	-0.63	5.58	SEC	3.8737	8HA14	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>cor</sub>	-28.77	7.482	26.00	5.58	SPC	2.9502		CV
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	290.38	23.937	8.24	5.58	SPC	2.8984		CV

**Remarque**

La vérification de la condition de non-fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les sections entièrement comprimées.

**Conclusion :**

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

**g) Comparaison des ferrillages****Tableau II.17 Ferrillage adopté des poteaux.**

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Coupes schématiques
E.S RDC 1 <sup>er</sup>	35x40	8HA16	1 cadre et 1 losange(HA8)	
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	30x35	8HA14	1 cadre et 1 losange(HA8)	

**Tableau II.18 Ferrillage réel des poteaux.**

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Coupes schématiques
E.S RDC 1 <sup>er</sup>	35x40	8HA16	1 cadre et 1 losange(HA8)	
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	30x35	8HA14	1 cadre et 1 losange(HA8)	

**Remarque**

Les ferrailages réalisés sont vérifiés.

**II.2.2 Ferrailage des poutres**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

**La combinaison fondamentale** ELU :  $1.35 G + 1.5Q$ .

**La combinaison accidentelle** RPA 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$

**a) Recommandation du RPA 99 version 2003**

▪ **Armatures longitudinales**

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

La section minimale pour les poutres principales et les poutres secondaires est :

$$A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

➤ **En zone courante**

$$A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{pour les poutres principales et les poutres secondaires.}$$

➤ **En zone de recouvrement**

$$A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{pour les poutres principales et les poutres secondaires.}$$

La longueur de recouvrement est de **40Ø** en zone  $II_a$ .

On doit avoir un espacement maximal de 10 cm entre deux cadres par nœud.

▪ **Armatures transversales**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b.$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné par :

En zone nodale :  $S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right).$

En zone courante :  $S_t = \frac{h}{2}.$

**b) Exposé de la méthode de calcul des armatures longitudinales**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Calcul de moment réduit  $\mu$  : 
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}.$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}.$

**Si  $\mu < \mu_b = 0.392$  → La section est simplement armée (SSA).**

i.e. La section ne contiendra que les aciers tendus.

Donc : 
$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} & \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \\ A_{sc} = 0. \end{cases}$$

**Si  $\mu > \mu_b = 0.392$  → La section est doublement armée (SDA).**

i.e. La section contiendra les aciers tendus ainsi que les aciers comprimés ( $A_{sc} \neq 0$ ).

On doit calculer :  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}.$

$$\Delta M = M_u - M_r.$$

Donc : 
$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

**c) Calcul des armatures longitudinales**

▪ **Exemple de calcul**

✓ **Pour la Situation durable**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu = \frac{40.456 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.092 < \mu_b \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.092 \rightarrow \beta = 0.951.$$

$$A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{40.45 \times 10^5}{0.951 \times 32 \times 348 \times 10^2} = 3.82 \text{ cm}^2.$$

✓ **Pour la Situation accidentelle**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu = \frac{42.922 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 21.74} = 0.064 < \mu_b \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.064 \rightarrow \beta = 0.967.$$

$$A_{st} = \frac{42.922 \times 10^5}{0.967 \times 32 \times 400 \times 10^2} = 3.36 \text{ cm}^2.$$

La suite des calculs est résumée dans les tableaux suivants :

**Ferraillage des poutres principales**

✓ **Poutres or voiles à l'ELU**

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
travée	40.456	0.092	SSA	0.951	3.82	5.25	3HA12fil+3HA12chap =6.78
appuis	-57.793	0.132	SSA	0.929	5.58	5.25	3HA14fil+3HA12chap =8.01

✓ **Combinaison accidentelle**

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
travée	42.922	0.064	SSA	0.967	3.36	5.25	3HA12fil+3HA12chap =6.78
appuis	-61.328	0.092	SSA	0.952	5.03	5.25	3HA14fil+3HA12chap =8.01

✓ **Poutres sous voiles**

On retrouve la même chose pour les poutres or voile que pour les poutres sous voiles, tel que :

A l' ELU :  $M_u^t = 40.456$  KN.m.

$M_u^a = 57.793$  KN.m.

Combinaison accidentelle :  $M_u^t = 42.922$  KN.m.

$M_u^a = 61.328$  KN.m.

Donc pour la suite des calculs on ne considère qu'un seul cas.

**Ferraillage des poutres secondaire**

✓ **l'ELU**

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
En travée	19.857	0.045	SSA	0.977	1.82	5.25	3HA12fil+3HA12chap =6.78
Aux appuis	-29.590	0.068	SSA	0.965	2.75	5.25	3HA12fil+3HA12chap =6.78

✓ **Combinaison accidentelle**

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
travée	37.795	0.056	SSA	0.971	3.04	5.25	3HA12fil+3HA12chap = 6.78
appuis	-54.797	0.082	SSA	0.957	4.47	5.25	3HA12fil+3HA12chap = 6.78

**d) Vérification des conditions exigées par le RPA 99 version 2003 par apport aux sections minimales**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres de 0.5% en toute section.

**Pour les poutres principales**

$$A_{min}=5.25\text{cm}^2.$$

$$A_{tot}^t=3T12\text{fil}+3T12\text{chap}=6.78\text{cm}^2 > A_{min}=5.25\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{tot}^a=3T14\text{fil}+3T12\text{chap}=8.01\text{cm}^2 > A_{min}=5.25\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

**Pour les poutres secondaires**

$$A_{min}=5.25\text{cm}^2.$$

$$A_{tot}^t=3T12\text{fil}+3T12\text{chap}=6.78\text{cm}^2 > A_{min}=5.25\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{tot}^a=3T12\text{fil}+3T12\text{chap}=6.78\text{cm}^2 > A_{min}=5.25\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

**e) Vérification à l'ELU**

**1) Condition de non fragilité**

Il faut vérifier que  $A_s > A_{min}$ .

Avec : 
$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 \text{ (pour les poutres principales et les poutres secondaires).}$$

$A_s > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition Vérifiée.

## 2) Vérification aux cisaillements

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$ .

Dans le cas où la fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible) la contrainte  $\bar{\tau}_u$  égale à :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd}.$$

$V_u^{max}$  : Effort tranchant maximal à l'ELU.

Poutres principales (30x35) :  $\tau_{u1} = \frac{93.13 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Poutres secondaires (30x35) :  $\tau_{u1} = \frac{62.46 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.65 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

## 3) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis

On doit vérifier que :  $V_u \leq \bar{V}_u$ .

Avec :  $\bar{V}_u = 0.4 a b \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad a = 0.9d$ .

### ✓ Pour la Situation durable

$$\bar{V}_u = 0.4 b 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 32 \times \frac{2.5}{1.5} = 576 \text{ KN.}$$

- **Poutres principales :**  $V_u = 93.13 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 576 \text{ KN} \rightarrow$  Condition Vérifiée.
- **Poutres secondaires :**  $V_u = 62.46 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 576 \text{ KN} \rightarrow$  Condition Vérifiée.

### ✓ Pour la Situation accidentelle

$$\bar{V}_u = 0.4 \text{ b } 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 32 \times \frac{2.5}{1.15} = 751.3 \text{ KN.}$$

- **Poutres principales :**  $V_u = 93.13 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 751.3 \text{ KN} \rightarrow$  Condition Vérifiée.
- **Poutres secondaires :**  $V_u = 62.46 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 751.3 \text{ KN} \rightarrow$  Condition Vérifiée.

#### 4) Vérification des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ .

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$  ;  $\Psi_s = 1.5$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

- **Poutres principales**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{93.13 \times 10^3}{0.9 \times 32 \times 11.304 \times 10^2} = 2.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{62.46 \times 10^3}{0.9 \times 32 \times 11.304 \times 10^2} = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

#### 5) Ancrage des barres

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$ .

Pour les HA14  $\rightarrow l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm.}$

Pour les HA12  $\rightarrow l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm.}$

Les règles BAEL91 modifiées 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet, la longueur de la partie ancrée hors crochet est :  $L_c = 0.4 l_s$  pour les aciers à HA.

Pour les HA 14 →  $L_c = 0.4 \times 49.3 = 17.72 \text{ cm.}$

Pour les HA 12 →  $L_c = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm.}$

#### **f) Calcul des armatures transversales**

##### **Diamètre des armatures**

Selon le BAEL 91 modifié 99, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :  $\varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b}{10} \right)$ .

Avec :  $\varnothing_l$  : diamètre minimal des armatures longitudinales.

Poutres principales et secondaires :  $\varnothing_t \leq \min (1 ; 1.2 ; 3) = 10 \text{ cm.}$

On adopte pour les poutres principales et secondaires le même diamètre pour les armatures transversales :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm.}$

##### **Espacement des armatures**

L'espacement des armatures transversales est de :

❖ **En zone nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing_l \right)$ .

- Pour les poutres principales et secondaires:  $S_t \leq \min \left( \frac{35}{4} = 8.75 ; 12 \times 1.2 = 14.4 \right) = 8.75 \text{ cm.}$

Soit  $S_t = 8 \text{ cm.}$

❖ **En zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$ .

- Pour les poutres principales et secondaires:  $S_t < \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm.}$

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

##### **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2h.$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right).$$

h : Hauteur de la poutre.

$b_1, h_1$  : Dimensions des poutres.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

$$L' = 2 \times 35 = 70 \rightarrow \text{Pour les poutres principales et secondaires.}$$

$$h' = \max (68 ; 30 ; 35 ; 60).$$

Soit :  $h' = 70 \text{ cm} \rightarrow$  Pour les poutres principales et secondaires.

### **Armatures transversales minimales**

$$A_t^{min} = 0.003 b S_t.$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{min} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4A_{H8} \rightarrow \text{Pour les poutres principales et secondaires.}$$

### **g) Vérification à l'ELS**

#### **1) État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu préjudiciable, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### **2) État limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

$$\text{i.e : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Avec :  $A_s$  : Section d'armature adoptée à l'ELU.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessus.

### Pour les poutres principales

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs
travée	28.671	6.78	0.706	0.8775	25.815	150.60	5.83	15	CV
appuis	-41.214	8.01	0.834	0.8695	23.315	184.92	7.93	15	CV

### Pour les poutres secondaires

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs
travée	14.459	6.78	0.706	0.8775	25.815	75.95	2.94	15	CV
appuis	-21.585	6.78	0.706	0.8775	25.815	113.37	4.39	15	CV

### 3) ELS vis-à-vis des déformations

- Vérification de la flèche

On doit vérifier que  $f \leq f_{adm}$ .

#### Sens longitudinal

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 6.7 \text{ mm.}$$

La valeur trouvée par l'ETABS est :  **$f=6.35 \text{ mm}$** .

$$f=6.35\text{mm} \quad f_{adm}=6.7\text{mm}.$$

**Sens transversal**

$$f_{adm}=\frac{L}{500}=\frac{450}{500}=9\text{mm}.$$

La valeur trouvée par l'ETABS est :  **$f=8.15\text{ mm}$** .

$$f=8.15\text{ mm} \quad f_{adm}=9\text{ mm}.$$

**Remarque**

Les sections calculées à l'ELU sont vérifiées, donc on peut garder ces sections d'armatures pour le ferrailage des poutres principales et secondaires.

**h) Comparaison des ferrillages des poutres****Tableau II.19 Ferrailage adopté et réalisé des poutres.**

	Ferrailage adoptée (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage réalisé (cm <sup>2</sup> )	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
<b>Poutre principale</b>	<b>3HA12fil +.HA12chap</b>	<b>3HA14fil +3HA12chap</b>	<b>3T14 fil + 3T12 chap.</b>	<b>3T14 Fil + 3T12 chap.</b>
<b>Poutre secondaire</b>	<b>3HA12fil +3HA12chap</b>	<b>3HA12fil +3HA12chap</b>	<b>3T12 Fil + 3T12 chap.</b>	<b>3T12 Fil + 3T12 chap.</b>

**Remarque**

Les ferrillages réalisés sont vérifiés.

### II.2.3 Ferrailage des voiles

#### a) Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : Niveaux ES, RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- Zone II : Niveaux 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage.

#### b) Combinaisons des actions

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{ Selon le BAEL 91 modifié 99.}$$
$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 G \mp E \end{array} \right\} \text{ Selon le RPA 99 version 2003.}$$

Le ferrailage des voiles se fait par la méthode de RDM, pour une bande (d).

**c) Exposé de la méthode**

▪ **Armatures verticales**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera par bandes de longueur « 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 du plancher du voile considéré.

**L<sub>c</sub>** : La longueur de la zone comprimée.

**L<sub>t</sub>** : La longueur de la zone tendue.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

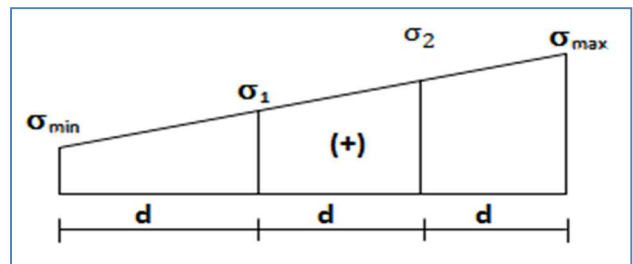
$$L_t = L - L_c$$

**Section entièrement comprimée (SEC)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



**Figure II.9** Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).

Avec **e** : épaisseur du voile.

▪ **Section d'armatures**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec **e** : épaisseur du voile.

$\sigma_s$ : contrainte de l'acier.

$B$ : Section du voile.

■ **Armatures minimales (Art A.8.1, 21 BAEL91 modifié 99)**

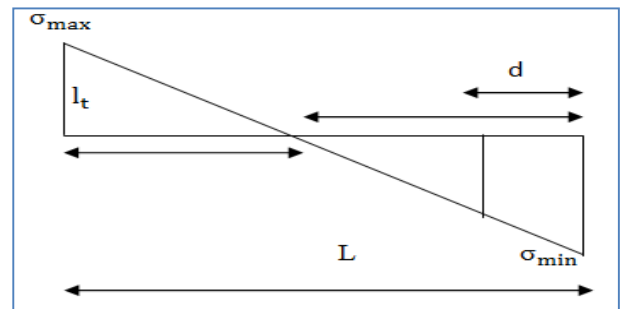
$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \text{ (Art A.8.1, 21 BAEL91 modifié 99).}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \text{ (Art A.8.1, 21 BAEL91 modifié 99).}$$

**Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e l_c \sigma_1.$$



**Figure II.10 Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).**

■ **Section d'armatures**

$$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier = 348 MPa.

■ **Armatures minimales (BAEL 91 modifié 99 art A4.2.1)**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B. \quad \text{(Section min du RPA 99 version 2003 ; art 7.7.4.1).}$$

**Section entièrement tendue (SET)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec  $e$  : épaisseur du voile.

■ **Section d'armatures**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

■ **Armatures minimales (BAEL 91 modifié 99 ; art A4.2.1)**

**Compression du béton :**  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

**Avec B : section du béton comprimé.**

**Traction simple :**  $A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$  Avec :  $B = d \cdot e$

**Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.**

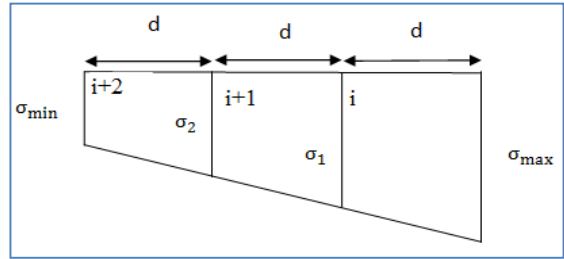
■ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$  et disposés de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

**La section de ces armatures est**

**D'après le RPA 99 version 2003**

$$A_H \geq 0,15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$



**Figure II.11 Diagramme des contraintes, S.E.T.**

$$A_H \geq 0,10 \% B \quad \text{En zone courante.}$$

**D'après le BAEL 91 modifié 99**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec  $A_H$  : section d'armatures horizontales

$B$  : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 l'article (7.7.4.3 du RPA 99 version 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

■ **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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

Avec  $V=1.4 T$ .

$T$  : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section des aciers tendus. Les armatures de couture sont nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

✓ **Armatures pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure ou égale à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ **Disposition constructives**

### Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003.}$$

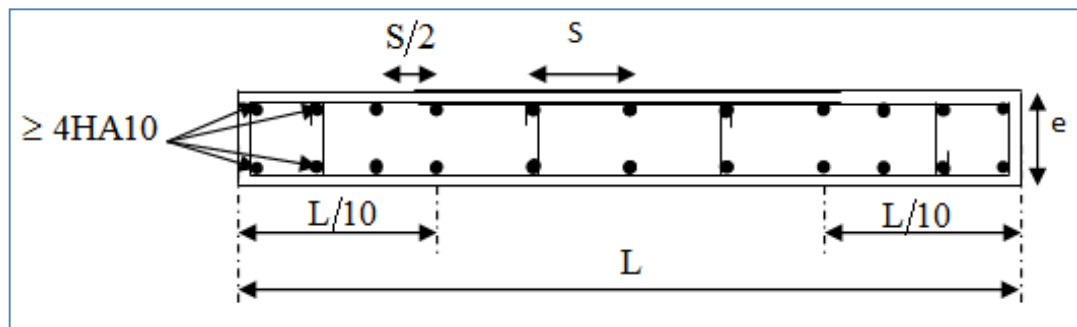
Aux extrémités des voiles, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

### Longueur de recouvrement

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.



**Figure II.12 Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

### Vérification des contraintes de cisaillement

#### 1) D'après le RPA 99 version 2003

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible  $\bar{\tau}_b$ .

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

**Avec**  $V = 1.4 V_u \text{ calcul}$

**b**: épaisseur du voile.

**d** : hauteur utile :  $d=0.9h$ .

**h** : hauteur totale de la section brute.

**2) D'après le BAEL 91 modifié 99 :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ .

Fissuration préjudiciable :  $\tau_u \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} b.$$

**Vérification à L'ELS**

À l'état limite de service, il faudra vérifier si la contrainte de compression est inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}.$$

Avec  $N_s$ : effort normal appliqué.

**B** : section du béton.

**A** : section d'armatures adoptée.

**d) Exemple de calcul**

On prend comme exemple de calcul le voile transversal VTI zone I.

$L=1.5\text{m}$  ;  $e=20\text{cm}$  ;  $B=e.L=0.2 \times 1.5=0.3\text{m}^2$ .

• **Les contraintes**

$$\sigma_{max} = 7855.55 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = 6356.24 \text{KN/m}^2.$$

- Largeur de la zone comprimée

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{7855.55}{7855.55 + 6356.24} \times 1.5 = 0.83m.$$

- Largeur de la zone tendue

$$l_t = L - l_c = 1.5 - 0.83 = 0.67m.$$

- Calcul de la largeur des bondes « d »

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c\right) = \min(1.35; 0.55) = 0.55m.$$

$$d \leq 0.55m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur « d ».

On adopte  $d=0.5m$ .

- Calcul de la contrainte  $\sigma_1$

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{min}}{l_t} = \frac{(0.67 - 0.5)6356.24}{0.67}.$$

$$\sigma_1 = 1612.78 \text{KN/m}^2.$$

- Détermination des efforts normaux  $N_1; N_2$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{6356.24 + 1612.78}{2} \times 0.5 \times 0.2$$

$$N_1 = 399.45 \text{KN}.$$

$$N_2 = \frac{d\sigma_1}{2} e = \frac{0.5 \times 1612.78}{2} \times 0.2$$

$$N_2 = 80.64 \text{KN}.$$

### ■ Calcul des armatures

#### 1) Armatures vertical

$$A_{v1} = \frac{N_{u1}}{\sigma_s} = \frac{399.45 \times 10^3}{348} = 11.48 \text{cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_{u2}}{\sigma_s} = \frac{80.64 \times 10^3}{348} = 2.31 \text{ cm}^2.$$

**2) Armature minimale**

$$A_{min} = \max\left(0.2\%B ; \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right).$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{0.2}{100} \times 0.3 \times 10^6 ; \frac{0.3 \times 10^6 \times 2.1}{400}\right) = \max(2 \text{ cm}^2 ; 5.25 \text{ cm}^2)$$

Donc  $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$ .

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = 2.87 \text{ cm}^2.$$

D'après le RPA 99(version 2003) :

$$A_h \geq 0.15\%B = 1.5 \text{ cm}^2.$$

Donc  $A_h = 2.87 \text{ cm}^2$   $\longrightarrow$  5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>.

➤ **Armature transversales ART(7.7.4.3/RPA99 Version 2003)**

Les deux nappes d'armatures doivent être réalisées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8

**1) Armature de couture ART(7.7.4.4/RPA99 version 2003) :**

$$A_{vj} \geq 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4V_u.$$

$$V_u = 77 \text{ KN}.$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{107.8 \times 10^3}{400 \times 10^3} = 2.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 11.48 + \frac{2.96}{4} = 12.22 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 2.31 + \frac{2.96}{4} = 3.05 \text{ cm}^2.$$

$A_2 < A_{min}$  donc :  $A_2 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

- Choix des armatures

$$A_1 = 2(4HA14) = 12.32 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = 2(4HA12) = 9.04 \text{ cm}^2.$$

- Vérification des contraintes au cisaillement

- ❖ BAEL91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{77 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0.28 \text{ MPa}.$$

Avec :

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d=0.9h).

h : Hauteur total de la section brute.

$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

- ❖ RPA révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd} = \frac{77 \times 1.4 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0.399 \text{ MPa}.$$

$\tau_b = 0.399 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

■ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{2381.8 \times 10^3}{200 \times 1500 + 15 \times 9.04 \times 10^2} = 7.59MPa. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Calcul du ferrailage

**Tableau II.20 Ferrailage des voiles longitudinaux VL**

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.4	1.4	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.28	0.28	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3977.28	2163.07	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8455.94	-3554.55	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	122.84	168.06	
	L <sub>t</sub> (m)	0.95	0.87	
	L <sub>c</sub> (m)	0.45	0.53	
	d (m)	0.476	0.435	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4227.970	1777.275	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	603.85	232.03
		N <sub>2</sub>	201.284	77.334
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>15.10</b>	<b>5.80</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>5.03</b>	<b>1.93</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.73	6.47
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>16.28</b>	<b>7.42</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>5.03</b>	<b>3.55</b>
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.00	4.57	
A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	<b>20.1</b>	<b>11.30</b>	
	Bonde 2	<b>7.84</b>	<b>7.84</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	<b>2 x 5HA16</b>	
		Bonde 2	<b>2x 5HA10</b>	
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde 1	10 cm	
		Bonde 2	10cm	
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2.86	2.83
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5.03	3.85	

	<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>5HA12/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>	
	<b>ep =20cm</b>	<b>(A=5.65cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=5.65cm<sup>2</sup>)</b>	
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversale</b>	<b>4 Épingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	<b>contrainte</b>	$\tau_u$ (MPa)	0.487	0.667
		$\tau_b$ (MPa)	0.682	0.934
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	2381.8	1292.76
$\sigma_b$ (MPa)		<b>7.40</b>	<b>4.11</b>	

**Tableau II.21 Ferrailage des voiles transversaux VTI**

	<b>Zones</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>	1.5	1.5	
	<b>e (m)</b>	0.2	0.2	
	<b>B (m)</b>	0.3	0.3	
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7855.55	1840.96	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6356.24	-2968.74	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	342.71	166.79	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0.67	0.93	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	0.83	0.57	
	<b>d (m)</b>	0.335	0.463	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3178.120	1484.370	
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	319.82	206.15
		<b>N<sub>2</sub></b>	106.606	68.716
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	<b>8.00</b>	<b>5.15</b>
		<b>A<sub>v2</sub></b>	<b>2.67</b>	<b>1.72</b>
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	13.19	6.42	
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>11.29</b>	<b>6.76</b>
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>2.67</b>	<b>3.32</b>
<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.52	4.86		
<b>A<sub>vadopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	<b>11.3</b>	<b>7.84</b>	
	<b>Bonde 2</b>	<b>7.84</b>	<b>7.84</b>	
<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	<b>2 x 5HA12</b>	<b>2 x 5HA10</b>
		<b>Bonde 2</b>	<b>2 5HA10</b>	<b>2 x 5HA10</b>
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bonde1</b>	10 cm	10cm
		<b>Bonde 2</b>	10cm	10cm
	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm2)/bande</b>	2.01	2.78	
	<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	2.83	1.96	

	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.269	0.618
		$\tau_b$ (MPa)	1.777	0.865
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1744.5	895.23
$\sigma_b$ (MPa)		<b>5.31</b>	<b>2.77</b>	

**Tableau II.22 Ferrailage des voiles transversaux VTII**

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3431.13	4680.98	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6991.44	-3344.22	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)		593.56	405.58
	L <sub>t</sub> (m)		1.01	0.63
	L <sub>c</sub> (m)		0.49	0.62
	d (m)		0.503	0.442
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3495.720	1922.110
	N (kN)	N <sub>1</sub>	527.61	254.79
		N <sub>2</sub>	175.869	84.929
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>13.19</b>	<b>6.37</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>4.40</b>	<b>2.12</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		22.85	15.61
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>18.90</b>	<b>10.27</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>4.40</b>	<b>6.03</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.28	4.64
A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>Bande1</b>	<b>20.1</b>	<b>11.3</b>	
	<b>Bande 2</b>	<b>7.84</b>	<b>7.84</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	<b>Bande1</b>	<b>2 x 5HA16</b>	<b>2 x 5HA12</b>
		<b>Bande 2</b>	<b>2 5HA10</b>	<b>2 x 5HA10</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	<b>Bonde1</b>	10 cm	10cm
		<b>Bonde 2</b>	10cm	10cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		2.75	2.65
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.03	2.83

	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		5HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	2.198	1.502
		$\tau_b$ (MPa)	3.078	2.103
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3078.94	1487.03
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>9.01</b>	<b>4.52</b>

e) Comparaison des ferrillages des voiles

**Tableau II.23 Ferrailage calculé et réalisé des voiles.**

			Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage réalisé (cm <sup>2</sup> )
VTI	Zone I	$A_{v_{tot}}$	29.62	41.6
			2(10HA12)+2(10HA10)	13HA14
		$A_h/ml$	2.83	6.93
			2(5HA10)	2(7HA10)
	Zone II	$A_{v_{tot}}$	18.38	21.54
			2(15HA10)+2(5HA10)	2(13HA12)
		$A_h/ml$	1.96	5.09
			2(5HA10)	2(7HA8)
VTII	Zone I	$A_{v_{tot}}$	42.2	41.6
			2(10HA16)+2(5HA10)	13HA14
		$A_h$	5.03	6.93
			2(5HA10)	2(7HA10)

	<b>Zone II</b>	<b><math>Av_{tot}</math></b>	<b>26.57</b>	<b>21.54</b>
			<b>2(10HA12)+2(5HA10)</b>	<b>2(13HA12)</b>
	<b><math>A_h/ml</math></b>	<b>2.53</b>	<b>5.09</b>	
		<b>2(5HA10)</b>	<b>2(7HA8)</b>	
<b>VL</b>	<b>Zone I</b>	<b><math>Av_{tot}</math></b>	<b>37.59</b>	<b>38.85</b>
			<b>2(10HA16)+2(5HA10)</b>	<b>2(12HA14)</b>
	<b><math>A_h/ml</math></b>	<b>5.03</b>	<b>6.93</b>	
		<b>2(5HA10)</b>	<b>2(7HA10)</b>	
	<b>Zone II</b>	<b><math>Av_{tot}</math></b>	<b>18.39</b>	<b>20.10</b>
			<b>2(10HA12)+2(5HA10)</b>	<b>2(12HA12)</b>
	<b><math>A_h/ml</math></b>	<b>3.85</b>	<b>5.09</b>	
		<b>2(5HA10)</b>	<b>2(7HA8)</b>	

### **Remarque**

Les ferraillages réalisés sont vérifiés.

## **II.3 Vérification de l'infrastructure**

### **II.3.1 Introduction**

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

### **II.3.2 Choix du type des fondations**

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, ou un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte de : **2 bars.**

La structure existante qu'on vérifié repose sur **des semelles filantes.**

### **II.3.3 Vérification du type de fondation**

#### **a) Semelles filantes**

- **Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{BXL} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}XL}$$

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. ( $\sigma_{sol}=0.2$  MPa).

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens longitudinal**

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )= BxL
$V_{L1}$	462.61	1.4	1.65	2.31
$V_{L2}$	724.38	1.4	2.59	3.626
$V_{L3}$	467.19	1.4	1.67	2.338
$V_{L4}$	727.70	1.4	2.60	3.64
<b>Somme</b>				<b>11.914</b>

**Sens transversal**

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )= BxL
$V_{T1}$	424.86	1.5	1.416	2.124
$V_{T2}$	446.44	1.5	1.488	2.232
$V_{T3}$	742.08	1.5	2.473	3.71
$V_{T4}$	783.89	1.5	2.61	3.915
$V_{T5}$	742.00	1.5	2.47	3.705
$V_{T6}$	810.97	1.5	2.70	4.05
$V_{T7}$	425.69	1.5	1.419	2.128
$V_{T8}$	447.52	1.5	1.49	3.235
<b>Somme</b>				<b>25.099</b>

La surface totale :  $S_v = \sum S_i = 37.013 \text{ m}^2$ .

▪ **Semelles filantes sous poteaux**

**Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane, tel que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**Étapes de calcul**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
- Détermination des coordonnées de la résultante R :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$ .
- Détermination de la distribution par (ml) des sollicitations la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e > \frac{l}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \\ e \leq \frac{l}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \end{array} \right.$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right).$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right).$$

$$q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right).$$

-Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q \left( \frac{B}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$ .

-Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.

-Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.

-Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.

Calcul de la semelle dans le sens transversal

■ **Exemple de calcul**

Poteaux	Ns (KN)	M (KN.m)	e (m)	Ns . e (KN.m)
<b>1</b>	539.84	4.296	3.95	2132.36
<b>2</b>	736.96	-2.877	0.55	405.32
<b>3</b>	412.72	-0.693	-3.95	-1630.24
<b>Somme</b>	$\Sigma N_s=1689.52$	<b>0.726</b>	/	<b>907.44</b>

**1) Détermination de la charge totale transmise par les poteaux**

$$\Sigma N_s=1689.52\text{KN.}$$

**2) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle**

$$e = \frac{\Sigma N_s \cdot e_i + \Sigma M_i}{\Sigma N_s} \rightarrow \mathbf{e = 0.54 \text{ m.}}$$

**3) Distribution de la réaction par mètre linéaire**

$$e = 0.54 < \frac{L}{6} = \frac{8.3}{6} = 1.38\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{1689.52}{8.3} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.54}{8.3}\right) = 283.02\text{KN/ml.}$$

$$q_{min} = \frac{1689.52}{8.3} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.54}{8.3}\right) = 124.09\text{KN/ml.}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{1689.52}{8.3} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.54}{8.3}\right) = 243.28\text{KN/ml.}$$

**4) Détermination de la longueur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{243.28}{200} = 1.2\text{m} \rightarrow \mathbf{B = 1.5\text{m.}}$$

$$S = B \times L = 1.5 \times 8.3 = 12.45\text{m}^2.$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de :  $S_t = n \times S_s + S_v$ .

Avec  $n$  : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_t = 3 \times 12.45 + 37.013 = 74.36 \text{ m}^2.$$

**Remarque**

Le rapport de la surface des semelles par apport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batimet}} = \frac{74.36}{208.55} = 0.35.$$

La surface totale des semelles représente 35% de la surface du bâtiment.

**Remarque**

Les semelles ne présentent pas de grandes largeurs. Il n'y a pas de chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie **inferieure à 50%** de la surface totale du bâtiment, donc on optera pour **des semelles filantes**.

**II.3.4 Pré dimensionnement des semelles filantes**

▪ **Hauteur de la semelle**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm.}$$

Avec B : Largeur de la semelle.

$h_s$  : Hauteur de la semelle.

b : Largeur du poteau dans le sens x.

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{150-35}{4} + 5 = 33.75 \text{ cm.}$$

On prend une hauteur  $h_s = 35$  cm.

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

L = 8.3m ; B = 1.5m ;  $h_s = 0.35$  m.

▪ **Étude de la poutre de rigidité**

**Dimensionnement**

Il faut que :

- La hauteur :  $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$ .
- La largeur :  $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$ .

Avec L : c'est la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L= 4.5m \rightarrow \frac{450}{9} \leq h_p \leq \frac{450}{6} \rightarrow 50 \leq h_p \leq 75.$$

On prend une hauteur  $h_p= 80$  cm.

$$h_p= 70 \text{ cm} \rightarrow \frac{1}{3} 70 \leq b_p \leq \frac{2}{3} 70 \rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.66.$$

On prend une largeur  $b_p=50$  cm (pour des raisons pratiques, par rapport à la dimension du poteau).

**Remarque**

D'après les calculs on a trouvé les dimensionnes de la poutre de rigidité est de (50X80) ; mais on opte pour les dimensions de la structure réalisée (40X75).

**Ferraillage de la poutre à l'ELU**

Poteaux	Nu (KN)	M (KN.m)	e (m)	Ns × e (KN.m)
1	740.77	6.283	3.95	2926.04
2	1017.14	-4.096	0.55	559.42
3	569.65	-1.029	-3.95	-2250.11
<b>Somme</b>	<b><math>\sum N_s=2327.56</math></b>	<b>1.158</b>	<b>/</b>	<b>1235.35</b>

$$e = \frac{\sum N_s \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_s} \rightarrow \mathbf{e = 0,53 \text{ m.}}$$

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{2327.56}{8.3} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.53}{8.3}\right) = 334.14 \text{ KN/ml.}$$

**II.3.5 Ferraillage des semelles filantes**

$$A_s = \frac{N_u (B-b)}{8d_b \sigma_{st}} = \frac{2327.56 \times 10^3 (1500-40)}{8 \times 1495 \times 348} \times 10^{-2} = 8.16 \text{ cm}^2.$$

Soit à prendre **6 HA14 = 9.23cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **15 cm**.

**Armatures de répartition**

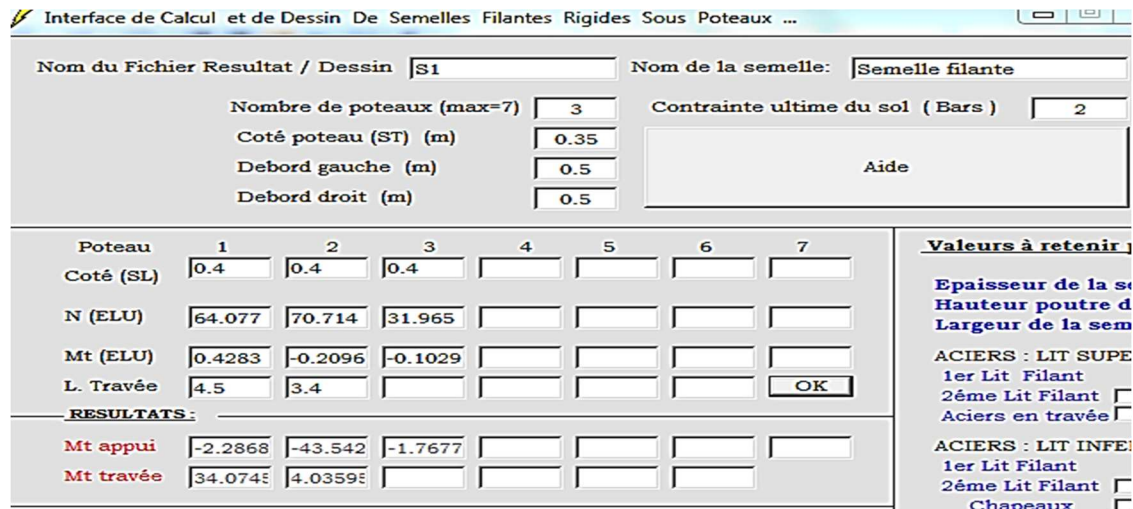
$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2.$$

On prend **4 HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20 cm**.

**II.3.6 Ferrailage de la poutre de rigidité**

Pour le calcul et le ferrailage de la poutre de rigidité, on utilise le logiciel de calcul **Genicad2009**.

**Affichage des données et des résultats**

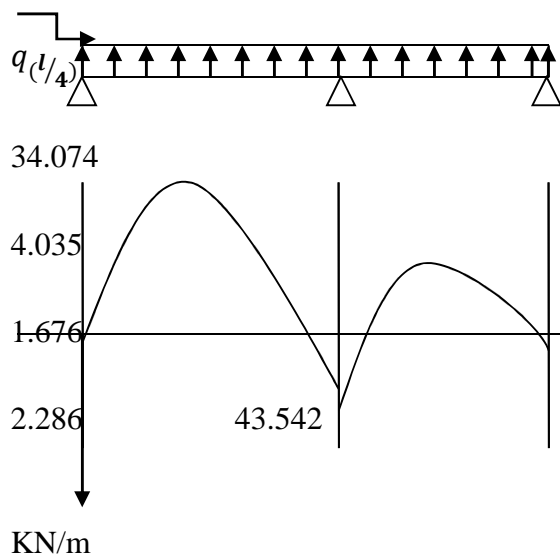


**Figure II.13 Interface et calcul de la semelle filante rigide sous poteau.**

**Les moments en travée et aux appuis**

$M_{appuis}(t.m)$	2.286	43.542	1.767
$M_{travée}(t.m)$	-34.074	-4.035	/

**Diagramme des moments**



➤ **Détermination des sections d'armatures**

Le ferrailage de la poutre de rigidité se fait avec les moments maximaux aux appuis et en travée.

$$M_t^{max} = 34.074 \text{ (t.m.)}$$

$$M_a^{max} = 43.542 \text{ (t.m.)}$$

Pour le ferrailage, on utilise le même logiciel.

Avec :

$$h_p = 75 \text{ cm.}$$

$$b_p = 40 \text{ cm.}$$

**Aux appuis**

**En travée**

**Les résultats**

**Aux appuis**

Section d'acier (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
18.91	5T16fil+5T16chap	20.09

**En travée**

Section d'acier (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
14.50	5T14fil+5T14chap	15.40

**Calcul des armatures transversales**

**Diamètre (BAEL 91 modifier 99/Art A.7.2.2)**

$$\emptyset \quad \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{min} \right\}$$

Avec : h, b sont les dimensions de la poutre de rigidité.

$$\emptyset \quad \min \left\{ \frac{750}{35}; \frac{400}{10}; 14 \right\} = \min ( 21.43 ; 40 ; 14 ).$$

$$\emptyset \quad 14\text{mm.}$$

Donc le choix adopté est :

$$\text{Soit 4 HA10} \quad \rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2.$$

**Espacement**

L'espacement des armatures transversales est donné par le BAEL 91/Art 5.1.22 :

$$S_t \quad \min \left\{ 0.9d ; 40\text{cm} ; 15\emptyset \right\}$$

Aussi, le RPA 99 version 2003 dans l'article 7.5.2.2 nous donne :

✓ **Zone nodale**

$$S_t \quad \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right\}$$

✓ **Zone courante**

$$S_t \frac{h}{2}$$

▪ **Selon le BAEL 91**

$$S_t \min \{ 64.8 ; 40\text{cm} ; 21 \} \rightarrow S_t < 21 \text{ cm.}$$

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

▪ **Selon le RPA 99 version 2003**

✓ **Zone nodale**

$$S_t \left\{ \min 18.75 ; 16.8 ; 30\text{cm} \right\} \rightarrow S_t = 16.8.$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm.}$

L'entendue de la zone nodale :  $l = 2h = 2 \times 75 = 150 \text{ cm.}$

✓ **Zone courante**

$$S_t \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm.}$$

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

**Vérification des conditions du RPA sur la section d'armature transversale**

Selon le RPA 99 version 2003, la section d'armature transversale doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 S_t b.$$

✓ **Zone nodale**

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Zone courante**

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

### Vérification à l'ELU

#### 1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 40 \times 72 \times 2.1}{400} = 3.48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{travée} = 14.503 < 3.48 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{appis} = 18.91 < 3.48 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

#### 2) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{334.14 \times 4.5}{2} = 751.81 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{751.81}{50 \times 77} = 0.19 < 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

### Vérification à l'ELS

#### a) Vérification de la contrainte dans le béton (Art B.6.5.1 de BAEL91)

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.8 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

#### La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$
$$\rho = \frac{100 A_s}{bd}$$

$$\text{La contrainte de l'acier : } \sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$$

✓ En travée

$$M_t^{max} = 157.32 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 14.50 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 14.50}{40 \times 72} = 0.503.$$

$$\rho_1 = 0.503 \quad \rightarrow \quad K_1 = 31.95 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.8935$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{d\beta_1 A_t} = \frac{157.32 \times 10^3}{0.72 \times 0.8935 \times 14.50 \times 10^{-4}} \times 10^{-6} = 168.65 \text{ MPa.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{168.65}{31.95} = 5.28 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis**

$$M_a^{max} = 219.61 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 18.91 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_2 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 18.91}{40 \times 72} = 0.656.$$

$$\rho_2 = 0.656 \quad \rightarrow \quad K_2 = 27.2 \quad \rightarrow \quad \beta_2 = 0.8815$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{d\beta_2 A_a} = \frac{219.61 \times 10^3}{0.72 \times 0.8815 \times 18.91 \times 10^{-4}} \times 10^{-6} = 182.98 \text{ MPa.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_2} = \frac{182.98}{27.2} = 6.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**3) Vérification de la contrainte dans les aciers**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s.$$

❖ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{f_e}{\beta}; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{f_e}{\beta} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} .$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.66; \max(200; 201.63) \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

✓ **En travée**

$$\sigma_s = 168.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis**

$$\sigma_s = 183.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### II.3.7 Ferrailage des longrines

#### Le rôle des longrines

Les longrines ont pour rôle, celui de rigidifier l'infrastructure et d'empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \quad 20 \text{ KN.}$$

Avec N : La valeur maximale des charges de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient de zone sismique et de la catégorie de site considéré :

$$\left. \begin{array}{l} S_2 \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right\} \alpha = 15, \text{ selon RPA 99 version 2003.}$$

#### Dimensionnement de la longrine (Art 10.1.1.b du RPA 99 version 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **site 2**  $\rightarrow$  (25×30).

#### Remarque

Dans la structure réalisée ils ont optés pour une section transversale des longrines de (30X35).

#### Ferrailage des longrines

On ferrailera une longrine soumise à l'effort normal (N) le plus défavorable et nous adopterons le même ferrailage pour toutes les longrines.

#### Armatures longitudinales

$$\begin{aligned} N_{max} &= 1017.14 \text{ KN.} \\ F &= \frac{1017.14}{15} = 67.80 \text{ KN.} \\ A &= \frac{F}{\sigma_s} = \frac{67.8 \times 10^3}{348} = 1.94 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Le ferrailage minimum selon le RPA99 version 2003 doit être de 0.6% de la section transversale de la longrine.

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section de ferrailage de **A= 4 HA16** → **A<sub>s</sub>=8.04 cm<sup>2</sup>**.

### **Armatures transversales**

Selon le BAEL91 le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi < \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_{min} \right\}$$

$$\varphi < \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; \varphi_{min} \right\} .$$

$$\varphi < \min (10 ; 30 ; 16)$$

Soit  $\varphi = 8 \text{ mm}$ .

### **Avec un espacement**

$e < \min (20 ; 15\varphi)$  selon le RPA99.

$e < \min (20 ; 24)$

On opte pour n espacement de **e =15 cm**.

### **II.3.8 Semelles filantes sous voiles**

Selon le BAEL 91 le ferrailage se fera à l'ELU.

### **Dimensionnement à l'ELS**

**La largeur :**  $N_s = 727.70 \text{ KN}$  ;  $L = 1.4 \text{ m}$ .

$$\overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} \cdot L} = \frac{462.61}{200 \times 1.4} = 1.65 \text{ m}.$$

Soit **B= 1.8m**.

### **Vérification**

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} < \overline{\sigma}_{sol}$  ;  $\sigma_{sol} = \frac{N_s + G_s}{B \cdot L}$

### **Condition de rigidité**

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$\frac{180-30}{4} \leq d \leq 180 - 30 \rightarrow 37.5 \leq d \leq 150$$

On prend  $d = 40 \text{ cm}$  d'où  $h = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$ .

$$G_s = 25 \times 0.45 \times 1.8 \times 1.4 = 28,35 \text{ KN}.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{\text{sol}} = \frac{462.61 \times 28.35}{1.8 \times 1.4} = 194.82 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 194.82 \text{ KN/m}^2 \quad \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

### Ferraillage de la semelle

$$M_u = N_u \frac{(B-b)^2}{8B}$$

On va faire les calculs pour un mètre linier.

$$\text{Avec : } N_u = 1044.66 \text{ KN}.$$

$$M_u = 1044.66 \frac{(1-0.3)^2}{8} = 63.99 \text{ KN.m}.$$

$$A = \frac{M_u}{0.9d\sigma_{\text{st}}} = \frac{63.57 \times 10^4}{0.9 \times 400 \times 348} = 5.11 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A = 6.67 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{4HA14} \rightarrow A_{\text{st}} = 6.03 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

### Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{st}}}{4} = \frac{6.03}{4} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit à prendre : } \mathbf{A_r = 3 HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

### Ancrage des barres

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\} \frac{l_s}{\emptyset} = 35.3 \rightarrow l_s = 35,3 \times 1,4 = 49,42 \text{ cm}.$$

$$\text{On prend } l_s = 50 \text{ cm} < \frac{B}{4} = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm}.$$

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportées des enclaves courbes (avec crochées).

**II.3.9 Comparaison de ferrillages de l'infrastructure****Tableau II.24 Ferrillage calculé et réalisé de l'infrastructure.**

		Ferrillage adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ferrillage réalisé (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre de rigidité</b>	<b>Appuis</b>	<b>18.91</b> <b>5HA16fil+5HA16chap</b>	<b>18.53</b> <b>4HA16fil+4HA16chap+2HA14chap</b>
	<b>Travée</b>	<b>14.50</b> <b>4HA14fil+5HA14chap</b>	<b>18.87</b> <b>4HA16fil+4HA16chap +2HA14chap</b>
<b>Semelle filante</b>	<b>Armature Principale</b>	<b>8.16</b> <b>6HA14</b>	<b>7HA12</b>
	<b>Armature de répartition</b>	<b>2.30</b> <b>4HA10</b>	<b>7HA12</b>
<b>Longrines</b>	<b>Armature longitudinale</b>	<b>6.3</b> <b>4HA16</b>	<b>3HA14</b>
	<b>Armature transversale</b>	<b>T8</b>	<b>T8</b>

**Remarque**

Les ferrillages réalisés sont vérifiés.

**Conclusion**

D'après nos calculs et les vérifications effectués sur la structure réalisée R+4, on constate que cette dernière est équitable.

### III. 1 Introduction

Le mur plaque est prévu sur le côté amant de la structure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de **4.08 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit  $\geq 15$  cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas à une épaisseur de 20 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le voile plaque est réalisé en béton armé, celui-ci est revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux

### III.2 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont données par la manuscrit de M. BELAZOUGUE « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME »(en page 239).

- ✓ Poids volumique du sol  $\gamma = 17\text{KN}/\text{m}^3$ .
- ✓ Angle de frottement interne  $\varphi = 35^\circ$ .
- ✓ Cohésion  $C=0$
- ✓ Charge d'exploitation éventuelle  $q=10\text{KN}/\text{m}^2$ .
- ✓ Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol} = \frac{200\text{KN}}{\text{m}^2}$

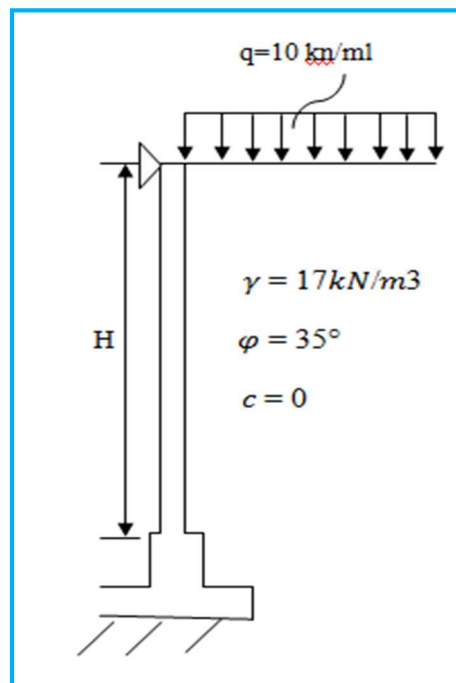


Figure III.I : Schéma statique du mur plaque du RDC

**III.3 Les contraintes qui s'exerce sur la face du voiles sont**

$\sigma_H$ : contrainte horizontale.

$\sigma_V$ : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V.$$

Avec :

$K_a$ : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

Pour un sol horizontal ( $\beta = 0$ ) donc :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4}\right) = 0.27.$$

**III. 4 Calcul à l'ELU****a) Calcul des contraintes**

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a(1.35\gamma \cdot h + 1.5q).$$

Pour :

$$h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0.27 \times 1.5 \times 10 = 4.05 \text{KN/m}^2.$$

$$h=4.08\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (1.35 \times 17 \times 4.08 + 15 \times 10) \times 0.27 = 29.33 \text{KN/m}^2.$$

**III.5 Calcul à 'ELS****Calcul des contraintes**

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a(\gamma \cdot h + q).$$

Pour :

$$h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0.27 \times 10 = 2.70 \text{KN/m}^2.$$

$$h=4.08\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (17 \times 4.08 + 10) \times 0.27 = 21.42 \text{KN/m}^2.$$

**III.6 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m**

**ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 29.33 + 4.04}{4} = 23.01 \text{KN/m}^2.$$

$$P_u = 23.01 \text{KN/m}^2.$$

**ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 21.42 + 2.7}{4} = 16.74 \text{KN/m}^2.$$

$$P_s = 16.74 \text{KN/m}^2.$$

### III. 7 Calcul du moment sollicitant

#### a) Méthode de calcul

Le mur plaque sera calculé à l'aide de l'ouvrage aide-mémoire DONOD comme un panneau simplement appuyé sur 3 cotés et encastree à sa base ; aux dimension  $b=4.08m$  ;  $a=3.35m$ .

$$a < b \quad \text{donc} \quad \frac{b}{a} = \frac{4.08}{3.35} = 1.2.$$

On tire du (tableau 14 page 204 (formulaire des plaques rectangulaires) d'aide mémoire DUNOD) le coefficient suivants :

$$\beta = -0.098.$$

$$\beta_1 = 0.049.$$

$$\beta_2 = 0.044.$$

#### b) Calcul des moments sollicitant

- Calcul à l'ELU

$$M_x = \beta_1 \cdot P_u \cdot a^2 = 0.049 \times 23.01 \times (3.35)^2 = 12.65 \text{KN.m.}$$

$$M_y = \beta \cdot P_u \cdot a^2 = -0.098 \times 23.01 \times (3.35)^2 = -25.31 \text{KN.m.}$$

- Calcul à l'ELS

$$M_x = \beta_1 \cdot P_s \cdot a^2 = 0.049 \times 16.74 \times (3.35)^2 = 9.205 \text{KN.m.}$$

$$M_y = \beta \cdot P_s \cdot a^2 = -0.098 \times 23.01 \times (3.35)^2 = -18.41 \text{KN.m.}$$

#### c) Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

##### Sens x-x

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.65 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.030 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.985$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.65 \times 10^3}{0.985 \times 17 \times 348} = 2.17 \text{cm}^2.$$

Soit : **4HA10=3.14** Avec un espacement de  $e=25\text{cm}$ .

##### Sens y-y

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.31 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{25.65 \times 10^3}{0.968 \times 17 \times 348} = 4.42 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA12=5.65** Avec un espacement de  $e=20\text{cm}$ .

### Vérification à l'ELS

#### Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ .

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}.$$

#### Sens x-x

$$\gamma = \frac{12.65}{9.205} = 1.37 \quad \text{et} \quad \mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.65 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.030$$

Du tableau :  $\mu = 0.030 \longrightarrow \alpha = 0.0381$

$$\alpha = 0.0381 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435.$$

Donc la condition est vérifiée.

#### Sens y-y

$$\gamma = \frac{25.31}{18.41} = 1.37 \quad \text{et} \quad \mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.65 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.062$$

Du tableau :  $\mu = 0.030 \longrightarrow \alpha = 0.0381$

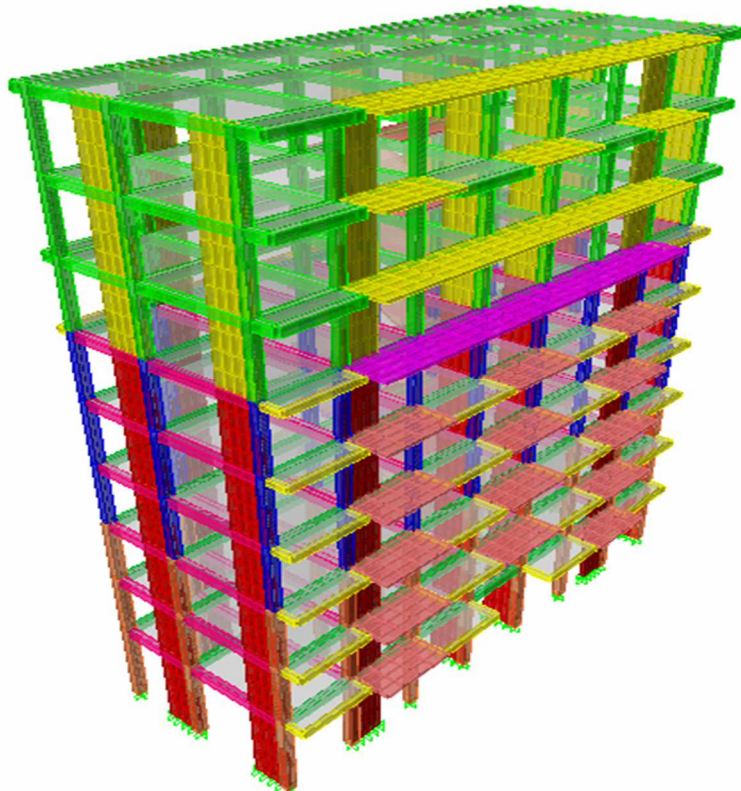
$$\alpha = 0.0801 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435.$$

Donc la condition est vérifiée.

**IV.1 : Présentation de l'extension**

L'extension consiste à rajouter 3 étages supplémentaires à la bâtisse existante. Les étages sont identiques à ceux du bâtiment initialement réalisé et ce sur tous les aspects constructifs. Ils ont effectivement la même superficie, les mêmes poteaux et poutres, les mêmes voiles et la même fonction. Le ferrailage adopté au 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage pour chaque élément structural est repris dans les étages rajoutés. 0

Au niveau du 4<sup>ème</sup> étage, toute l'acrotère servant de garde fou à la terrasse a été démolie. Le recouvrement du ferrailage des poteaux est réalisé en perçant des trous de diamètre de 2 cm. Les barres verticales sont introduites à l'intérieur des trous avec de la résine. Et pour tenter de garantir un minimum de reprise de bétonnage toutes les surfaces à bétonner ont été poncées.



**Figure IV.1 Schéma de l'extension**

Pour effectuer ce projet d'extension aucun document officiel destiné à accompagner le maître de l'ouvrage n'a été demandé. Et aucune étude préalable n'a été réalisée pour s'assurer la faisabilité de cette opération.

**IV.2 Vérification des exigences de RPA**

**IV.2.1 Vérification de la période**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T = CT h_n^{3/4}$

Avec  $h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$CT$  coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99 version 2003.

$CT = 0.05$

**■ Remarque**

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que : les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_e = 0.05 \times 28.56^{3/4} = 0.62 \text{ sec.}$

$T_a = 0.96 \text{ sec.}$

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} \leq T_{analytique} \leq 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

Dans notre cas :

$$1.3 \times 0.46 = 0,81 \text{ sec} < 0,96 \text{ sec} \rightarrow 1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$$

Donc on prend :  $T = 1.3 T_{\text{empirique}} = 0,81 \text{ sec}$

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.961876	69.7187	1.6424	0.0000	69.7187	1.6424	0.0000	2.148
2	0.936634	1.3870	73.7775	0.0000	71.1057	75.4199	0.0000	97.305
3	0.802524	8.4754	0.0344	0.0000	79.5811	75.4542	0.0000	0.048
4	0.295137	11.7265	0.0630	0.0000	91.3076	75.5172	0.0000	0.001
5	0.263253	0.0403	14.2966	0.0000	91.3479	89.8138	0.0000	0.200
6	0.232025	0.4195	0.0147	0.0000	91.7674	89.8284	0.0000	0.000
7	0.155247	4.0839	0.0001	0.0000	95.8513	89.8285	0.0000	0.000
8	0.125645	0.0034	5.2321	0.0000	95.8547	95.0606	0.0000	0.236
9	0.113135	0.0378	0.0006	0.0000	95.8925	95.0612	0.0000	0.000
10	0.096312	2.1170	0.0026	0.0000	98.0095	95.0638	0.0000	0.000
11	0.073167	0.0036	2.6359	0.0000	98.0131	97.6997	0.0000	0.029
12	0.065645	0.0340	0.0020	0.0000	98.0471	97.7017	0.0000	0.000
13	0.065468	1.0461	0.0025	0.0000	99.0932	97.7042	0.0000	0.000
14	0.048334	0.3444	0.4695	0.0000	99.4376	98.1736	0.0000	0.005
15	0.048121	0.2081	0.8184	0.0000	99.6457	98.9920	0.0000	0.011
16	0.043278	0.0054	0.0002	0.0000	99.6511	98.9922	0.0000	0.000
17	0.037795	0.2181	0.0003	0.0000	99.8692	98.9926	0.0000	0.000

Figure IV.2 Valeur de la période analytique

### IV.2.2 Pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 5<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.961876	69.7187	1.6424	0.0000	69.7187	1.6424	0.0000	2.148
2	0.936634	1.3870	73.7775	0.0000	71.1057	75.4199	0.0000	97.305
3	0.802524	8.4754	0.0344	0.0000	79.5811	75.4542	0.0000	0.048
4	0.295137	11.7265	0.0630	0.0000	91.3076	75.5172	0.0000	0.001
5	0.263253	0.0403	14.2966	0.0000	91.3479	89.8138	0.0000	0.200
6	0.232025	0.4195	0.0147	0.0000	91.7674	89.8284	0.0000	0.000
7	0.155247	4.0839	0.0001	0.0000	95.8513	89.8285	0.0000	0.000
8	0.125645	0.0034	5.2321	0.0000	95.8547	95.0606	0.0000	0.236
9	0.113135	0.0378	0.0006	0.0000	95.8925	95.0612	0.0000	0.000
10	0.096312	2.1170	0.0026	0.0000	98.0095	95.0638	0.0000	0.000
11	0.073167	0.0036	2.6359	0.0000	98.0131	97.6997	0.0000	0.029
12	0.065645	0.0340	0.0020	0.0000	98.0471	97.7017	0.0000	0.000
13	0.065468	1.0461	0.0025	0.0000	99.0932	97.7042	0.0000	0.000
14	0.048334	0.3444	0.4695	0.0000	99.4376	98.1736	0.0000	0.005
15	0.048121	0.2081	0.8184	0.0000	99.6457	98.9920	0.0000	0.011
16	0.043278	0.0054	0.0002	0.0000	99.6511	98.9922	0.0000	0.000
17	0.037795	0.2181	0.0003	0.0000	99.8692	98.9926	0.0000	0.000

Figure IV.3 Pourcentage des participations modales.

## **CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)**

Le mode fondamental est un mode de **translation suivant X** avec une mobilisation de masse de **69,72 %**. Le 2<sup>ème</sup> mode est une **translation suivant Y** avec une mobilisation de masse de **73,77 %**.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment à partir du **5<sup>ème</sup> mode**, d'où la condition du RPA est vérifiée.

### **IV.2.3 Vérification de l'effort tranchant à la base**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

#### ➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \rightarrow \mathbf{A = 0.15} \quad (\text{Tab 4.1 du RPA 99 version 2003}).$$

#### ➤ **Coefficient de comportement global de la structure**

Il est donné en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte portiques/voiles avec interaction  $\rightarrow \mathbf{R = 5}$  (Tab 4.3 du RPA 99 version 2003).

#### ➤ **Détermination du facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$\mathbf{Q = 1 + \sum_1^6 P_q}$$

Où P<sub>q</sub> est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

Critère q	Valeurs des pénalités P <sub>q</sub>		
	P <sub>q</sub>		Valeur
	Observé	Non observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0.05
2. Redondance en plan	0	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0
4. Régularité en élévation	0	0,05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	0	0,10	0.1

Finalelement : **Q = 1,15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) du RPA 99 version 2003, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$T_1$  et  $T_2$  période caractéristique associée à la catégorie du site :

Valeurs de T <sub>1</sub> et T <sub>2</sub>				
Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

S1	Site rocheux
S2	Site ferme
S3	Site meuble
S4	Site très meuble

T : Période du bâtiment en secondes.

$T_2$  : Période caractéristique du site

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

$$T_2 = 0.4 \text{ (site ferme)}$$

$$T = 0.81 \text{ s}$$

$$T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}}$$

$$T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}}$$

$L_x$  : la longueur du bâtiment = 22.5 m

$L_y$  : la largeur du bâtiment = 9.7 m

$$T_x = 0.09 \frac{28.56}{\sqrt{22.5}} = 0.54 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \frac{28.56}{\sqrt{9.7}} = 0.82 \text{ s}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

(tableau 4.2 RPA 99 Version

2003).

$$\xi = 10 \% \rightarrow \eta = 0.7638 > 0.7$$

→

**Condition vérifiée.**

### **Sens longitudinal**

$$T = \min(T, T_x) = 0.54 \text{ s} \quad \rightarrow \quad T_2 < T = 0.54 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.4}{0.54} \right)^{2/3} = 1.56$$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### Sens transversal

$$T = \min (T, T_y) = 0.82 \text{ s} \quad \rightarrow \quad T_2 < T = 0.82 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.4}{0.82} \right)^{2/3} = 1.18$$

### Le poids de la structure

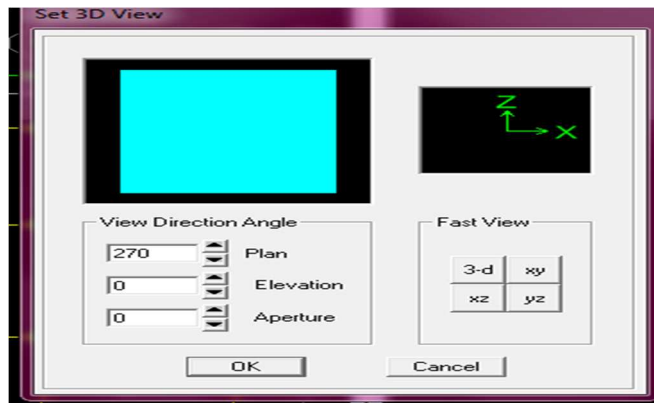
Le poids total déterminé par ETABS est : **22099.17 KN**

### Etude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

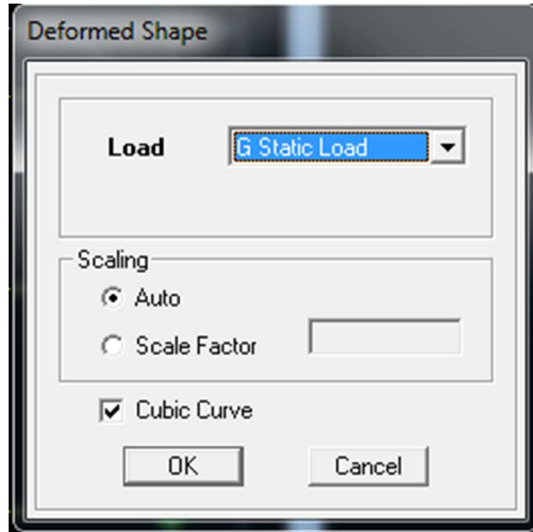
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

**View** → **set 3D view** → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour Aperture



Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E .



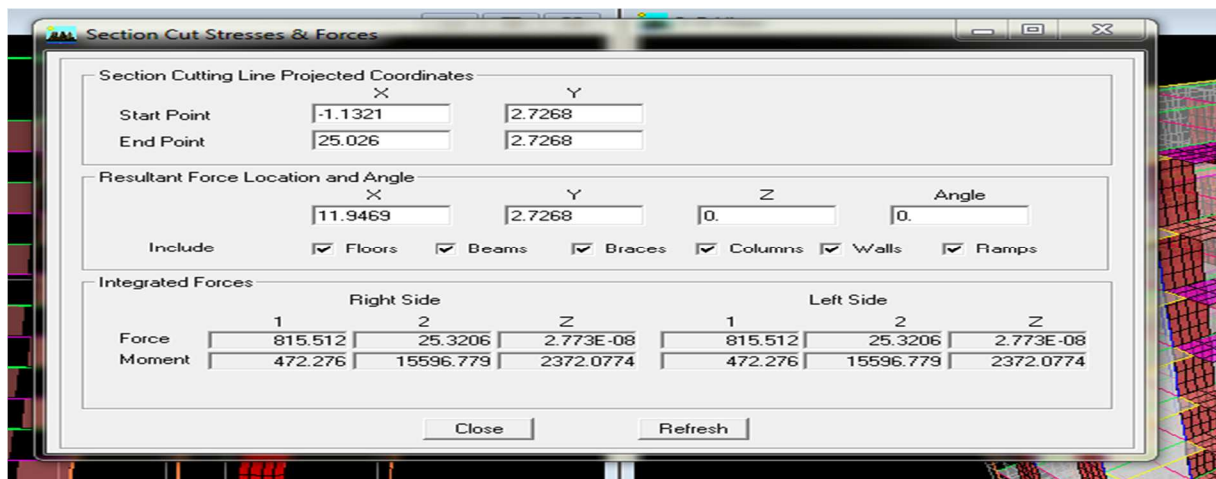
Ensuitedraw →draw section cut

→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée Just a coté

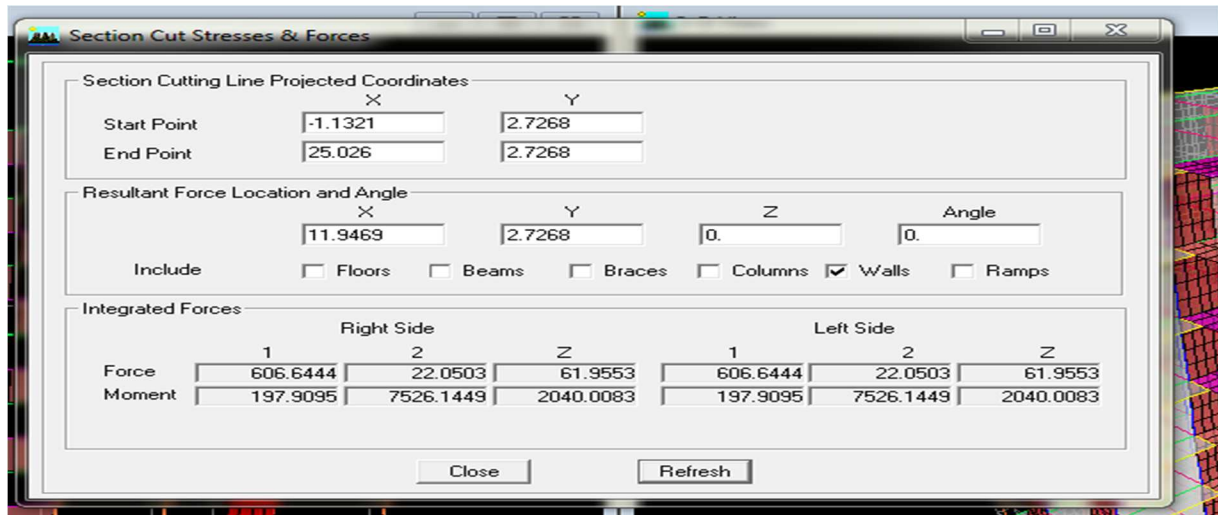
Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **floorsBeamsBracesColumnsRamps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

**Charges horizontales :**

**Sens X-X :**



## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)



On a 815.512  $\longrightarrow$  100%  
 606.6444  $\longrightarrow$  X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

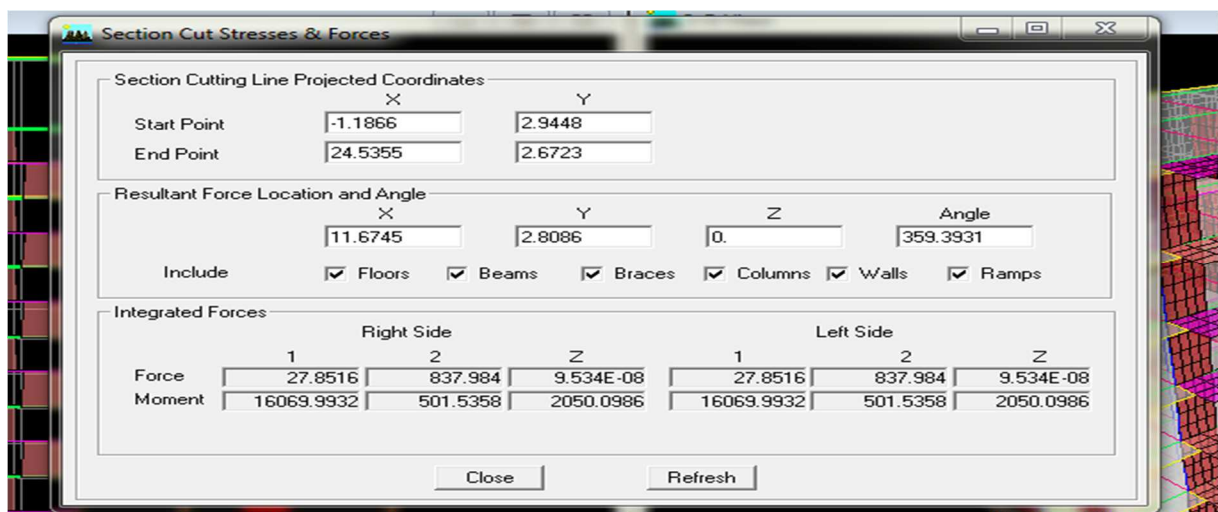
$$X = \frac{606.6444 \times 100}{815.512} = 74.38\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=74.38%
- ❖ Effort repris par les portiques=25.62%

**Sens Y-Y :**

De l'Etabs on obtient les deux tableaux suivant :



## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

**Section Cutting Line Projected Coordinates**

	X	Y
Start Point	-1.1866	2.9448
End Point	24.5355	2.6723

**Resultant Force Location and Angle**

	X	Y	Z	Angle
	11.6745	2.8086	0.	359.3931

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	21.567	627.4789	725.989	21.567	727.4789	725.989
Moment	5520.7377	2403.7423	1771.5873	5520.7377	2403.7423	1771.5873

On a  $837.984 \longrightarrow 100\%$   
 $627.4789 \longrightarrow X$

$$X = \frac{627.4789 \times 100}{837.984} = 74.87\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=**74.87%**
- ❖ Effort repris par les portiques=**25.13%**

**Charges verticales :**

**Section Cutting Line Projected Coordinates**

	X	Y
Start Point	1.3202	2.7268
End Point	21.3203	2.5633

**Resultant Force Location and Angle**

	X	Y	Z	Angle
	11.3202	2.6451	0.	359.5317

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0.1179	-0.5457	20242.1459	0.1179	0.5457	-19925.946
Moment	19884.3696	5041.2779	-0.9957	-19454.354	-4960.228	0.9957

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	1.3202	2.7268
End Point	21.3203	2.5633

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.3202	2.6451	0.	359.5317

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0.1481	2.3455	3495.7654	0.1481	-2.3455	-8436.605
Moment	4041.0793	1995.6349	-1.4346	-3993.072	-1980.736	1.4346

Buttons: Close, Refresh

On a 20242.1459  $\longrightarrow$  100%  
 3495.7654  $\longrightarrow$  X

$$X = \frac{20242.1459 \times 100}{3495.7654} = 17.26\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=17.26%
- ❖ Effort repris par les portiques=82.74%

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA** :

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

## **CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)**

On déduit que notre structure est contreventée par mixte portiques/voiles avec interaction  
Donc **R=5**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les portiques  $\geq 20\%$

### **➤ Calcul de la force sismique totale**

#### **Sens longitudinal**

$$V_x = \frac{(0.15)(1.56)(1.15)}{5} 22099.17 = 1189.38 \text{ KN}$$

#### **Sens transversal**

$$V_y = \frac{(0.15)(1.18)(1.15)}{5} 22099.17 = 899.65 \text{ KN}$$

### **IV.2.4 Vérification de l'excentricité**

**D'après le RPA 99 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  $\pm 0.05L$  doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction (avec L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique).**

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Soit :

XCCM : centre de masse.

XCR : centre de rigidité.

#### **Suivant le sens x-x**

On doit vérifier que :  $/ XCCM- XCR / \leq 5\% L_x$ . Avec  $L_x = 22.5\text{m}$ .

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

À partir du logiciel, on aura les valeurs suivantes :

**Tableau IV.1 Données du logiciel pour le centre de masse et le centre de rigidité**

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
ETAGE 4	D1	252.4039	252.4039	11.021	3.423	252.4039	252.4039	11.021	3.423	11.099	4.383
ETAGE 3	D1	230.6512	230.6512	11.043	3.31	483.0551	483.0551	11.031	3.369	11.099	4.354
ETAGE 2	D1	231.6027	231.6027	11.043	3.316	714.6578	714.6578	11.035	3.352	11.108	4.293
ETAGE 1	D1	234.3456	234.3456	11.044	3.326	949.0034	949.0034	11.037	3.345	11.121	4.198
ES	D1	237.622	237.622	11.044	3.337	1186.6254	1186.6254	11.038	3.343	11.129	4.072
RDC	D1	251.5262	251.5262	11.062	3.518	1438.1516	1438.1516	11.043	3.374	11.098	3.956
ETAGE 6	D2	237.2157	237.2157	11.075	3.485	237.2157	237.2157	11.075	3.485	11.096	4.402
ETAGE 5	D2	230.4054	230.4054	11.068	3.294	467.6211	467.6211	11.071	3.391	11.101	4.419
ETAGE 44	D2	256.7512	256.7512	11.044	3.446	724.3722	724.3722	11.062	3.411	11.103	4.4

**Tableau IV.2 Vérification de l'excentricité accidentelle, sens x-x**

Niveau	XCCM	XCR	$\left  \frac{XCCM - XCR}{XCR} \right $	$5\%L_x$	Condition
RDC	11.043	11.098	0.055	1.125	CV
ES	11.038	11.129	0.091	1.125	CV
Etage 1	11.037	11.121	0.084	1.125	CV
Etage 2	11.035	11.108	0.073	1.125	CV
Etage 3	11.031	11.099	0.068	1.125	CV
Etage 4	11.021	11.099	0.078	1.125	CV
Etage 5	11.063	11.103	0.04	1.125	CV
Etage 6	11.071	11.103	0.021	1.125	CV
Etage 7	11.075	11.069	0.03	1.125	CV

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

Suivant le sens y-y

On doit vérifier que :  $\frac{|YCCM - YCR|}{YCCM} \leq 5\% L_y$ . Avec :  $L_y = 9.7m$ .

**Tableau IV.3 Vérification de l'excentricité accidentelle, sens y-y**

Niveau	YCCM	YCR	$ YCCM - YCR $	$5\% L_y$	Condition
RDC	3.374	3.956	0.582	0.485	CNV
ES	3.343	4.072	0.729	0.485	CNV
Etage 1	3.345	4.198	0.853	0.485	CNV
Etage 2	3.352	4.293	0.941	0.485	CNV
Etage 3	3.369	4.354	0.985	0.485	CNV
Etage 4	3.423	4.383	0.96	0.485	CNV
Etage 5	3.411	4.400	0.989	0.485	CNV
Etage 6	3.391	4.419	1.028	0.485	CNV
Etage 7	3.485	4.402	0.917	0.485	CNV

■ **Remarque :**

Pour le sens y-y ; la valeur de l'excentricité accidentelle est dépassée, donc la condition est non vérifiée.

La dose des voiles injectée ne permet pas donc d'assurer cette vérification dans le sens y-y.

### **IV.2.5 Vérification de la résultante de la force sismique à la base**

La résultante des forces sismiques à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente :  $V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

$$V_{x\text{ dyn}} = 1189.38 \text{ KN} > 0.8 \times 815.15 = 652.12 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y\text{ dyn}} = 899.65 \text{ KN} > 0.8 \times 838.06 = 670.448 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### IV.2.6 Vérification de l'effort normal réduit

$$\gamma = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec  $N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton,

B : section du poteau (bxh),

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

$$\text{Zone I : (35X40)} \rightarrow \gamma_1 = \frac{1365.79 \times 10^3}{(350 \times 400) \times 25} = 0.39 > 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{Zone II : (30X35)} \rightarrow \gamma_2 = \frac{1365.79 \times 10^3}{(300 \times 350) \times 25} = 0.52 > 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

#### ■ Remarque :

L'effort normal réduit n'est pas vérifié, donc les sections des poteaux adoptées ne sont pas vérifiées.

### IV.2.7 Vérification des déplacements relatifs

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec  $\delta_{ek}$  : déplacements dus aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

$\delta_k$  : déplacement relatif.

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### ➤ Déplacements relatifs au niveau K par rapport au niveau K-1 :

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

D'après le RPA 99 version 2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k < \overline{\Delta_k} = 1\%h.$$

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont résumés dans les tableaux suivants :

### Sens longitudinal

**Tableau IV.4 Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.**

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_{kk}(m)$	$\overline{\Delta_{kk}}(m)$	condition
9	0.0135	0.0675	0.0635	0.004	0.0306	CV
8	0.0127	0.0635	0.0575	0.006	0.0306	CV
7	0.0115	0.0575	0.0505	0.007	0.0306	CV
6	0.0101	0.0505	0.0425	0.008	0.0306	CV
5	0.0085	0.0425	0.0245	0.01	0.0306	CV
4	0.0068	0.0245	0.0205	0.004	0.0306	CV
3	0.0049	0.0205	0.0155	0.005	0.0306	CV
2	0.0031	0.0155	0.007	0.0085	0.0306	CV
1	0.0014	0.007	0	0.007	0.0408	CV

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### Sens transversal

Tableau IV.5 Vérification des déplacements dans le sens transversal.

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_{ky}(m)$	$\overline{\Delta_{ky}}(m)$	condition
9	0.0142	0.071	0.0645	0.0065	0.0306	CV
8	0.0129	0.0645	0.057	0.0075	0.0306	CV
7	0.0114	0.057	0.049	0.008	0.0306	CV
6	0.0098	0.049	0.04	0.009	0.0306	CV
5	0.008	0.04	0.0305	0.0095	0.0306	CV
4	0.0061	0.0305	0.021	0.0095	0.0306	CV
3	0.0042	0.021	0.0125	0.0085	0.0306	CV
2	0.0025	0.0125	0.005	0.0075	0.0306	CV
1	0.001	0.005	0	0.005	0.0408	CV

### IV.2.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta (P- $\Delta$ ) (Art5.9 RPA99 Version 2003)

Il faut calculer le coefficient  $\theta_K$  et le comparer avec le nombre 0.1.

Si  $\theta_K < 0.1$  → Les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Avec : 
$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K}$$

$P_K$  : 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.

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

$h_K$  : Hauteur d'étage K.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K-1.

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont résumés dans les tableaux suivants :

### Sens longitudinal

Tableau IV.6 Vérification de l'effet P-Delta, sens x-x

Niveau	$V_K$ (KN)	$h_K$ (m)	$P_K$ (KN)	$\Delta_{Kx}$ (m)	$P_K \Delta_{Kx}$	$V_K h_K$	$\theta$	condition
9	180.75	3.06	2575.58	0.004	10.30	553.10	0.019	CV
8	311.69	3.06	4896.35	0.006	29.38	953.77	0.03	CV
7	433.37	3.06	7510.13	0.007	52.57	1326.11	0.04	CV
6	533.17	3.06	10125.42	0.008	81.01	1631.50	0.05	CV
5	609.56	3.06	12446.20	0.010	124.46	1865.25	0.067	CV
4	677.39	3.06	14766.98	0.004	59.07	2072.81	0.028	CV
3	736.36	3.06	17152.02	0.005	85.76	2253.26	0.038	CV
2	782.87	3.06	19537.06	0.0085	166.06	2395.58	0.069	CV
1	815.51	4.08	22099.17	0.007	154.69	3327.28	0.046	CV

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

Sens transversal

**Tableau IV.7 Vérification de l'effet P-Delta, sens y-y**

Niveau	$V_K$ (KN)	$h_K$ (m)	$P_K$ (KN)	$\Delta_{ky}$ (m)	$P_K \Delta_{ky}$	$V_K h_K$	$\theta$	condition
9	205.83	3.06	2575.58	0.0065	16.74	629.84	0.026	CV
8	338.98	3.06	4896.35	0.0075	37.72	1037.28	0.036	CV
7	459.17	3.06	7510.13	0.008	60.08	1404.99	0.043	CV
6	558.05	3.06	10125.42	0.009	91.13	1707.63	0.053	CV
5	633.77	3.06	12446.20	0.0095	118.24	1939.34	0.06	CV
4	700.56	3.06	14766.98	0.0095	140.29	2143.71	0.065	CV
3	758.02	3.06	17152.02	0.0085	145.79	2319.54	0.063	CV
2	803.02	3.06	19537.06	0.0075	146.53	2457.24	0.06	CV
1	838.06	4.08	22099.17	0.005	110.50	3419.28	0.032	CV

### IV.3 Ferrailage des éléments structuraux

#### IV.3.1 Ferrailage des poteaux

##### a) Calcul du ferrailage des poteaux

➤ Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).

**Tableau IV.8 Choix des ferrillages des poteaux dans le sens x-x**

Niveau	Sec	Sollicitation	N (KN)	M(KN.m)	Nature	$A_{sup}$	$A_{inf}$	$A_{min}$	Ferrailage	A adoptée
Zone1	35x40	$N_{max}$	1365.79	4.231	SEC	0	0	11.2	8HA16	16.08 cm <sup>2</sup>
		$N_{min}$	-257.45	4.231	SET	3.53	2.91	11.2		
		$M_{max}$	735.27	33.353	SEC	0	0	11.2		
Zone2	30x35	$N_{max}$	820.76	8.657	SEC	0	0	8.4	8HA14	12.32 cm <sup>2</sup>
		$N_{min}$	-33.52	3.945	SET	0.76	0.08	8.4		
		$M_{max}$	436.74	26.588	SEC	0	0	8.4		

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

➤ Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

Tableau IV.9 Choix des ferrailages des poteaux dans le sens y-y

Niveau	Sec	Sollicitation	N (KN)	M(KN.m)	nature	$A_{sup}$	$A_{inf}$	Amin	Ferrailage	A adoptée
Zone1	35x40	$N_{max}$	1365.79	1.061	SEC	0	0	11.2	8HA16	16.08 cm <sup>2</sup>
		$N_{min}$	-257.45	1.045	SET	3.29	3.14	11.2		
		$M_{max}$	790.86	48.54	SEC	0	0	11.2		
Zone2	30x.35	$N_{max}$	820.76	5.773	SEC	0	0	8.4	8HA14	12.32 cm <sup>2</sup>
		$N_{min}$	-33.52	11.199	SPC	1.34	0	8.4		
		$M_{max}$	420.88	35.433	SEC	0	0	8.4		

a) Vérifications à l'ELU

▪ Les armatures transversales

➤ Diamètre des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

➤ Espacement des armatures transversales

Selon le BAEL 91, Art A8.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

✓ **En zone courante**

$$S_t \leq \{15\phi_1^{\min}\} = 15 \times 1.4$$

$$S_t \leq 21\text{cm}$$

Soit  $S_t = 15\text{ cm}$

✓ **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\{10\phi_1^{\min}; 15\text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1.4; 15\text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 14\text{cm}$$

Soit  $S_t = 10\text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2 formule (7.1) :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_g}$$

$t$  : Espacement des armatures transversales

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_g$  : Contrainte limite élastique de l'acier.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### ➤ Calcul des armatures

#### Poteaux (35 x 40)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{p_a \times T_{jt}}{h_t \times f_a}$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{2.5 \times 28.86 \times 10^3}{40 \times 400} 10 = 45.09 \text{ mm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{2.5 \times 28.86 \times 10^3}{40 \times 400} 15 = 67.64 \text{ mm}^2$$

#### Poteaux (30 x 35)

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{2.5 \times 31.21 \times 10^3}{35 \times 400} 10 = 55.73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{2.5 \times 31.21 \times 10^3}{35 \times 400} 15 = 83.59 \text{ mm}^2$$

### ➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales

#### ✓ En zone courante

$$\text{Poteaux (35} \times \text{40) : } A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{40) : } A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 2.76 < A_{ad} = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (30} \times \text{35) : } A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (30} \times \text{35) : } A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### ✓ En zone nodale

$$\text{Poteaux (35} \times \text{40) : } A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{40) : } A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (45} \times \text{45) : } A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### ➤ Détermination de la zone nodale

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### Poteaux (35 x 40) de l'entresol

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \max \left( \frac{408-35}{6}; 35; 40; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (62,16; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{65 \text{ cm}}$$

### Poteaux (35 x 40) : RDC+, étage

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \max \left( \frac{306-35}{6}; 35; 40; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (45,16; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

### Poteaux (30x 35) : ~~1<sup>er</sup>~~, ~~2<sup>e</sup>~~, ~~3<sup>e</sup>~~, ~~4<sup>e</sup>~~, ~~5<sup>e</sup>~~, ~~6<sup>e</sup>~~, ~~7<sup>e</sup>~~ étage

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \max \left( \frac{306-35}{6}; 30; 35; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (45,16; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

La longueur minimale des recouvrements est comme suit :

Pour la zone **IIa** :  $L_r = 40 \Phi$

Diamètre des barres (mm)	$L_r$ (cm)
16	64
14	56

### Vérification des contraintes tangentielles (RPA 99 version 2003 ; Art.7.4.3.2)

On doit vérifier :  $\tau_u - \frac{T_u}{bd} \leq (\bar{\tau}_u ; \tau_{bu})$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \rho_b = \mathbf{0.075} \\ \lambda_g < 5 & \rho_b = \mathbf{0.04} \end{cases}$$

**Tableau IV.10 Vérification des contraintes tangentielles**

potEAU	b(cm)	d(cm)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_{bu}$	Condition
35x40	35	37	35.81	7.14	0.075	0.277	3.33	1.875	CV
				5.35					
30x35	30	32	31.35	6.12	0.075	0.3270	3.33	1.875	CV

**Vérifications à l'ELS**

**A) Vérification des contraintes l'ELS**

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$  Section partiellement comprimée

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

- On calcule l'air de la section homogène totale :

$$S = bh + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

■ **Remarque**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Les paramètres sont déterminés comme suit :

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} + C_s$$

$$P = -3L_C^2 - \frac{90 A_s'}{b} (L_C - e') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_C)$$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90 A_s'}{b} (L_C - e')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{array} \right.$$

Avec :  $\cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$  et  $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{s} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

Finalemnt :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

➤ Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

■ **Remarque**

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SOCOTEC et sont représentés dans le tableau suivant :

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

**Tableau IV.11 Vérifications à l'ELS (sens x-x)**

Niveau	Sec	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Zone1	35x40	$N_{max}$	1053.22	-6.362	7.19	6.13	15	106.7	93.1	348	CV
		$N_{min}$	257.45	4.231	0	0	15	-234.1	-192.8	348	CV
		$M_{max}$	735.27	33.353	1.86	7.44	15	34.2	105.4	348	CV
Zone2	30x35	$N_{max}$	621	-8.747	6.35	4.1	15	92.3	64.4	348	CV
		$N_{min}$	-33.52	3.945	0	0	15	-65.7	-6.83	348	CV
		$M_{max}$	436.74	26.588	0.26	7.09	15	12.7	97.5	348	CV

**Tableau IV.12 Vérifications à l'ELS (sens y-y)**

Niveau	Sec	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bl}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{al}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Zone1	35x40	$N_{max}$	1053.22	-25.661	8.81	4.51	15	127.3	72.5	348	CV
		$N_{min}$	257.45	1.045	0	0	15	-218.6	-208.4	348	CV
		$M_{max}$	790.86	-48.54	9.07	0.94	15	126.8	23.2	348	CV
Zone2	30x35	$N_{max}$	621	-6.026	6	4.45	15	88	68.8	348	CV
		$N_{min}$	33.52	11.199	0	1.76	15	-118.7	12.8	348	CV
		$M_{max}$	420.88	-35.433	8.2	0	15	110.8	-6.78	348	CV

**B) Condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t20}}{f_s} \left[ \frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

**Tableau IV.13 Vérification de la condition de non-fragilité (sens x-x).**

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$e_s$ (cm)	h/6	OBS	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Obs
35×40	$N_{max}-M_{cor}$	1053.22	6.362	6.00	6.66	SEC		16.08 cm <sup>2</sup>	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	257.45	4.231	1.64	6.66	SEC			CV
	$M_{max}-N_{cor}$	735.27	33.353	-4.53	6.66	SEC			CV
30×35	$N_{max}-M_{cor}$	621	8.747	-1.40	5.8	SEC		12.32 cm <sup>2</sup>	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-33.52	3.945	11.76	5.8	SPC			CV
	$M_{max}-N_{cor}$	436.74	26.588	-6.08	5.5	SPC			CV

**Tableau IV.14 Vérification de la condition de non-fragilité (sens y-y).**

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$e_s$ (cm)	h/6 (cm)	OBS	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Obs
35×40	$N_{max}-M_{cor}$	1053.22	25.661	2.43	6.66	SEC		16.08 cm <sup>2</sup>	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	257.45	1.045	-0.40	6.66	SEC			CV
	$M_{max}-N_{cor}$	790.86	48.54	6.13	6.66	SEC			CV
30×35	$N_{max}-M_{cor}$	621	6.026	-0.97	5.8	SEC		12.32 cm <sup>2</sup>	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-33.52	11.199	33.40	5.8	SPC			CV
	$M_{max}-N_{cor}$	420.88	35.433	8.41	5.8	SPC			CV

### ■ Remarque

La vérification de la condition de non-fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les sections entièrement comprimées.

### Conclusion :

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

**V.3.2 Ferrailage des poutres**

**a) Calcul des armatures longitudinales**

➤ **Ferrailage des poutres principales**

• **Poutres or voiles à l'ELU**

	$M_x$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cat}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{app}$ cm <sup>2</sup>
travée	40.596	0.093	SSA	0.9515	3.70	5.25	3HA12fil+3HA12chap =6.78
appuis	-61.475	0.141	SSA	0.9245	5.79	5.25	3HA14fil+3HA12chap =8.01

• **Combinaison accidentelle**

	$M_x$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cat}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{app}$ cm <sup>2</sup>
travée	55.478	0.127	SSA	0.9325	5.18	5.25	3HA12fil+3HA12chap =6.78
appuis	-78.316	0.180	SSA	0.900	7.57	5.25	3HA14fil+3HA12chap =8.01

➤ **Ferrailage des poutres secondaire**

• **L'ELU**

	$M_x$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cat}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{app}$ cm <sup>2</sup>
En travée	35.518	0.081	SSA	0.9585	3.23	5.25	3HA12fil+3HA12chap =6.78
Aux appuis	-47.139	0.108	SSA	0.943	4.35	5.25	3HA12fil+3HA12chap =6.78

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

- **Combinaison accidentelle**

	$M_x$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cat}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{app}$ cm <sup>2</sup>
travée	45.278	0.104	SSA	0.945	4.17	5.25	3HA12fil+3HA12chap = 6.78
appuis	-63.938	0.146	SSA	0.921	6.05	5.25	3HA12fil+3HA12chap = 6.78

### b) Vérification des conditions exigées par le RPA 99 version 2003 par apport aux sections minimales

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres de 0.5% en toute section.

➤ **Pour les poutres principales**

$$A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tot}^t = 3T12fil + 3T12chap = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{tot}^a = 3T14fil + 3T12chap = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Pour les poutres secondaires**

$$A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tot}^t = 3T12fil + 3T12chap = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{tot}^a = 3T12fil + 3T12chap = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

### b) Vérification à l'ELU

#### 1) Condition de non fragilité

Il faut vérifier que  $A_s > A_{min}$

Avec : 
$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_s}$$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$  (pour les poutres principales et les poutres secondaires).

$$A_s > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

### 2) Vérification aux cisaillements

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Dans le cas où la fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible) la contrainte  $\bar{\tau}_u$  égale à :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{ctE}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd}$$

$V_u^{max}$  : Effort tranchant maximal à l'ELU.

Poutres principales (30x35) :  $\tau_{u1} = \frac{94.21 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Poutres secondaires (30x35) :  $\tau_{u1} = \frac{72.95 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

### 3) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis

On doit vérifier que :  $V_u \leq \bar{V}_u$ .

Avec :  $\bar{V}_u = 0.4 a b \frac{f_{ctE}}{\gamma_b}$        $a = 0.9d$ .

$$\bar{V}_u = 0.4 b \cdot 0.9 d \frac{f_{ctE}}{\gamma_b} = 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 32 \times \frac{2.5}{1.5} = 576 \text{ KN.}$$

**Poutres principales :**  $V_u = 94.21 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 576 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$

**Poutres secondaires :**  $V_u = 72.95 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 576 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$

**4) Vérification des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ .

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$  ;  $\Psi_s = 1.5$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

➤ **Poutres principales**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{94.21 \times 10^3}{0.9 \times 32 \times 11.304 \times 10^2} = 2.89 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{72.95 \times 10^3}{0.9 \times 32 \times 11.304 \times 10^2} = 2.24 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**5) Ancrage des barres**

$$l_s = \frac{\phi f_s}{4 \tau_{su}}$$

Avec :  $\overline{\tau_{su}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$ .

Pour les HA14 →  $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm.}$

Pour les HA14 →  $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm.}$

Les règles BAEL91 modifiées 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet, la longueur de la partie ancrée hors crochet est :  $L_c = 0.4 l_s$  pour les aciers à HA.

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

Pour les HA 14 →  $L_c = 0.4 \times 49.3 = 17.72 \text{ cm.}$

Pour les HA 12 →  $L_c = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm.}$

### c) Calcul des armatures transversales

#### ➤ Diamètre des armatures

Selon le BAEL 91 modifié 99, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition

suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right).$

Avec :  $\phi_l$  : diamètre minimal des armatures longitudinales.

Poutres principales et secondaires :  $\phi_t \leq \min (1 ; 1.2 ; 3) = 10 \text{ cm.}$

On adopte pour les poutres principales et secondaires le même diamètre pour les armatures transversales :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

#### ➤ Espacement des armatures

L'espacement des armatures transversales est de :

✓ En zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right).$

- Pour les poutres principales et secondaires:  $S_t \leq \min \left( \frac{35}{4} = 8.75 ; 12 \times 1.2 = 14.4 \right) = 8.75 \text{ cm.}$

Soit  $S_t = 8 \text{ cm.}$

✓ En zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Pour les poutres principales et secondaires:  $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm.}$

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

#### ➤ Délimitation de la zone nodale

$L' = 2h.$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

$$h' = \max \left( \frac{h_g}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right).$$

h : Hauteur de la poutre.

$b_1, h_1$  : Dimensions des poutres.

$h_g$  : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

$L' = 2 \times 35 = 70 \rightarrow$  Pour les poutres principales et secondaires.

$$h' = \max (68 ; 30 ; 35 ; 60)$$

Soit :  $h' = 70 \text{ cm} \rightarrow$  Pour les poutres principales et secondaires.

### ➤ Armatures transversales minimales

$$A_t^{min} = 0.003 b S_t$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4A_{H8} \rightarrow \text{Pour les poutres principales et secondaires.}$$

### d) Vérification à l'ELS

#### 1) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu préjudiciable, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### 1) État limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

$$\text{i.e : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_d A_s} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Avec :  $A_s$  : Section d'armature adoptée à l'ELU.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessus.

### ➤ Pour les poutres principales

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
travée	28.773	6.78	0.706	0.8775	25.815	151.61	5.88	15	CV
appuis	- 44.849	8.01	0.834	0.8695	23.315	201.23	8.63	15	CV

### ➤ Pour les poutres secondaires

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
travée	25.826	6.78	0.706	0.8775	25.815	135.65	5.25	15	CV
appuis	- 34.801	6.78	0.706	0.8775	25.815	182.79	7.08	15	CV

## 2) ELS vis-à-vis des déformations

### • Vérification de la flèche

On doit vérifier que  $f \leq f_{adm}$ .

✓ Sens longitudinal

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 6.7 \text{ mm.}$$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

La valeur trouvée par l'ETABS est :  $f=6.35\text{mm}$ .

$$f=6.35\text{mm} \leq f_{adm}=6.7\text{mm}.$$

✓ Sens transversal

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 9\text{mm}.$$

La valeur trouvée par l'ETABS est :  $f= 8.15 \text{ mm}$ .

$$f=8.15 \text{ mm} \leq f_{adm}= 9 \text{ mm}.$$

### ❖ Conclusion

Les sections calculées à l'ELU sont vérifiées, donc on peut garder ces sections d'armatures pour le ferrailage des poutres principales et secondaires.

### IV 3.3. Ferrailage des voiles

#### a) Calcul du ferrailage

**CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)**

**Tableau IV.15 Ferrailage des voiles longitudinaux VL**

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.4	1.4	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.28	0.28	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3887.38	3696.07	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-10805.05	-8329.27	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	122.84	168.06	
	L <sub>t</sub> (m)	1.03	0.97	
	L <sub>c</sub> (m)	0.37	0.43	
	d (m)	0.515	0.485	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5402.525	4164.635	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	834.35	605.77
		N <sub>2</sub>	278.117	201.922
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>20.86</b>	<b>15.14</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>6.95</b>	<b>5.05</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.73	6.47
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>22.04</b>	<b>16.76</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6.95</b>	<b>6.67</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.41	5.09
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>31.40</b>	<b>20.10</b>
Bonde 2		<b>11.30</b>	<b>11.30</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 5HA20</b>	<b>2 x 5HA16</b>
		Bonde 2	<b>2x 5HA12</b>	<b>2 x 5HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	10cm	10cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3.09	2.91
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.03	4.62
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA14/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>
ep =20cm		(A=7.69cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>	
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.487	0.667
		$\tau_b$ (MPa)	0.682	0.934
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3783.65	2787.55
$\sigma_b$ (MPa)		<b>11.46</b>	<b>8.66</b>	

**Tableau IV.16 Ferrailage des voiles transversaux VTI**

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4369.65	2841.02	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8304.81	-4595.86	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	342.71	166.79	
	L <sub>t</sub> (m)	0.98	0.93	
	L <sub>c</sub> (m)	0.52	0.57	
	d (m)	0.491	0.463	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4152.405	2297.930	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	612.18	319.52
		N <sub>2</sub>	204.062	106.506
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>15.30</b>	<b>7.99</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>5.10</b>	<b>2.66</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		13.19	6.42
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>18.60</b>	<b>9.59</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>5.10</b>	<b>4.27</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.16	4.87
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>20.10</b>	<b>11.30</b>
Bonde 2		<b>11.30</b>	<b>11.30</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 5HA16</b>	<b>2 x 5HA12</b>
		Bonde 2	<b>2 x 5HA12</b>	<b>2 x 5HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	10cm	10cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2.95	2.78
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.62	3.39
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA12/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>
ep =20cm		(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>	
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.269	0.618
		$\tau_b$ (MPa)	1.777	0.865
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2714.34	1917.03
$\sigma_b$ (MPa)		<b>7.94</b>	<b>5.73</b>	

**CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)**

**Tableau IV. 17 Ferrailage des voiles transversaux VTII**

	Zones	Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3964.34	4043.22	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9086.64	-6663.31	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	593.56	405.58	
	L <sub>t</sub> (m)	1.04	0.93	
	L <sub>c</sub> (m)	0.46	0.57	
	d (m)	0.522	0.467	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4543.320	3331.655	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	711.73	466.53
		N <sub>2</sub>	237.244	155.512
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>17.79</b>	<b>11.66</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>5.93</b>	<b>3.89</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		22.85	15.61
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>23.51</b>	<b>15.57</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>5.93</b>	<b>7.79</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.48	4.90
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>31.40</b>	<b>20.10</b>
Bonde 2		<b>11.30</b>	<b>11.30</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 5HA20</b>	<b>2 x 5HA16</b>
		Bonde 2	<b>2 5HA12</b>	<b>2 x 5HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	10cm	10cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3.13	2.80
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.03	4.62
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA14/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>
	ep =20cm		(A=7.69cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	<b>Armature transversal</b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	2.198	1.502
		$\tau_b$ (MPa)	3.078	2.103
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	4797.97	3132.82
$\sigma_b$ (MPa)		<b>13.70</b>	<b>9.16</b>	

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### IV.4 Calcul de l'infrastructure

#### IV.4.1 Vérification du type de fondation

##### a) Semelles filantes

##### ▪ Semelles filantes sous voiles

##### ➤ Sens longitudinal

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )= BxL
<b><math>V_{L1}</math></b>	1118.19	1.4	3.99	5.59
<b><math>V_{L2}</math></b>	770.03	1.4	2.75	3.85
<b><math>V_{L3}</math></b>	1121	1.4	4.00	5.60
<b><math>V_{L4}</math></b>	774.43	1.4	2.77	3.88
<b>Somme</b>				<b>18.92</b>

##### ➤ Sens transversal

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )= BxL
<b><math>V_{T1}</math></b>	660.17	1.5	2.2	3.3
<b><math>V_{T2}</math></b>	697.51	1.5	2.33	3.495
<b><math>V_{T3}</math></b>	1162.34	1.5	3.87	5.805
<b><math>V_{T4}</math></b>	1212.32	1.5	4.1	6.15
<b><math>V_{T5}</math></b>	1163.31	1.5	3.87	5.805

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

<b><math>V_{T6}</math></b>	1260.09	1.5	4.20	6.3
<b><math>V_{T7}</math></b>	659.27	1.5	2.198	3.298
<b><math>V_{T8}</math></b>	697.39	1.5	2.32	3.48
<b>Somme</b>				<b>37.633</b>

La surface totale :  $S_v = \sum S_i = 56.553 \text{ m}^2$ .

- Semelles filantes sous poteaux

### Exemple de calcul

Poteaux	Ns (KN)	M (KN.m)	e (m)	Ns . e (KN.m)
<b>1</b>	738.67	4.384	3.95	2917.75
<b>2</b>	991.71	3.276	0.55	545.44
<b>3</b>	596.58	-3.809	-3.95	-2356.49
<b>Somme</b>	<b><math>\sum N_s = 2326.96</math></b>	<b>3.851</b>	<b>/</b>	<b>1106.70</b>

- 1) Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_s = 2326.96 \text{ KN.}$$

- 2) Coordonnées de la résultante des forces par apport au CDG de la semelle

$$e = \frac{\sum N_s \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_s} \rightarrow e = 0.48 \text{ m.}$$

- 3) Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0.54 < \frac{L}{6} = \frac{0.3}{6} = 1.38 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{2326.96}{0.3} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.48}{0.3}\right) = 377.64 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{min} = \frac{2326.96}{8.3} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.48}{8.3}\right) = 183.08 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{2326.96}{8.3} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.48}{8.3}\right) = 328.99 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Détermination de la longueur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{328.99}{200} = 1.64 \text{ m} \rightarrow B = 1.7 \text{ m.}$$

$$S = B \times L = 1.7 \times 8.3 = 14.11 \text{ m}^2.$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de :  $S_t = n \times S_s + S_p$ .

Avec  $n$  : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_t = 3 \times 14.11 + 56.553 = 98.883 \text{ m}^2.$$

■ **Remarque**

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{98.883}{208.55} = 0.47.$$

La surface totale des semelles représente 47% de la surface du bâtiment.

❖ **Conclusion**

Les semelles ne présentent pas de grandes largeurs. Il n'y a pas de chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie **inférieure à 50%** de la surface totale du bâtiment, donc on optera pour **des semelles filantes**.

**IV.4.2 Pré dimensionnement des semelles filantes**

**1) Hauteur de la semelle**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{170-35}{4} + 5 = 38.75 \text{ cm.}$$

On prend une hauteur  $h_s = 40 \text{ cm}$ .

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L = 8.3\text{m} \quad ; \quad B = 1.5\text{m} \quad ; \quad h_s = 0.40\text{ m.}$$

### 2) Étude de la poutre de rigidité

#### ➤ Dimensionnement

Il faut que :

- La hauteur :  $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$ .
- La largeur :  $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$ .

Avec L : c'est la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \frac{450}{9} \leq h_p \leq \frac{450}{6} \quad \rightarrow \quad 50 \leq h_p \leq 75.$$

On prend une hauteur  $h_p = 75\text{ cm}$ .

$$h_p = 70\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{3} 70 \leq b_p \leq \frac{2}{3} 70 \quad \rightarrow \quad 23.33 \leq b_p \leq 46.66.$$

On prend une largeur  $b_p = 40\text{ cm}$  (pour des raisons pratiques, par apport à la dimension du poteau).

#### ➤ Ferrailage de la poutre à l'ELU

Poteaux	Nu (KN)	M (KN.m)	e (m)	Ns x e (KN.m)
1	1012.11	6.323	3.95	3997.83
2	1365.79	-4.231	0.55	751.18
3	822.24	-1.109	-3.95	-3247.85
Somme	$\sum N_s = 3200.14$	0.983	/	1501.16

$$e = \frac{\sum N_s \cdot e_i}{\sum N_s} \quad \rightarrow \quad e = 0,47\text{ m.}$$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3200.14}{8.3} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.47}{8.3}\right) = 451.05 \text{ KN/ml.}$$

### IV.4.3 Ferrailage des semelles filantes

$$A_s = \frac{N_u (B-b)}{8 d_b \sigma_{st}} = \frac{3200.14 \times 10^3 (1500-40)}{8 \times 1495 \times 348} \times 10^{-2} = 11.22 \text{ cm}^2.$$

Soit à prendre **6 HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **15 cm**.

#### ➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.02 \text{ cm}^2.$$

On prend **4 HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20 cm**.

### IV.4.4 Ferrailage de la poutre de rigidité

Pour le calcul et le ferrailage de la poutre de rigidité, on utilise le logiciel de calcul **Genicad2009**.

#### ➤ Affichage des données et des résultats

Interface de Calcul et de Dessin De Semelles Filantes Rigides Sous Poteaux ...

Nom du Fichier Resultat / Dessin : S1      Nom de la semelle: Semelle filante

Nombre de poteaux (max=7) : 3      Contrainte ultime du sol ( Bars ) : 2

Coté poteau (ST) (m) : 0.35

Debord gauche (m) : 0.5

Debord droit (m) : 0.5

Poteau	1	2	3	4	5	6	7
Coté (SL)	0.4	0.4	0.4				
N (ELU)	98.211	115.58€	60.224				
Mt (ELU)	0.6357	0.448	-0.5402				
L. Travée	4.5	3.4					OK

**RESULTATS :**

Mt appui	-3.5257	-69.896	-3.6768				
Mt travée	53.1221	9.8412€					

<b>Epaisseur semelle</b>	0.45	<b>Largeur semelle</b>	1.85
<b>Hauteur poutre de rigidité</b>	0.91	<b>Longueur semelle</b>	10.1
<b>Contrainte moyenne</b>	1.95709€	<b>Contrainte maximale</b>	2.45282€

**Valeurs à retenir pour Le Dessin**

**Epaisseur de la semelle** :

**Hauteur poutre de rigidité** :

**Largeur de la semelle** :

**ACIERS : LIT SUPERIEUR**

1er Lit Filant  T

2ème Lit Filant  T

Aciers en travée  T

**ACIERS : LIT INFERIEUR**

1er Lit Filant  T

2ème Lit Filant  T

Chapeaux  T

(sous poteaux)

Vérification des Contraintes

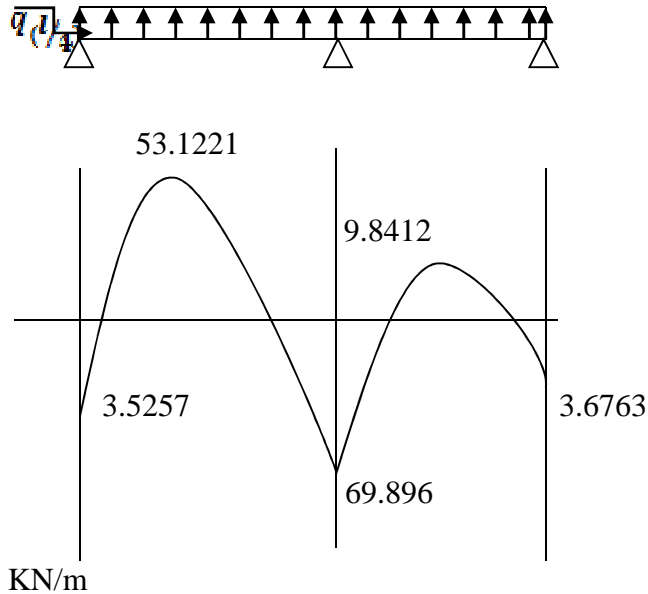
**Figure IV.1 Interface et calcul de la semelle filante rigide sous poteau.**

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### ➤ Les moments en travée et aux appuis

$M_{\text{appuis}}$ (t.m)	3.5257	69.896	3.6763
$M_{\text{travée}}$ (t.m)	-53.1221	-9.8412	/

### ➤ Diagramme des moments



### ➤ Détermination des sections d'armatures

Le ferrailage de la poutre de rigidité se fait avec les moments maximaux aux appuis et en travée.

$$M_t^{max} = 53.1221 \text{ (t.m).}$$

$$M_a^{max} = 69.896 \text{ (t.m).}$$

Pour le ferrailage, on utilise le même logiciel.

Avec :  $h_p = 75\text{cm.}$

$$b_p = 40\text{cm.}$$

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### ✓ Aux appuis

Calcul De Sections D' Aciers pour les sections rectangulaires Par CHEKIRED ...

Moment ( t.m )	9.896	Enrobage aciers tendus ( cm )	2.5
Effort Normal ( t )		Enrobage aciers comprimés ( cm )	2.5
Hauteur ( cm )	75	Limite Elastique acier : fe ( MPa )	400
Base ( cm )	40	Resistance Béton : fc28 ( MPa )	25
Lf ( cm )			

Ok

**Section d'aciers tendus**

32.0715628183591

T10 T12 T14 T16 T20 T25

7 7

**Section d'aciers comprimés**

0

T10 T12 T14 T16 T20 T25

Verification de la section choisie

36.04 0

Exit

### ✓ En travée

Calcul De Sections D' Aciers pour les sections rectangulaires Par CHEKIRED ...

Moment ( t.m )	3.1221	Enrobage aciers tendus ( cm )	2.5
Effort Normal ( t )		Enrobage aciers comprimés ( cm )	2.5
Hauteur ( cm )	75	Limite Elastique acier : fe ( MPa )	400
Base ( cm )	40	Resistance Béton : fc28 ( MPa )	25
Lf ( cm )			

Ok

**Section d'aciers tendus**

23.3795243136374

T10 T12 T14 T16 T20 T25

7 7

**Section d'aciers comprimés**

0

T10 T12 T14 T16 T20 T25

Verification de la section choisie

24.85 0

Exit

Nota : dans le cas d'un poteau simplement comprimé donnez la longueur de flambement < Lf

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### IV.5 Etude comparative

#### IV.5.1 Comparaison des ferrailages R+4 et R+7

##### a) Les voiles

			Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> ) (R+7)	Ferrailage réalisé (cm <sup>2</sup> ) (R+4)
<b>VTI</b>	<b>Zone I</b>	<b>A<sub>v tot</sub></b>	42.3	41.6
			2X10HA16+2X5HA10	13XHA14
		<b>A<sub>b</sub>/ml</b>	9.24	6.93
			2X5HA12	2X7HA10
	<b>Zone II</b>	<b>A<sub>v tot</sub></b>	23.45	21.54
			2X15HA12	2X13HA12
		<b>A<sub>b</sub>/ml</b>	6.78	5.09
			2X5HA12	2X7HA8
<b>VTII</b>	<b>Zone I</b>	<b>A<sub>v tot</sub></b>	74.1	41.6
			2X10HA20+2X5HA12	13XHA14
		<b>A<sub>b</sub></b>	12.06	6.93
			2X5HA14	2X7HA10
	<b>Zone II</b>	<b>A<sub>v tot</sub></b>	38.39	21.54
			2X10HA16+2X5HA12	2X13HA12
			9.24	5.09

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

		$A_{II}/ml$	2X5HA12	2X7HA8
VL	Zone I	$A_{V_{tot}}$	51.03 2X10HA20+2X5HA12	38.85 2X12HA14
		$A_{II}/ml$	12.06 2X5HA14	6.93 2X7HA10
	Zone II	$A_{V_{tot}}$	40.19 2X10HA16+2X5HA12	20.10 2X12HA12
		$A_{II}/ml$	9.24 2X5HA12	5.09 2X7HA8

### b) Les poteaux

#### ➤ Armatures longitudinales

	Ferraillage calculé(cm <sup>2</sup> ) (R+7)	Ferraillage réalisé(cm <sup>2</sup> ) (R+4)
35X40	8 HA16	8HA16
30X35	4HA14	8HA14

#### ➤ Armatures transversales

	Ferraillage calculé(cm <sup>2</sup> ) (R+7)	Ferraillage réalisé(cm <sup>2</sup> ) (R+4)
35X40/ 30X35	4T8	4T8

## CHAP IV : CALCUL ET VERIFICATION DE LA NOUVELLE STRUCTURE (R+7)

### c) Les poutres

	Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> ) (R+7)		Ferrailage réalisé (cm <sup>2</sup> ) (R+4)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Poutre principale	3HA12fil +.HA12chap	3HA14fil +3HA12chap	3T14 fil + 3T12 chap.	3T14 Fil + 3T12 chap.
Poutre secondaire	3HA12fil +3HA12chap	3HA12fil +3HA12chap	3T12 Fil + 3T12 chap.	3T12 Fil + 3T12 chap.

### d) Les fondations

		Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> ) (R+7)	Ferrailage réalisé (cm <sup>2</sup> ) (R+4)
Poutre de rigidité	Appuis	38.20 7HA20fil+7HA20chap	18.53 4HA16fil+4HA16chap+2HA14chap
	Travée	25.26 7HA16fil+7HA16chap	18.87 4HA16fil+4HA16chap +2HA14chap
Semelle filante	Armature Principale	11.22 6HA16	7HA12
	Armature de répartition	3.02 4HA10	7HA12

**Conclusion**

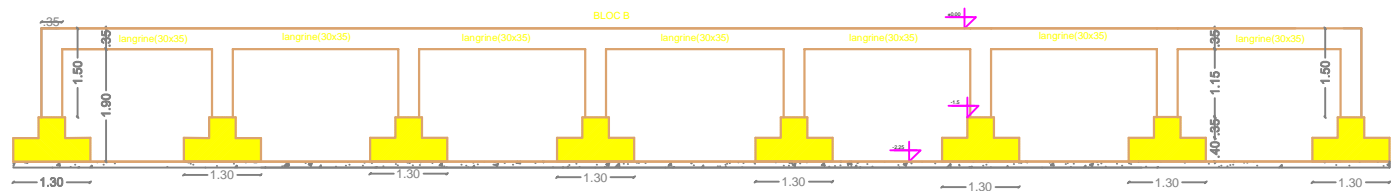
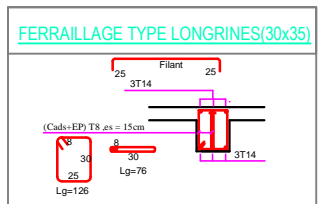
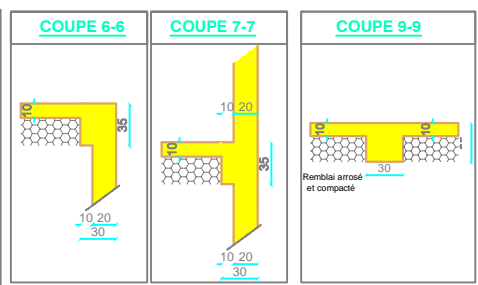
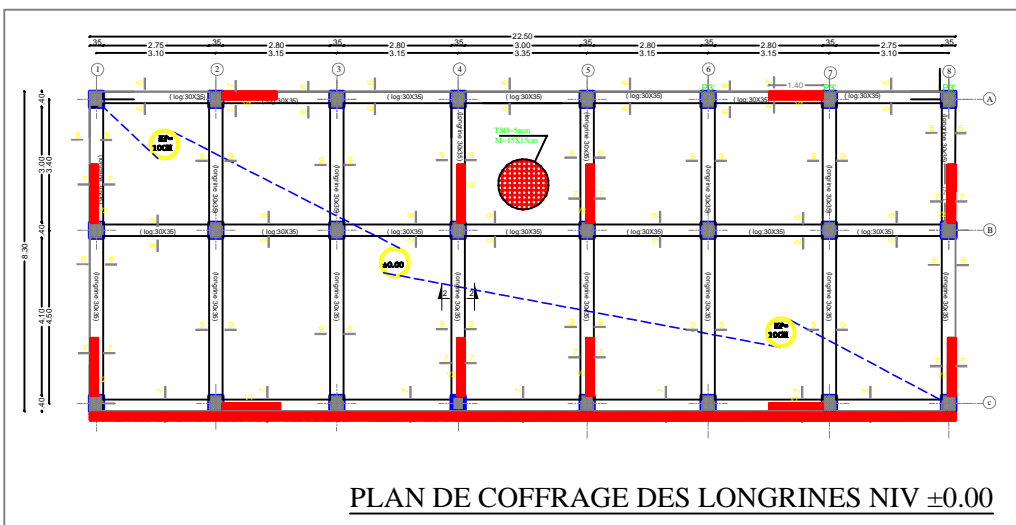
D'après les calculs effectués sur la structure R+7(après extension) on a conclu :

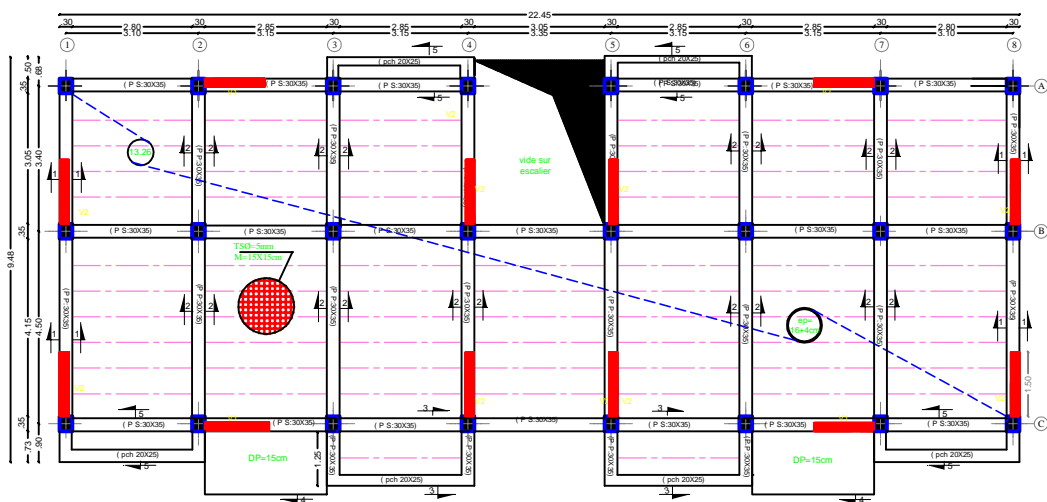
- Toutes les vérifications de RPA99 version 2003 sont vérifiées sauf l'excentricité et l'effort normal réduit.
- Les ferrailages des voiles et des fondations adoptées pour le R+4 ne sont pas suffisants pour la structure étendue.

Le problème des extensions des structures existantes reste toujours posé. A travers le cas d'étude que nous avons entrepris nous avons essayé de montrer toute la complexité de ce phénomène qui a pris de l'ampleur ces dernières années. Nous pourrions résumer cette complexité comme suit :

- Toute extension provoquerait forcément des changements de toutes les caractéristiques géométriques de la nouvelle structure donc des rigidités, des excentricités.... Donc de la réponse de la structure vis-à-vis des sollicitations. Toutes les vérifications sont inévitablement fausses.
- L'exécution des extensions est très difficile à réaliser. Il n'y a pas de normes régissant les extensions. Une main d'œuvre qualifiée pour cette pratique est totalement absente sur le marché du travail.
- Très souvent, ces extensions sont réalisées sans autorisation au préalable. Il n'y a pas d'étude approfondie ni sur les précautions à prendre ni sur les conséquences de cette pratique.
- Dans ces extensions la rigidité et la stabilité sont très souvent remises en cause ce qui peut mener jusqu'à la ruine. En l'absence d'une étude complète et pluridisciplinaire réalisée par des praticiens du bâti ces genres de constructions doivent être interdits.

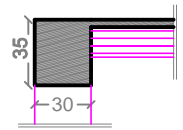




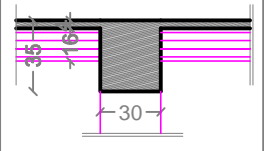


PLAN DE COFFRAGE NIV +13.26,+16.32

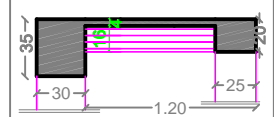
COUPE 1-1



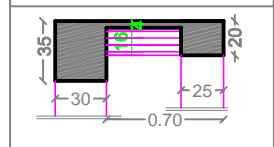
COUPE 2-2



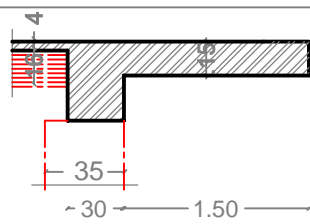
COUPE 3-3



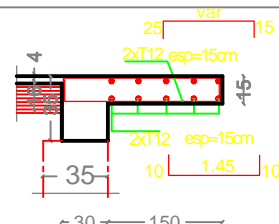
COUPE 5-5

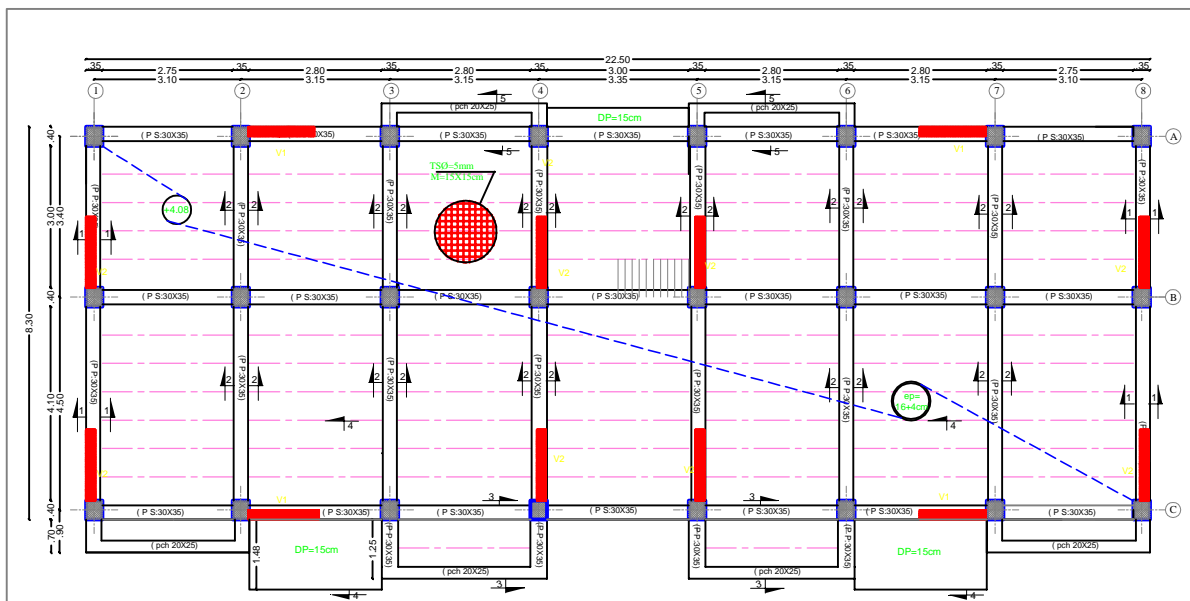


COUPE 4-4



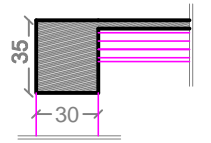
ferrailage en coupe 4-4



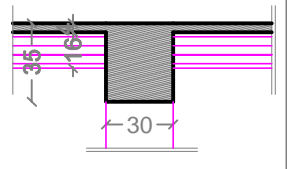


PLAN DE COFFRAGE NIV +4.08 m

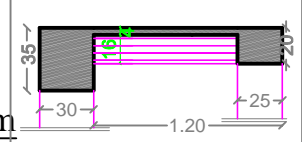
COUPE 1-1



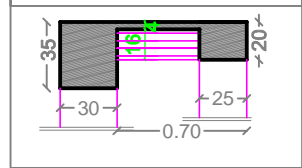
COUPE 2-2



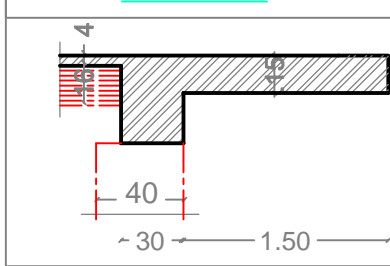
COUPE 3-3



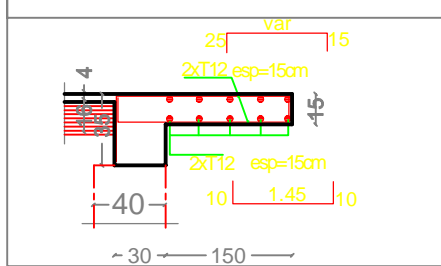
COUPE 5-5



COUPE 4-4

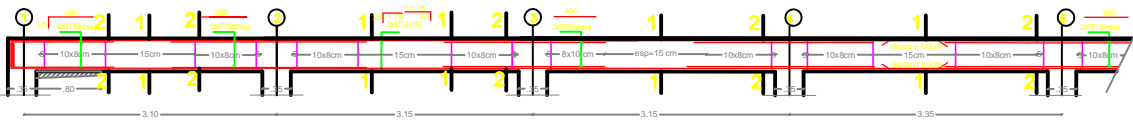


ferrillage en coupe 4-4

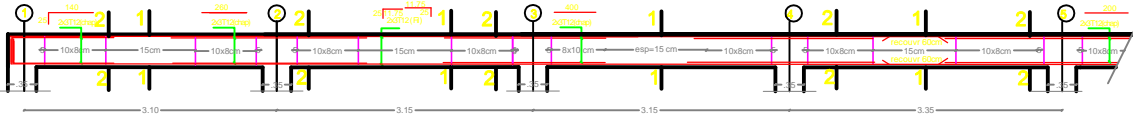


## FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE

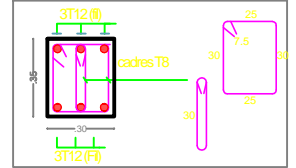
### FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE axe; A & C



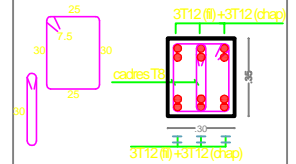
### COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE axe; B

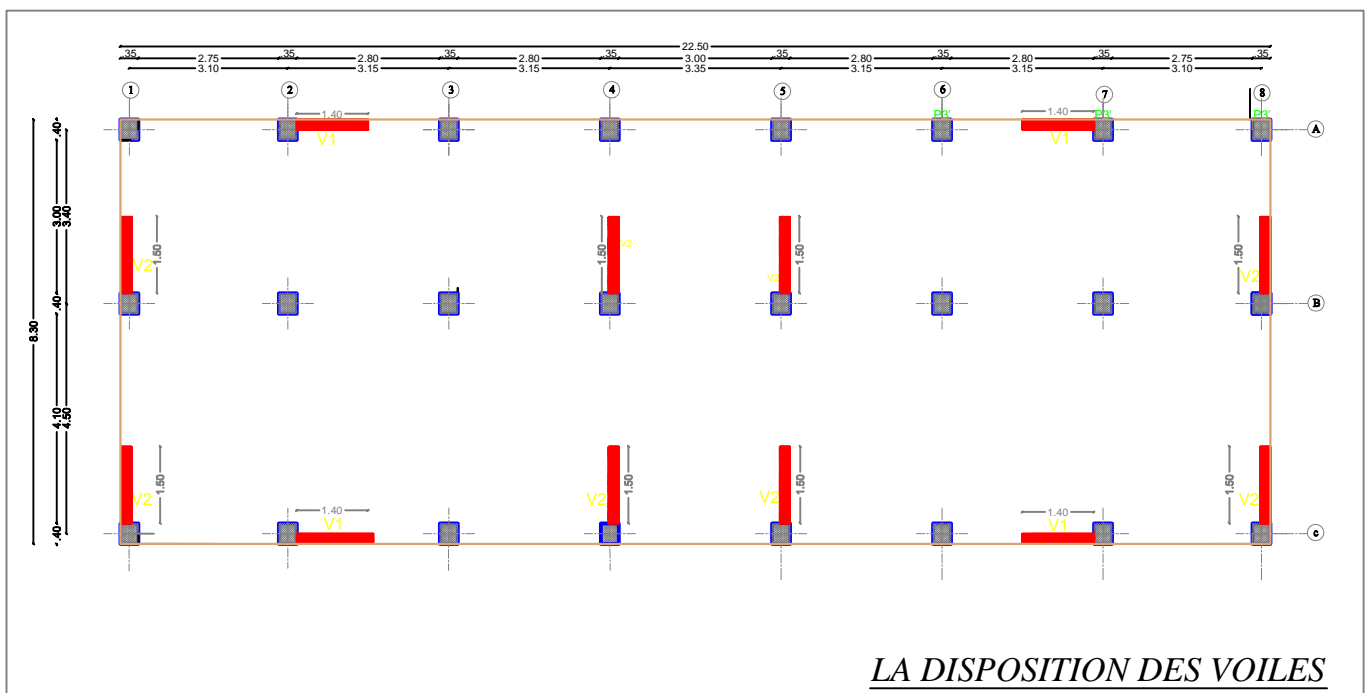


#### COUPE 1-1



#### COUPE 2-2





**LA DISPOSITION DES VOILES**

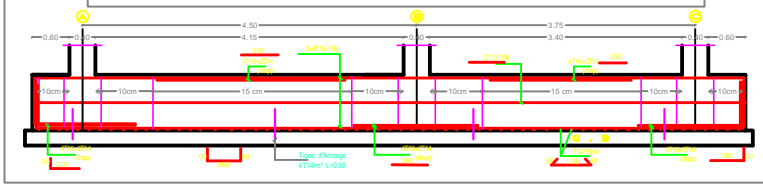
**\*Les Voiles Longitudinaux:**

V1 = 1.40m

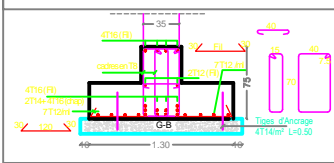
**\*Les Voiles Transversaux:**

V2 = 1.50 m

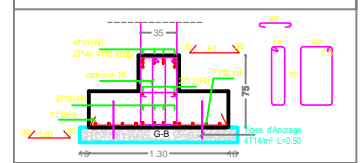
### COFFRAGE FERRAILLAGE SEMELLES FILANTES SF1



### Coupe aux appuis

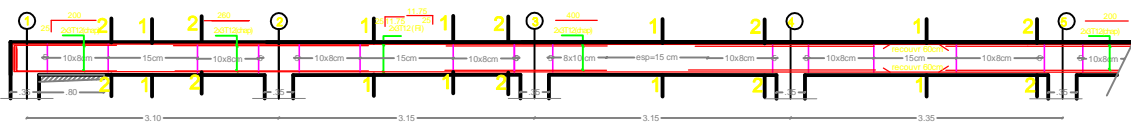


### Coupe en travée

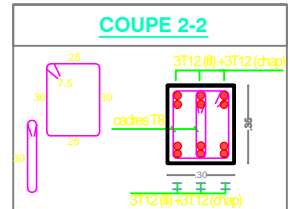
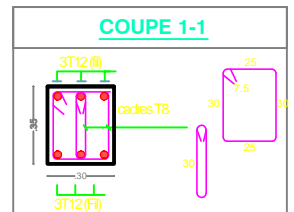
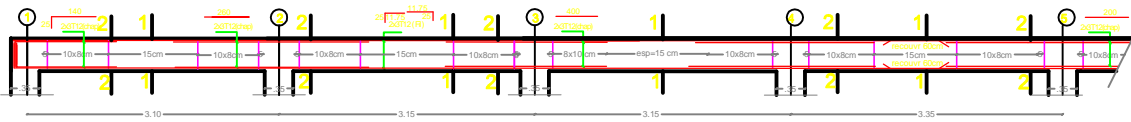


## FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE

### FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE axe; A & C

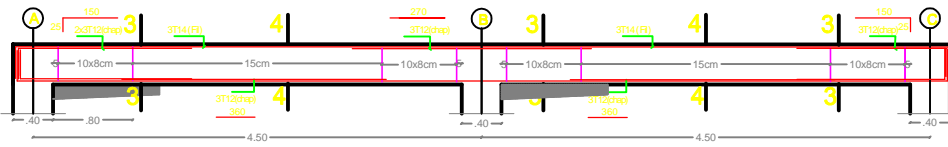


### COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE axe; B

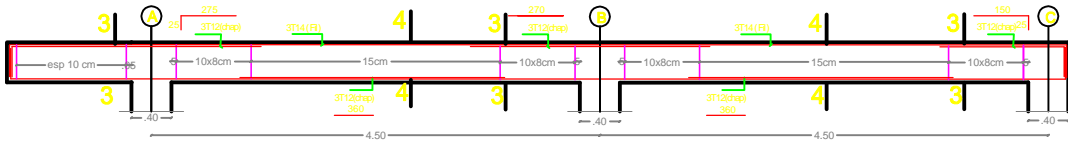


# FERRAILLAGE DES POUTRES PRICIPALE

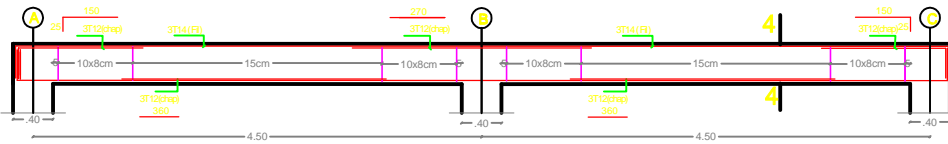
## FERRAILLAGE DES POUTRES PRICIPALE fil 1;& 8



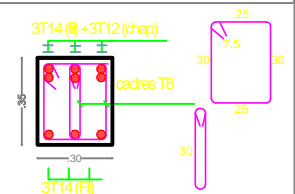
## FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE fil 3,4,5& 6



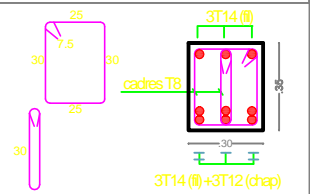
## FERRAILLAGE POUTRE PRICIPALE fil 2& 7

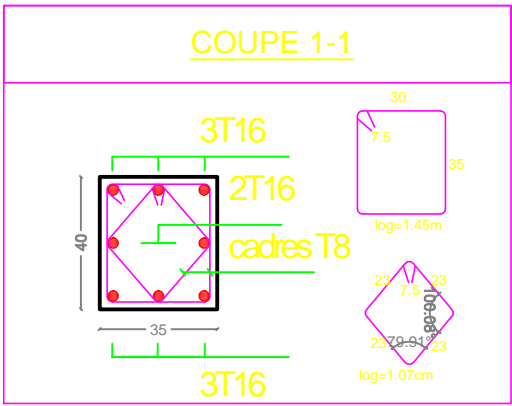
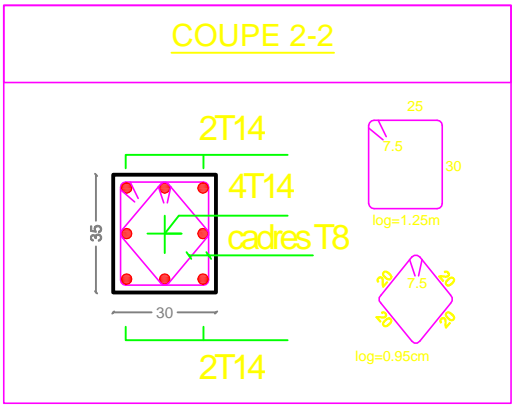
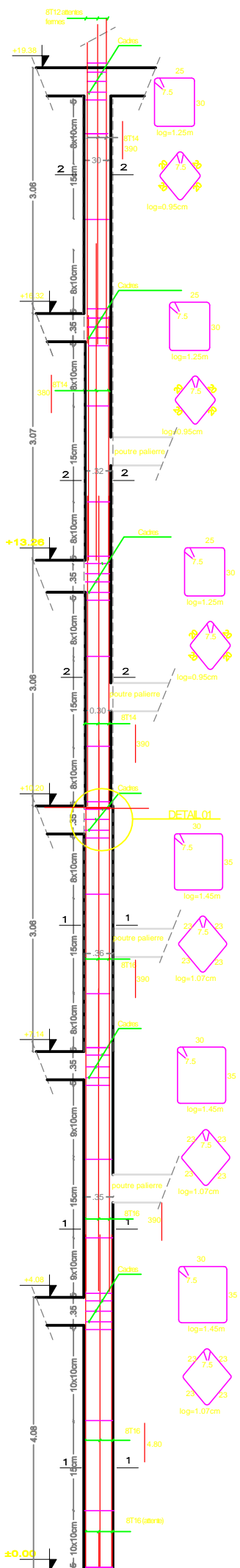


### COUPE 3-3



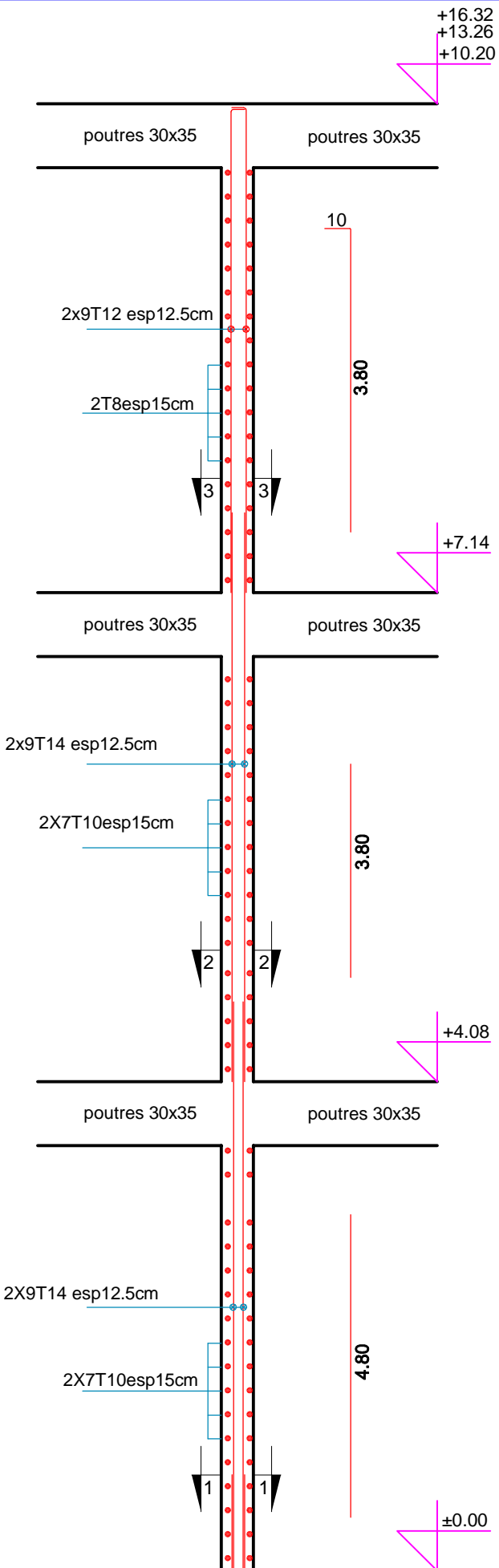
### COUPE 4-4



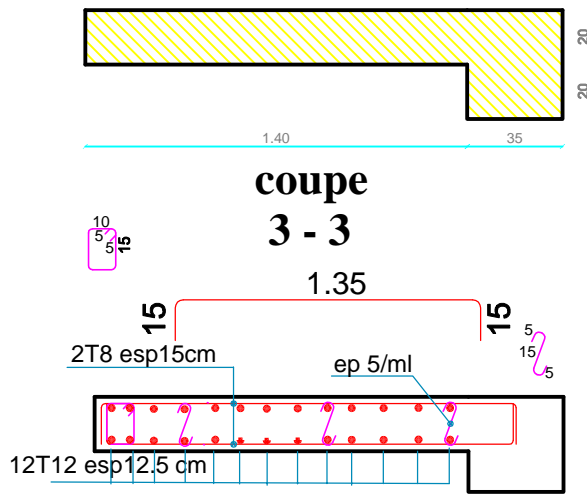


## COFF et FERR DES POTEAUX P1

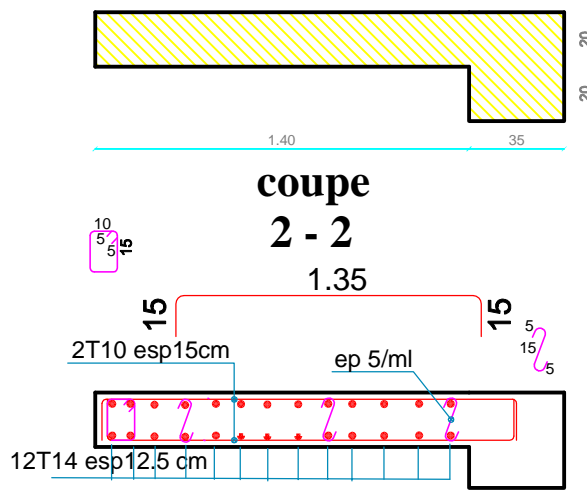
+16.32  
+13.26  
+10.20



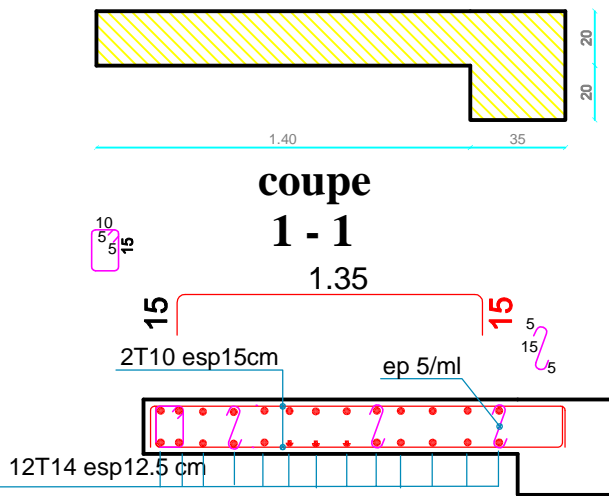
### coupe 3 - 3



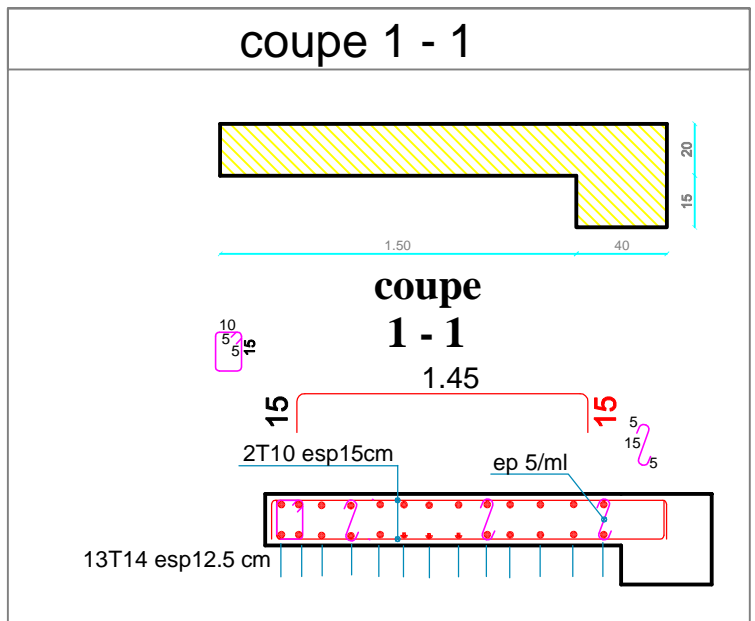
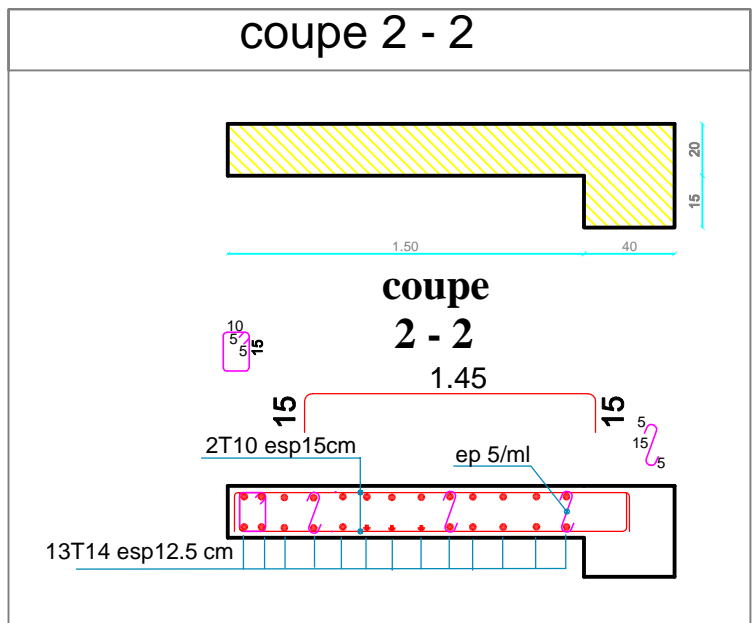
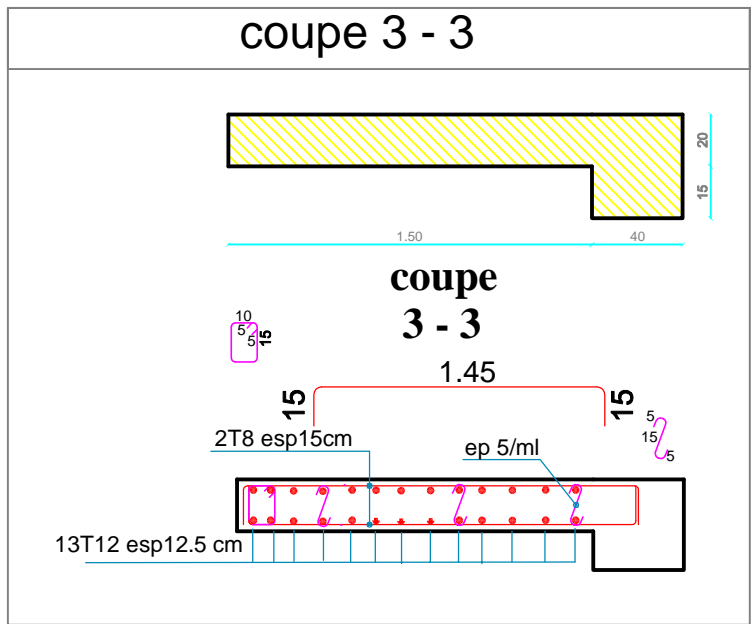
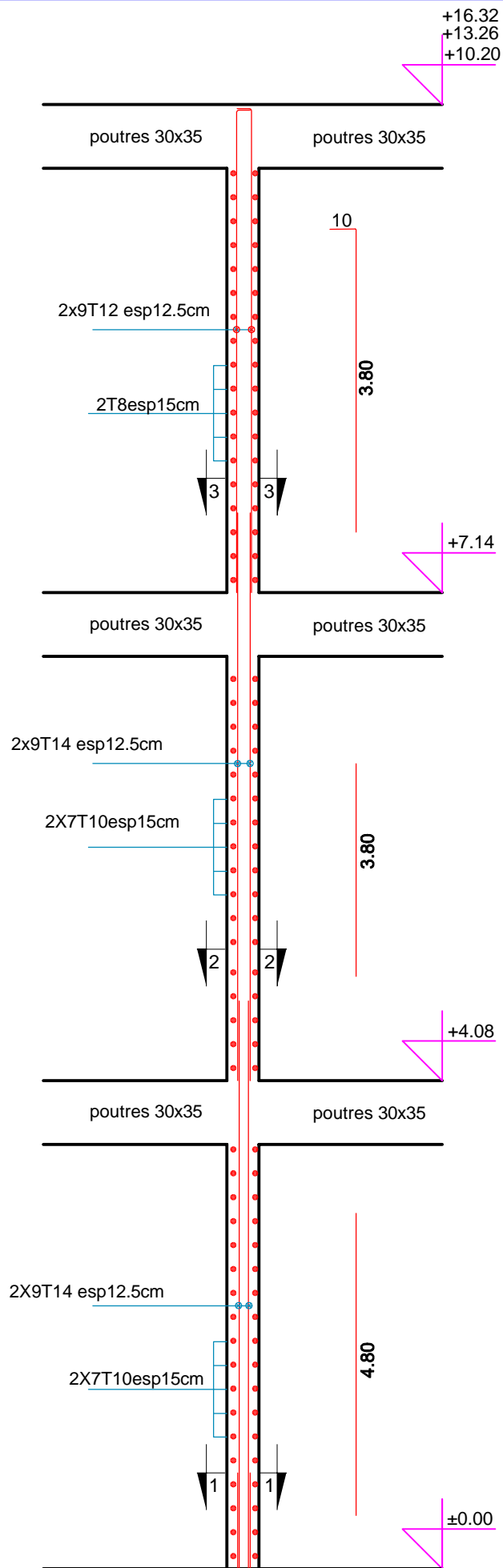
### coupe 2 - 2



### coupe 1 - 1



Ferrailage des voiles V1



Ferrailage des voiles V2

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

- **Règlement :**

- RPA99 version2003 : Règles Parasismiques Algériennes.
- BAEL91 modifiée99 : Béton Armé aux États Limites.
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.

- **Logiciels et programmes :**

- AUTO-CAD 2D (Dessin).
- ETABS V.9.6.0 (Analyse des structures).
- OFFICE (Traitement de texte, calcul.....).

- **Supports de bureaux d'étude ( LAKROUZ) :**

- Note de calcul.
- Rapport du sol.

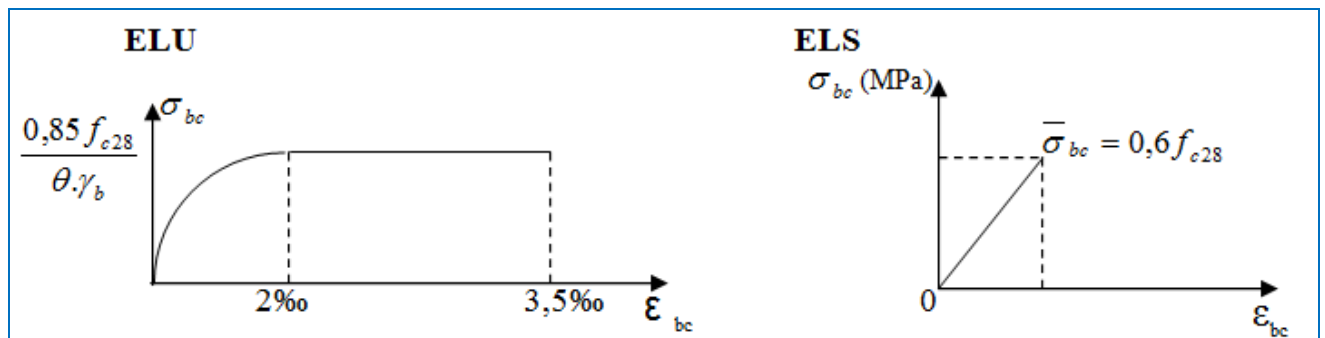
- **Les sites internet :**

- 20151218\_Fiche\_application\_extension\_batiment.pdf.
- [www.sac47.com](http://www.sac47.com).
- [www.google.com/search?ei=2HP2XfKMD46Ai-gP3KqMSA&q=extension+batiment+existant](http://www.google.com/search?ei=2HP2XfKMD46Ai-gP3KqMSA&q=extension+batiment+existant) .

**ANNEXE I****CONTRAINTES ET DEFORMATIONS DU BETON****Diagrammes contraintes- déformation du béton**

[Art A.4.3, 41 BAEL 91]

Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) -déformation ( $\varepsilon_{bc}$ ) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle ».



**Figure 1 Diagrammes contraintes- déformation du béton**

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2$  ‰  $\Rightarrow$  compression pure ; avec :  $\varepsilon_{bc}$  raccourcissement du béton

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5$  ‰  $\Rightarrow$  compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2%.

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3.5‰.

**Déformations longitudinales du béton****a) Déformations longitudinales du béton**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{Art A.2.1, 21/BAEL91}]$$

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

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad [\text{Art A.2.1, 22 BAEL 91}].$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$

### b) Module de déformation transversale

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

Avec : E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### c) Le coefficient de poisson $\nu$

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

- $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.
- $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

### d) Contrainte tangentielle conventionnelle : [BAEL 91 modifié 99/ Art 5.1, 1]

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right).$$

Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right).$$

**ANNEXE II**  
**PROTECTION DES ARMATURES**

[BAEL 91/ Art 7.1]

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- **5cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- **3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).
- **1cm** pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient non exposées aux condensations.
- **3 cm** lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieur à 40Mpa.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

**ANNEXE III****CONTRAINTES ET DEFORMATIONS DE L'ACIER**

[Art A.2.2, 1/ BAEL91modifiées99]

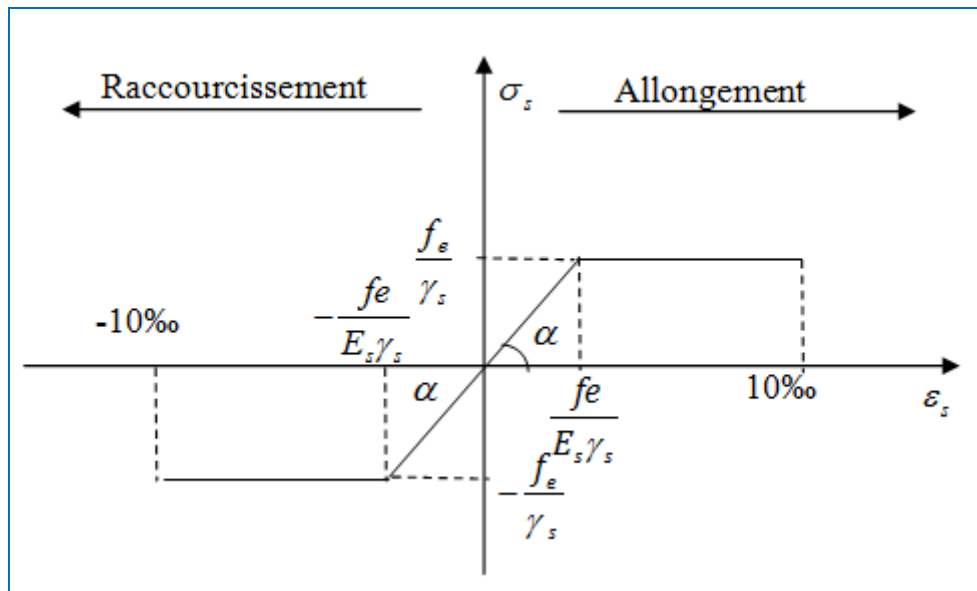


Figure 2 Diagrammes des contraintes – déformations de l'acier

## ANNEXE IV

### MANUEL D'UTILISATION DU LOGICIEL ETABS

Les étapes de modélisation sont résumées ci-dessous:

- A- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C- C- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D- Définition des charges statiques (G, Q).
- E- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- F- Définition de la charge sismique E.
- G- Chargement des éléments.
- H- Introduction des combinaisons d'actions.
- I- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

#### Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

##### ➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

##### ➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

Cette opération permet d'introduire :

- \* Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- \* Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- \* Les hauteurs des différents étages.
- \* Les longueurs des travées.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

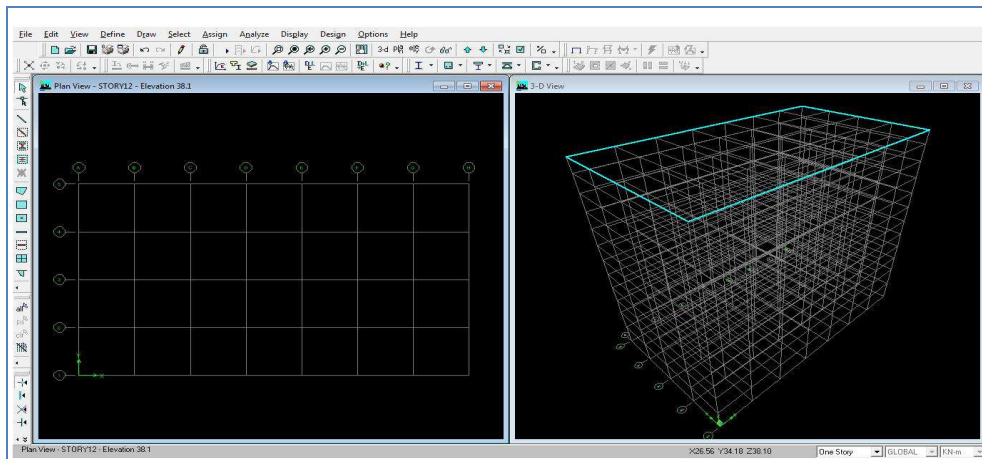


Figure IV.3 Affichage en plan et en 3D

### Étape B: Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

**Define** → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material**



Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

### Étape C : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

**Define** → **Frame Sections**  → **ADD Rectangular.**

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs

caractéristiques géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :


**Élément Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

**Élément membran** : il est utilisé pour les éléments minces.



**Élément plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



### Pour les poteaux

On clique sur le bouton  une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) None on choisit le nom de la section pot (35×35) par exemple et on valide.

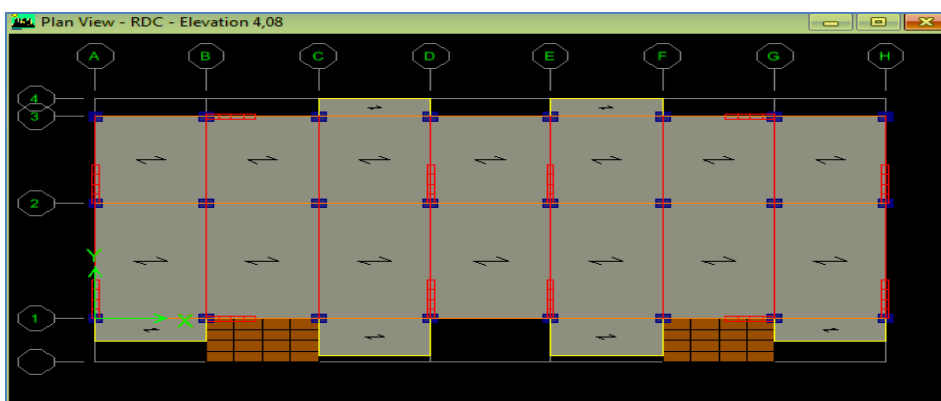
### Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

### Pour les planchers et dalle pleine


On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide. Enfin, on obtient la structure suivante :



**Figure IV.4** Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On

sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

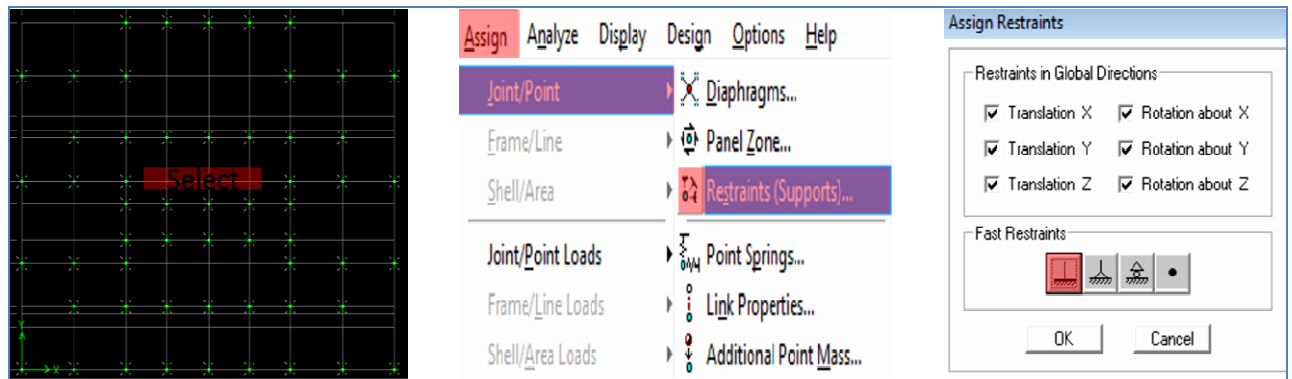


Figure IV.5 Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

### ➤ Masse source

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

$W_i$  : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

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

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).


Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

### ➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  → D1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

**Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

**Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003**

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

**Define** → **Response spectrum** → **Function Spectre from file**.

**Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.

**Étape « G » : Chargement des éléments**

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

**Assign** → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui

revient en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**.

**Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions**

➤ **Combinaisons aux états limites**

ELU : 1,35 G+1,5 Q

ELS : G+Q

➤ **Combinaisons accidentelle du RPA99 version 2003**

GQE :  $G+Q \pm E$


08 GE :  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :


**Define** → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo.**

**Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats**

➤ **Lancement de l'analyse**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

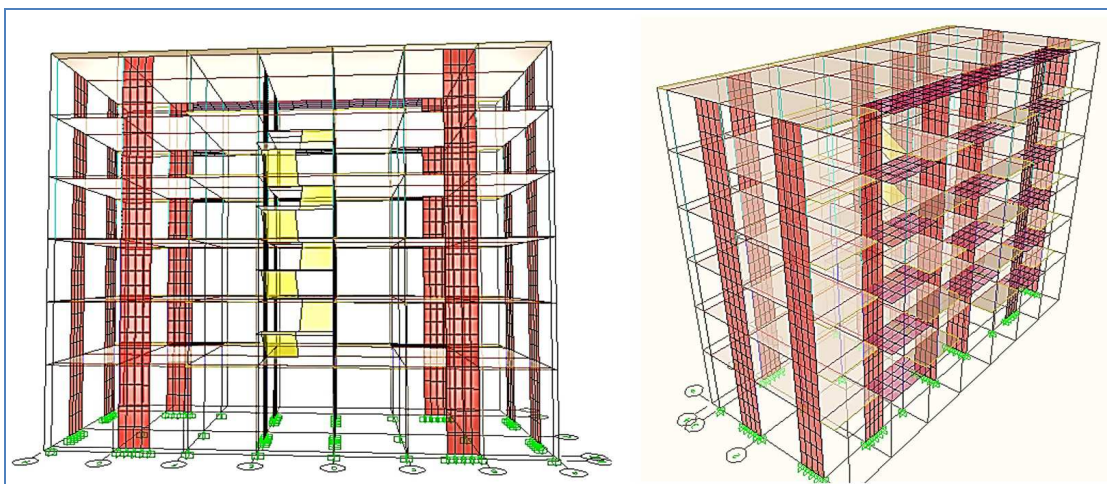
➤ **Visualisation des résultats**

**Déformée de la structure** : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

**Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagramme** .

**Déplacement** : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considééré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.



**Figure IV.6** Vue en 3D de la structure

**ANNEXE V****TERMINOLOGIE DU LOGICIEL ETABS**

◆ Grid line :	ligne de grille	◆ Joints :	nœuds
◆ Frame :	portique (cadre)	◆ Shell :	voile
◆ Loads :	charges	◆ Uniformed loads :	charges uniformes
◆ Define :	définir	◆ Material :	matériaux
◆ Concrete :	béton	◆ Steel :	acier
◆ Frame section :	coffrage	◆ Colonne :	poteau
◆ Beam :	poutre	◆ File :	fichier
◆ Copy :	copier	◆ Move :	déplacer
◆ Save :	enregistrer	◆ Save as :	enregistrer sous
◆ Add :	ajouter	◆ Delete :	supprimer
◆ Story :	étage	◆ Height :	hauteur
◆ Element :	élément	◆ Restraintes :	points d'application de la charge

**ANNEXE VI****EXPOSE DE LA METHODE DE CALCUL EN FLEXION COMPOSEE**

Calcul du centre de pression : 
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

➤ **Section partiellement comprimée (SPC)**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec  $N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : moment fictif.

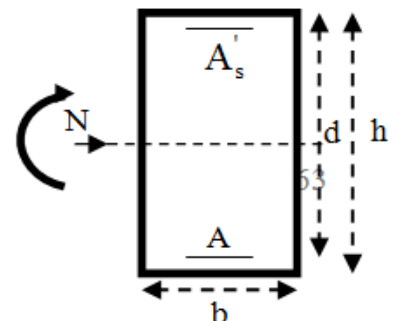
$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

**Détermination des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_c \gamma_b}{\beta}$$

**1er cas** Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$



$$\blacksquare \text{ Armatures réelles : } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**2<sup>ème</sup> cas** Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

$$\text{On calcul : } M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$$

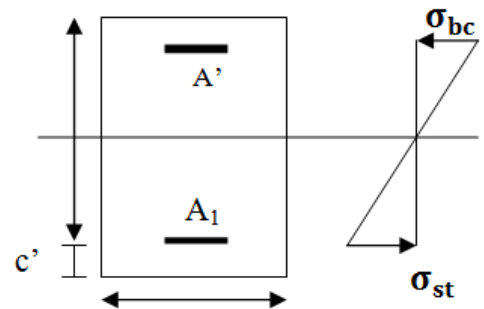
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$



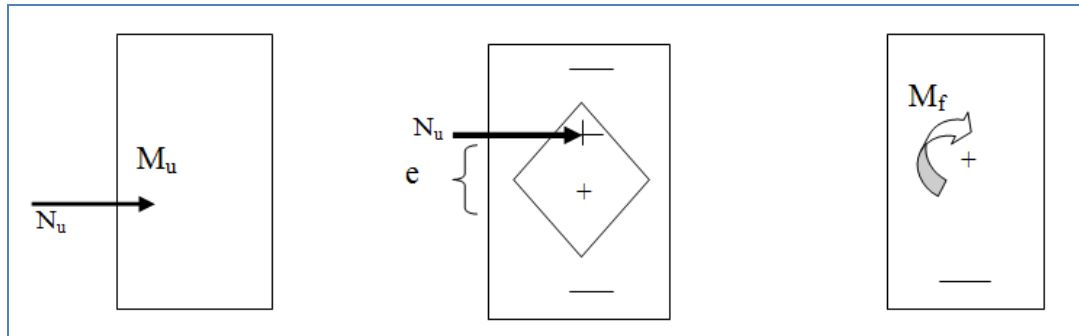
### ➤ Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right), N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter



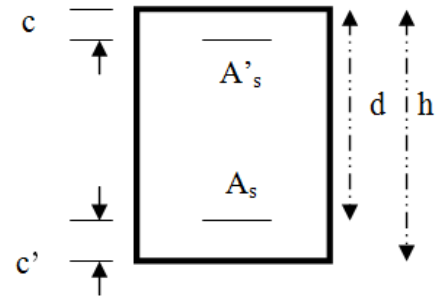
**1er cas** Si :  $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{\epsilon}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est doublement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

La section d'armature

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$



**2ème cas** Si :  $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{\epsilon}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est simplement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

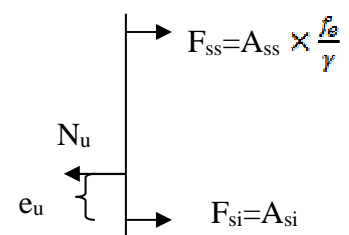
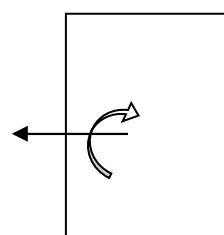
Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ **Section entièrement tendue (SET)**

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d - c)}$$



$$A_{ss} = \left( \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si} \right)$$

Avec  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

**Remarque**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec **B** Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  Contrainte de l'acier.