

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*

*Option : construction civiles et industrielles.*

## Thème

***ETUDE D'UNE STRUCTURE R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL AVEC L'APPLICATION DE ETABS.9.7***



Etudié par : M<sup>elle</sup> OUAKED OUERDIA  
M<sup>elle</sup> KRIB SADIA

Dirigé par : M<sup>EME</sup> BOUBRIT

*Année 2013/2014*

# REMERCIEMENTS

*Au terme de ce travail, tiens à exprimer nos vif remerciements à Mme Boubrit pour avoir accepté de nous diriger pour ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

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

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

*Nos remerciements à la famille et tous les amis (es)*

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

*Merci à tous*



# *Dédicace*

*C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que je dédie  
Ce modeste travail*

- ❖ A mes très chers parents, que dieu les protège.*
- ❖ A mes très chères sœurs : Kahina et djamila*
- ❖ A mes chers frères :*
  - ❖ Belkacem et sa femme Ouerdia et leurs anges Tinhinane et Aksil*
  - ❖ Saïd et sa femme Tassadit et leurs anges Thanina et Lamia*
  - ❖ Aïcen, Rebouh et Ahmed*
- ❖ A tout la famille*
- ❖ A tous mes amis (es).*

*OUERDIA*



# Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage - - - - - 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments - - - - - 08

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1- Plancher ..... 17

III.2-balcon..... 36

III.3- Escalier ..... 44

III.4- Poutre palière ..... 00

III.5- Salle machine ..... 67

III.5- Acrotère ..... 78

Chapitre IV :Etude de contreventement- - - - - 85

Chapitre V : Présentation du logiciel ETABS - - - - -99

Chapitre VI : Vérification aux exigences du RPA - - - - - 122

Chapitre VI : Combinaisons d'action - - - - - 130

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux.

VIII-1 : Ferrailage des poutres ..... 141

VIII-2 : Ferrailage des poteaux .....152

VIII-3 : Ferrailage des Voiles ..... 165

Chapitre IX : Etude de l'Infrastructure - - - - - 176

Chapitre X :Etude de mur plaque- - - - -199

Conclusion Générale

Annexes

# I Introduction

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

La première « Etude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers.....) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels qu'ETABS, SAP2000, ROBOT, qui permettent non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants. C'est aussi que notre étude est faite avec le logiciel ETABS 9.7.0.

La deuxième « Etudes de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations « superficielles ou profondes » qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol.

# CHAPITRE I

*Présentation et description de l'ouvrage*

**I-1) Description de l'ouvrage :**

Notre projet consiste en calcul d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et Commerciale, ce dernier est implantée à TIZI-OUZOU qui est classée selon le RPA 99/ VERSION 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).

**I-1-1) Caractéristiques géométriques :**

- La longueur totale du bâtiment :.....21.90m.
- La largeur totale du bâtiment :.....17m.
- La hauteur de rez de chaussée :.....4.08m.
- La hauteur d'étage courant :.....3.06m.
- La hauteur totale y compris l'acrotère :.....32.12m.

**I-1-2) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :****a) L'ossature :**

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

**b) Plancher :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, Il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux type de plancher :

**• Plancher en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur les Poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comporte un complexe d'étanchéité, et une forme de pente de 1,5% en ciment pour faciliter l'écoulement des eaux pluvial

**• Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines sont au niveau des balcons et de la salle machine.

**c) Maçonnerie :**

Les maçonneries sont réalisées en double parois en briques creuses d'épaisseur 15cm pour les murs extérieurs séparés par une lame d'air de 5 cm et 10cm d'épaisseur pour les murs intérieurs.

**d) Revêtement :**

- ◆ Mortier de ciment pour les murs extérieurs et cage d'escalier.
- ◆ Plâtre pour les façades intérieures et les plafonds.
- ◆ Dalle de sol et seuil en marbre.
- ◆ Faïence pour la cuisine, salle d'eaux

**e) Escaliers :**

Le bâtiment est muni de deux entrées principale chaque entrée a deux cage d'escalier : (1) est composé d'une seul volé est destinées à assurer l'accès a mi-hauteur de RDC, tandis que l'autre sert à l'accès aux différents étages Ces escaliers seront constitués de paliers de repos et de paillasse en béton armé coulé sur place.

**f) La cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni de deux cages d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.

**g) Acrotère :**

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.5m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur

**h) infrastructure :**

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, ils assurent la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

-Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**j) Etude géotechnique de sol :**

Le rapport de sol donne une contrainte de service de **4,00 bars** et classifie le site dans la catégorie S2 (**Site ferme**), selon l'étude Géotechnique faite par le bureau d'études EURL CEGGM.

**k) Système de coffrage :**

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles

**I-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003), Ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

**I-2-1- Béton :****a- Généralités :**

Le béton est un mélange optimal des agrégats. Il est fabriqué suivant une étude au composition par laboratoire. Il est constitué par le mélange de :

- liant (ciments artificiels) CJ325.....325KG/m
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- l'eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à **350Kg/M<sup>3</sup>** de ciment portland artificiel (CPJ).

**b- Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (âge de maturité) noté  $f_{c28}$ . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées 16×32.

Dans notre étude, on prendra :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Pour  $j < 28$  jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ [MPa]} \quad \dots\dots\dots(\text{BAEL91 / Art A.2.1.11})$$

**c- Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} ; \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 12})$$

D'où :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

**d- Modules de déformations longitudinales du béton :**

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

• **Module de déformation instantanée :**

la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91, art A.2.1,21})$$

Pour  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$  on a  $E = 32164,2 \text{ MPa}$ .

• **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91, art A.2.1,22})$$

Pour  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$  on a :  $E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa}$ .

**e- Module de déformation transversale du béton :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 3})$$

**f- Coefficient de Poisson : (BAEL91/Art 2.1, 3)**

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il est pris égale à :

$$\begin{aligned} \nu &= 0 \text{ pour des justifications à ELU} \\ \nu &= 0,2 \text{ pour des justifications à ELS} \end{aligned}$$

**g- Etats limites :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

**g-1) Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

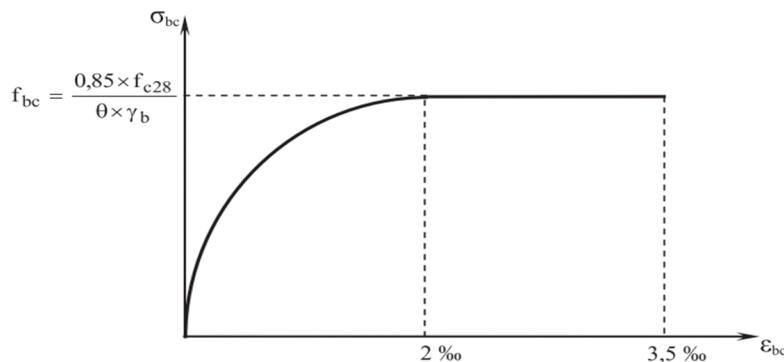
$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \quad \text{situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1,5 \quad \text{situation courante.} \end{array} \right.$$

$\theta$  : Coefficient d'application fonction de la durée d'application des actions considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1, \quad \text{si la durée d'application des actions est supérieur à 24h.} \\ \theta = 0,9, \quad \text{si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h} \\ \theta = 0,85, \quad \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.} \end{array} \right.$$

- Pour  $\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$ , on aura :  $f_{bc} = 14,20$  [MPa]
- Pour  $\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$ , on aura :  $f_{bc} = 21,74$  [MPa]



**Diagramme contraintes ( $\sigma$ ) déformations ( $\varepsilon$ ) du béton**

Le diagramme est constitué :

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

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

**g-2) l'état limite de service:**

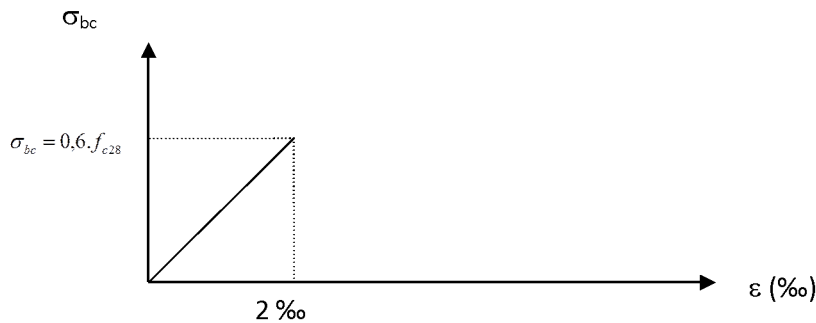
**- Etat limite de compression du béton:**

Selon (BAEL91/ Article A.4.5 ,2) la contrainte limite est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [MPa]$$

Pour  $f_{c28}=25$  [MPa],

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$



### Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

#### - Contrainte limite ultime de cisaillement: (BAEL91/Art5.1, 1)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d}$$

$V_u$  : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

$b$  : Valeur de la longueur de la section cisailée

$d$  : Valeur de la hauteur utile ( $d = h - c$ )

➤ **Fissuration peu préjudiciable** :  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$

➤ **Fissuration préjudiciable** :  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$

➤ **Fissuration très préjudiciable** :  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$

### I 2.2) Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	1,3	1

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers

- **Limite d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (art II 1 BAEL99)}$$

**b) Contrainte limite de l'acier :**

- **Etat limite ultime ELU** (art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{où} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

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

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

➤ **fissuration peu nuisible :** (BAEL91 /Art 4-5-32)

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

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

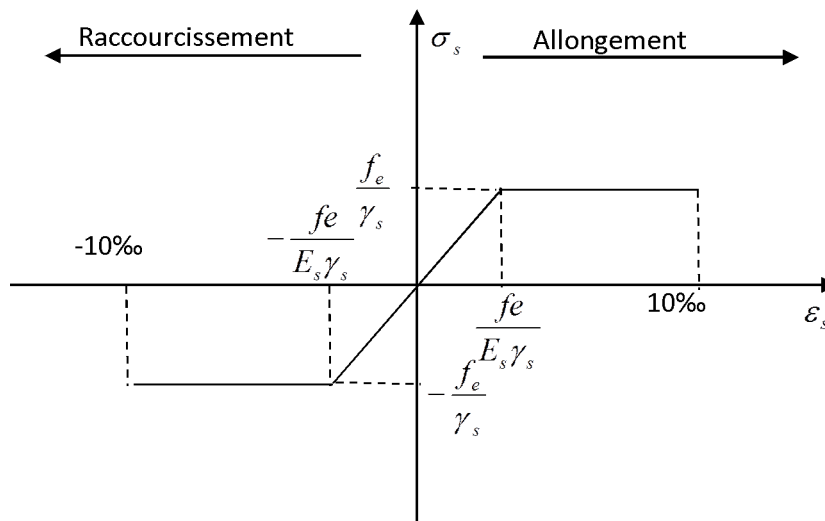
➤ **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$\eta$  : Est le coefficient de fissuration:  $\eta = 1$  pour les RL,  $\eta = 1.6$  pour les HA ( $\phi \geq 6 \text{ mm}$ )

$\eta = 1.3$  Pour les HA ( $\phi < 6 \text{ mm}$ ).



❖ **Diagramme contraintes ( $\sigma$ ) déformations ( $\varepsilon$ ) de l'acier**

• **Protection des armatures : (art A.7-2 4 BAEL91) :**

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

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

# CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

**Introduction :**

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99, CBA93.

**II-1 Pré dimensionnement des éléments :****II-1.1 Les planchers :****a) Planchers en corps creux :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et les surcharges de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq L/22,5$$

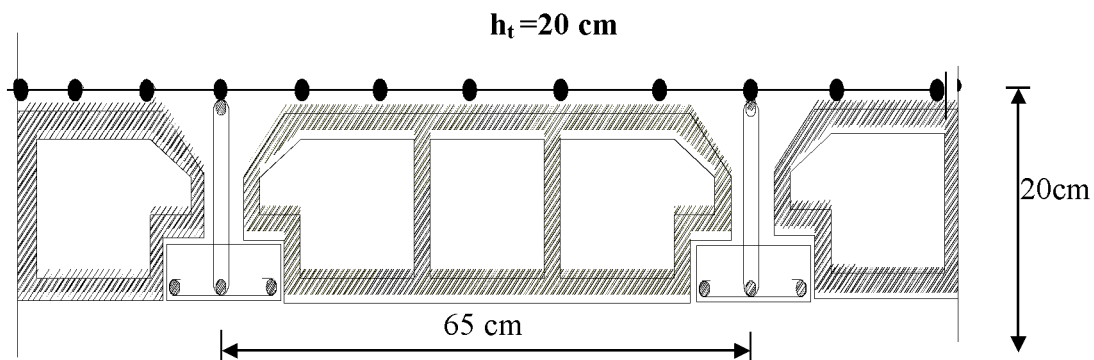
Avec :  $h_t$  : hauteur totale du plancher

$L$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale :  $L = 3,30 - 0,3 = 3,00\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_t \geq 300/22,5 = 13,33 \text{ (cm)}$$

on opte pour un plancher de (16+4)



**Figure II-1 Coupe d'un plancher à corps creux**

**b) Dalle pleine :**

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

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0/10$$

$L_0$ : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas :  $L_0 = 1.10\text{m}$      $e_1 \geq 1.10/10 = 0.11\text{m}$

on adoptera une épaisseur  **$e = 15\text{cm}$**

**II-1.2) Pré dimensionnement des poutres**

Leurs dimensions sont données par référence au **BAEL91** comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} ; \quad 0,4ht \leq b \leq 0,7ht$$

avec : L : la plus grande portée libre dans le sens considéré.

h<sub>t</sub> : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Par ailleurs, selon RPA version 2003 elles doivent respecter les conditions suivant:

- ht ≥ 30cm
- b ≥ 20cm
- ht/b ≤ 4cm

**a) Les poutres principales (sens transversal) :**

➤ **Hauteur :**

Sachant que L<sub>max</sub>= 460-30= 430cm

$$\frac{430cm}{15} \leq h_t \leq \frac{430cm}{10}$$

$$28,66cm \leq h_t \leq 43cm$$

On prend : **ht = 40cm**

➤ **Largeur b :**

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht$$

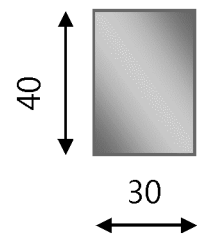
Par conséquent, la largeur b sera:

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

**Remarque :**

Pour des raisons pratiques, on adopter la valeur de « **b=30cm** ».



**b) Poutres secondaires:**

➤ **Hauteur :**

On a : l=330-30=300cm

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10}$$

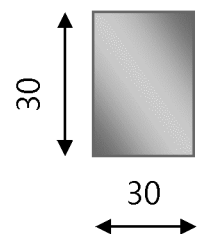
$$20cm \leq h_t \leq 30cm$$

On prend : **ht=30cm**

➤ **Largeur :**

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : **b = 30cm** (même remarque que précédemment)



**VERIFICATION :**

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
<b>h</b> ≥ 30cm	40cm	30cm	<b>Vérifiée</b>
<b>b</b> ≥ 20cm	30cm	30cm	<b>Vérifiée</b>
<b>h/b</b> ≤ 4	1.33	1	<b>Vérifiée</b>

### II-1.3 Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axial  $N$ , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante  $S \geq N/\sigma_{bc}$

Avec :

$N$  : effort de compression revenant au poteau le plus sollicité

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### Remarque

L'effort normal «  $N$  » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

#### II-1.3-1 Evaluation des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes  $G$  et les charges d'exploitation  $Q$  nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C. 2.2).

##### ❖ Charges permanentes :

##### a) Plancher terrasse :(inaccessible) :

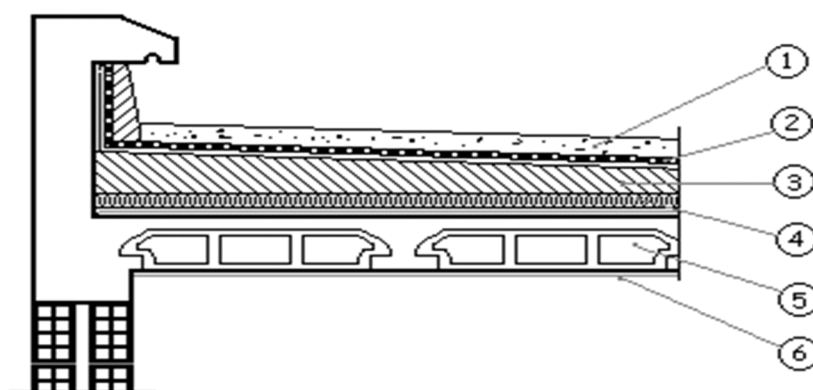
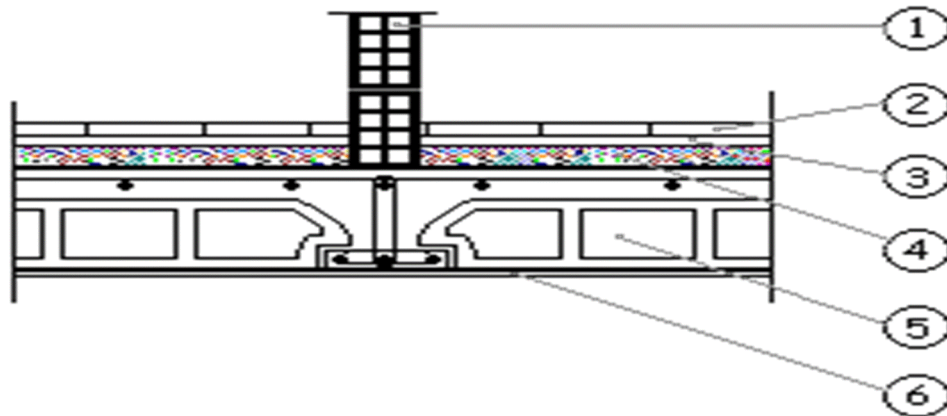


Figure II-2 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

01-Couche de gravier roulé	ep=5 cm.....	1,00 KN/m <sup>2</sup>
02-Etanchéité multicouche	ep=2 cm.....	0,12 KN/m <sup>2</sup>
03-Béton en forme de pente (1,5%	.....	1.54 KN/m <sup>2</sup>
04-Isolation thermique	ep=4 cm.....	0,16 KN/m <sup>2</sup>
05-Plancher à corps creux (16+4)	.....	2,80 KN/m <sup>2</sup>
06-Enduit sous plafond	ep=2 cm.....	0,20 KN/m <sup>2</sup>
		<b>G = 5,83 KN/m<sup>2</sup></b>

**b) Plancher d'étage courant :**

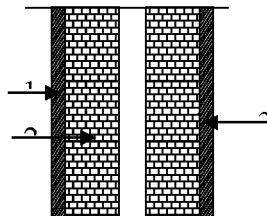


**Figure II-3 Coupe transversale du plancher d'étage courant**

01-Carrelage scellé ep=2 cm.....	0,40 kN/m <sup>2</sup>
02-Mortier de pose ep=2 cm.....	0,60 kN/m <sup>2</sup>
03-Couche de sable ep=2 cm.....	0,66 kN/m <sup>2</sup>
04-Dalle en corps creux (16+4) cm.....	2,80 kN/m <sup>2</sup>
05-Enduit en plâtre ep=2 cm.....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
06-Cloison de séparation interne ep=10cm .....	0,90 kN/m <sup>2</sup>
	<b>G = 5,56kN/m<sup>2</sup></b>

**c) Les murs :**

- Mur extérieur



**Figure II-4 Coupe transversale du mur double cloison**

01-Mortier de ciment ep=2 cm.....	0,40kN/m <sup>2</sup>
02-Brique creuse ep=2X10 cm.....	1,80 kN/m <sup>2</sup>
03-Enduit de plâtre ep=2 cm.....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
	<b>G = 2,40 kN/m<sup>2</sup></b>

- Mur intérieur :

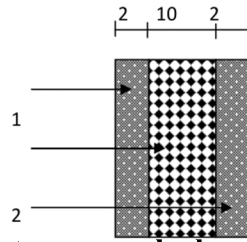


Figure II-5 Coupe transversale du mur en simple cloison

01- Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
02-Brique creuse	ep=10 cm.....	0,90 kN/m <sup>2</sup>
03-Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
		<b>G = 1,30 kN/m<sup>2</sup></b>

❖ Les surcharges d'exploitations:

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

- Plancher terrasse ..... Q=1,00 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant : à usage d'habitation ..... Q=1,50 kN/m<sup>2</sup>
- L'acrotère..... Q=1,00 kN/ml
- L'escalier..... Q=2,50 kN/m<sup>2</sup>
- Balcons..... Q=3,50 kN/m<sup>2</sup>

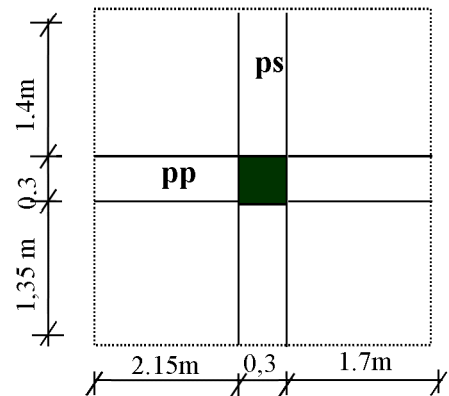
II-1-3-2 Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

➤ Charges et surcharges revenant au poteau B2 :

$$S_t = (2.15 \times 1.35) + (1.35 \times 1.7) + (1.4 \times 2.15) + (1.4 \times 1.7) = 10.60 \text{ m}^2$$

S<sub>t</sub>: section brut



a) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse

$$G = 5,83 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

**b) Poids de plancher revenant au poteau**

- Poids du plancher  $P = G \times S$

Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 10,60 = 61,80 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 10,60 = 58,93 \text{ KN}$$

**c) Poids des poutres revenant au poteau:**

**Poutres principales :**

$$P = [(2,15 \times 0,30 \times 0,40) + (1,7 \times 0,3 \times 0,40)] \times 25 = 11,55 \text{ kN}$$

**Poutres secondaires :**

$$P = [(1,35 \times 0,30 \times 0,30) + (1,4 \times 0,30 \times 0,30)] \times 25 = 6,19 \text{ KN}$$

D'où le poids total  $P = 11,55 + 6,19$

Ce qui donne :  $P = 17,74 \text{ kN}$

**- Le poids propre des poteaux**

$$G_{\text{Rdc}} = 25 \times 0,45 \times 0,45 \times 4,08 = 20,655 \text{ KN}$$

$$G_{\text{étage courant}} = 25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$$

**Surcharges d'exploitation :**

La surface totale  $S_t = 10,60 \text{ m}^2$

- plancher terrasse  $Q_0 = 1,00 \times 10,60 = 10,60 \text{ kN}$
- plancher d'étage courant  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 10,60 = 15,90 \text{ KN}$

Niv	charges permanentes kN					charges exploitations kN		efforts normaux	section des poteaux $\text{cm}^2$	
	$G_{\text{plancher}}$	$G_{\text{poutre}}$	$G_{\text{poteau}}$	$G_{\text{total}}$	$G_{\text{cum}}$	$Q_{\text{plancher}}$	$Q_{\text{cum}}$	$N = Gc + Qc$	S trouvée	S adoptée
9	61,80	17,74	/	79,54	79,54	10,60	10,60	90,14	60,09	30X30
8	58,93	17,74	12,24	88,91	157,32	15,90	26,50	183,82	122,70	30X30
7	58,93	17,74	12,24	88,91	246,27	15,90	42,40	288,67	192,44	30x30
6	58,93	17,74	12,24	88,91	435,18	15,90	58,30	493,48	329,00	30X30
5	58,93	17,74	12,24	88,91	524,09	15,90	74,20	598,29	398,86	35X35
4	58,93	17,74	12,24	88,91	613,00	15,90	90,10	703,10	468,73	35x35
3	58,93	17,74	12,24	88,91	701,91	15,90	106,00	807,91	538,60	35X35
2	58,93	17,74	12,24	88,91	790,82	15,90	121,90	912,72	608,48	40X40
1	58,93	17,74	12,24	88,91	879,73	15,90	137,80	1017,53	678,35	40x40
RDC	58,93	17,74	20,655	97,325	977,445	15,90	153,70	1131,145	754,09	40X40

$$S \geq N_s / \sigma_{bc} = (1131,145 \times 10^3) / (15 \times 10^2) = 754,09 \text{ cm}^2$$

on opte pour une section de poteaux  $S = (40 \times 40) \text{ cm}^2 = 1600 \text{ cm}^2$

**Conclusion :** on opte les sections suivantes :

RDC-Etage(1-2)..... **(40x40)  $\text{cm}^2$**   
 Etages (3-5)..... **(35x35)  $\text{cm}^2$**   
 Etages (6-9)..... **(30x30)  $\text{cm}^2$**

➤ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA:(Art7.4.1) :**

<i>Poteaux</i>	<i>Conditions exigées par RPA</i>	<i>Valeur calculée et vérification</i>	<i>Observation</i>
<b>30 x 30</b>	$\text{Min} ( b, h ) \geq 25 \text{ cm}$ $\text{Min} ( b, h ) \geq \frac{he}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\text{Min} ( b, h ) 30 \geq 25 \text{ cm}$ $30 \geq \frac{3.06}{20} = 15.3$ $\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$	<b>Condition Vérifiée</b>
<b>35 x35</b>	$\text{Min} ( b, h ) \geq 25 \text{ cm}$ $\text{Min} ( b, h ) \geq \frac{he}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\text{Min} ( b, h ) 35 \geq 25 \text{ cm}$ $35 \geq \frac{3.06}{20} = 15.3$ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	<b>Condition Vérifiée</b>
<b>40x40</b>	$\text{Min} ( b, h ) \geq 25 \text{ cm}$ $\text{Min} ( b, h ) \geq \frac{he}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\text{Min} ( b, h ) 40 \geq 25 \text{ cm}$ $40 \geq \frac{3.06}{20} = 15.3$ RDC $40 \geq \frac{4.08}{20} = 20.4$ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	<b>Condition Vérifiée</b>

➤ **Vérification des poteaux au flambement:**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l’élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

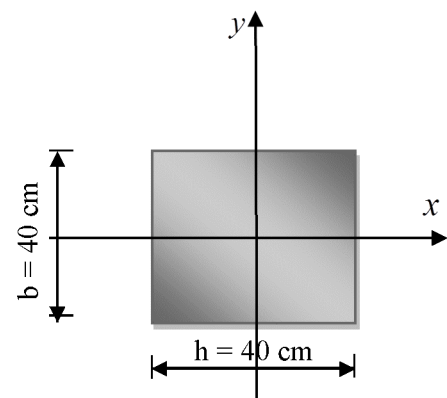
Avec:  $\lambda \leq 50$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$  : L’élancement du poteau.

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

$L_0$  : Hauteur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I_{xx}}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$



Avec :

$I_{xx}$  : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe  $xx$  (axe faible)

$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0,7l_0\sqrt{12}}{b}$$

AN:

- RDC :  $\left. \begin{array}{l} \text{poteaux } (40 \times 40) \\ l_0 = 4,08m \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 24,73 < 50$
- 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage:  $\left. \begin{array}{l} \text{poteaux } (40 \times 40) \\ l_0 = 3,06m \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 18,55 < 50$
- 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :  $\left. \begin{array}{l} \text{poteaux } (35 \times 35) \\ l_0 = 3,06m \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 21,20 < 50$
- 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage:  $\left. \begin{array}{l} \text{poteaux } (30 \times 30) \\ l_0 = 3,06m \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 24,73 < 50$

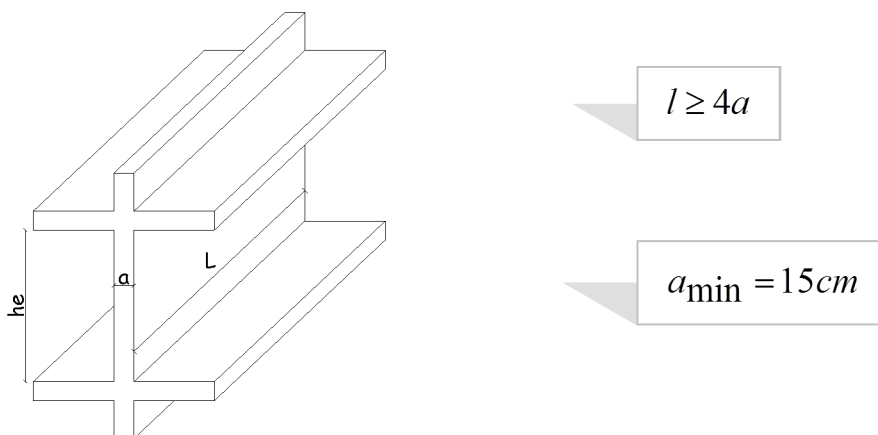
**Conclusion** : La condition de stabilité des poteaux au flambement est vérifiée

#### II-1-4) Les voiles:

Les voiles sont des éléments de contreventement constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures, ils assurent deux fonctions principales :

- Éléments porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.
- Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à [art 7-7-1/RPA99] :



Suivant les conditions de rigidité posé par le [RPA/Art.7-7-1], fig. 7.8, les voiles de notre structure peuvent être situés dans le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> cas

avec :

$$a \geq \frac{h_e}{22} \quad \text{et} \quad a \geq \frac{h_e}{25}$$

Pour les étages :  $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$

$$a \geq \frac{286}{22} \Rightarrow a \geq 13\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{25} \Rightarrow a \geq 11,44\text{cm}$$

Pour le RDC :  $h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$

$$a \geq \frac{388}{22} \Rightarrow a \geq 17,63\text{cm}$$

$$a \geq \frac{388}{25} \Rightarrow a \geq 15,52\text{cm}$$

✚ On adopte pour une épaisseur de 20cm pour les voiles du RDC et tous les étages.

# CHAPITRE III

## Calcul des éléments

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

### III-1) Calcul des planchers en corps creux :

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux.
- D'une dalle de compression en béton armé.

Le calcul de plancher sera fait en deux étapes :

Etape 1 : avant le coulage de la dalle de compression.

Etape 2 : après le coulage de la dalle de compression.

#### III-1-1) La dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
  - 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

##### a) Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

- Avec :
- $A_{\perp}$ :  $cm^2$  par mètre linéaire.
  - $L$  : Entre axes des poutrelles en [cm].
  - $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé [MPa].

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

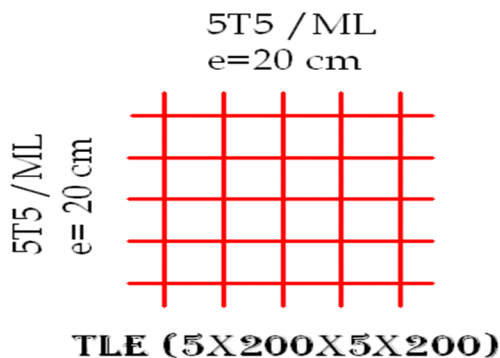
- ✚ On adoptera : **5T5/ml** =  $0,98 \text{ cm}^2/m$ . avec un espacement ;  $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

##### b) Armatures parallèle aux poutrelles :

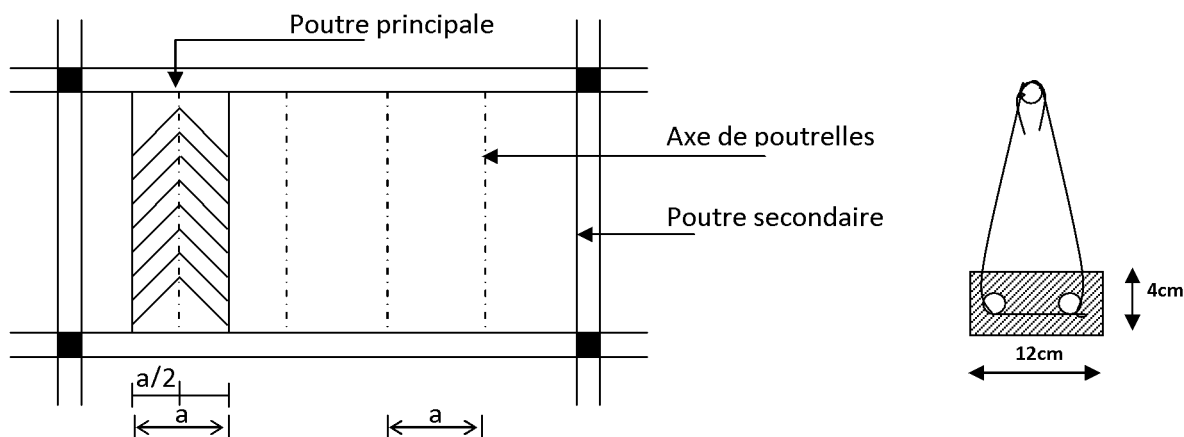
$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$\underline{AN} : A_{\parallel} = \frac{0,98}{2} = 0,49$$

- ✚ On adoptera  $5T5/ml = 0,98 \text{ cm}^2/ml$  avec espacement ;  $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$
- ✚ On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension (200x200) d'un diamètre des barres: 5mm (TS 5X200X5X200)



### III-1-2) poutrelles:



**Fig. III-1-2 : Surface revenant à la poutrelle.**

Avec :  $a$  : est la largeur du plancher reprise par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement en deux étapes :

#### a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4)  $\text{cm}^2$  reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

➤ **Estimation de Charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$ ,
- Poids du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$ ,  
Charge permanente :  $G = 0,74 \text{ KN/ml}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

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

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 2,499 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Moment maximal en travée:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,30^2}{8} = 3,40 \text{ KN} \Rightarrow M_0 = 3,40 \text{ KN}$$

Effort tranchant maximal :

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,5 \times 3,30}{2} = 4,125 \text{ KN} \Rightarrow T_{\max} = 4,125 \text{ KN}$$

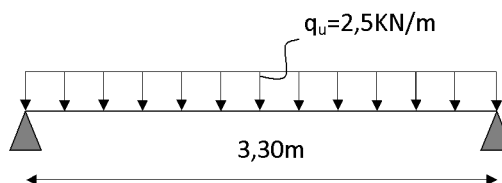


Schéma statique

➤ **Calcul des armatures :**

Dimensions de la section droite de la poutrelle :

$$b = 12 \text{ cm}; \quad h = 4 \text{ cm}; \quad d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

Hauteur utile :  $d = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{3,40 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 4,98 = 5 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

- SDA : Section doublement armée.

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage.

**b) Calcul après coulage de la dalle de compression :**

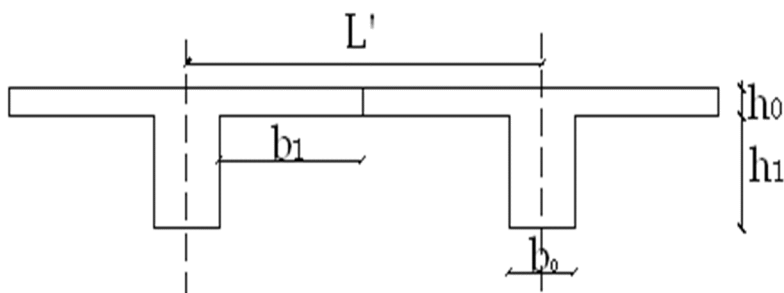
Dans ce cas, la poutrelle est considérée comme étant une poutre en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires elle supporte son poids propre, Le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

**b1) Détermination de la largeur de la table de compression : (BAEL91/Art. A.4.1,3)**

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left( \frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

AN:  $b_1 = \text{Min} \left( \frac{330}{10} ; \frac{65-12}{2} \right) \Rightarrow b_1=26.5\text{cm}$



Avec : L : Longueur libre entre nus d'appuis (330 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b<sub>0</sub> : Largeur de la poutrelle (12cm).

h<sub>0</sub> : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h<sub>1</sub>: Epaisseur du corps creux (16cm).

b<sub>1</sub> : Largeur de l'hourdis (26.5cm).

**b2) Estimation de Charges et surcharges :**\* Plancher terrasse :

Poids propre du planches..... G=5,83x0,65=3,78KN/ml

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)..... Q=1x0,65 =0,65KN/ml

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,78 + 1,5 \times 0,65 = 6,07\text{KN/ml}$$

$$q_u = 6,07\text{KN/ml}$$

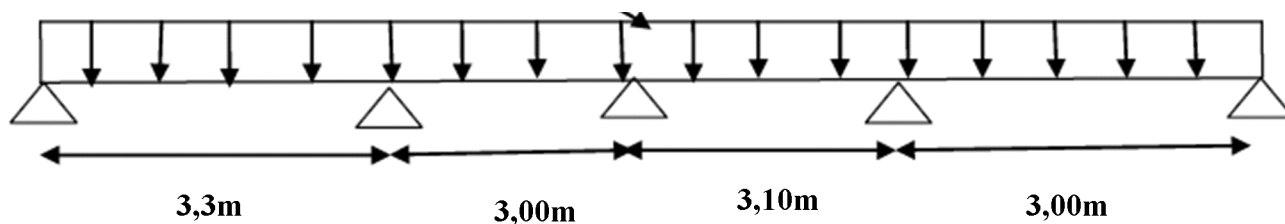
\* Plancher d'étage courant :

Poids propre du plancher..... G=5,56x0,65=3,61KN/ml

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)... Q=1,5x0,65=0,975KN/ml

$$q_u = 1,35 \times 3,61 + 1,5 \times 0,975 = 6,33 \text{ KN/ml} \quad q_u = 6,33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 6,33 \text{ KN/ml}$$



❖ **Remarque :**

Pour la suite de calcul, nous considérons le plancher le plus sollicité, le plancher d'étage courant :  $q_u = 6,33 \text{ KN/ml}$ .

### III-1-3) Calcul des moments :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

• **Méthode forfaitaire : (BAEL91/annexe E.1)**

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

#### Conditions d'application de la méthode :

- ① La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .  $Q \leq (2G, 5 \text{ KN})$

AN:  $G = 2 \times 5,56 = 11,12 \text{ KN}$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq (11,12 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- ② La fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

$\Rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,00}{3,10} = 0,96 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,10}{3,00} = 1,03 ; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,00}{3,30} = 0,90 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- ④ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\Rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

▪ **Application de la méthode :**

Soit  $\alpha$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec :  $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$L$  longueurs entre nus des appuis.

$M_w$  et  $M_e$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w), et de droite (e) dans la travée considérée.

$M_t$  : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

$$\textcircled{1} \quad M_t \geq \max \{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\textcircled{2} \quad M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2}M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2}M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

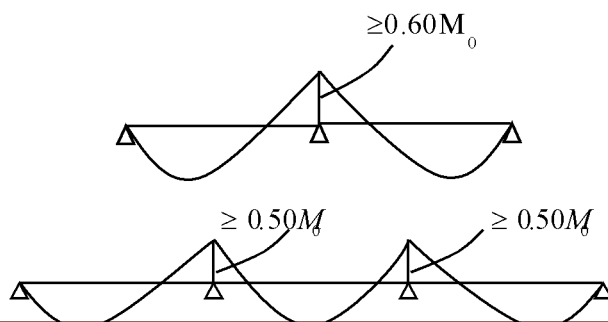
③ La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire au moins égale à :

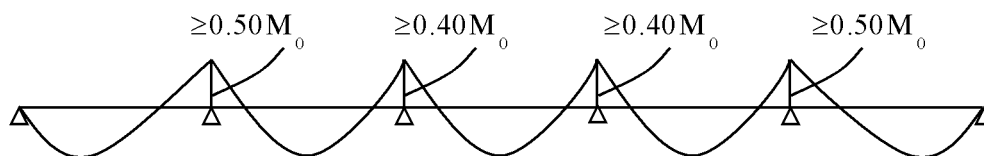
$0,6M_0$  : Pour une poutre à deux travées.

$0,5M_0$  : Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4M_0$  : Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Sur les appuis de rive, il faut tenir compte du semi encastré équilibrant un moment de  $M_a = 0,3 M_0$ .





### III-2 Application de la méthode :

#### 1) Calcul du rapport des charges : $\alpha$

$$\alpha = \frac{1,5}{5,56 + 1,5} = 0,21$$

#### 2) calcul Les moments isostatiques :

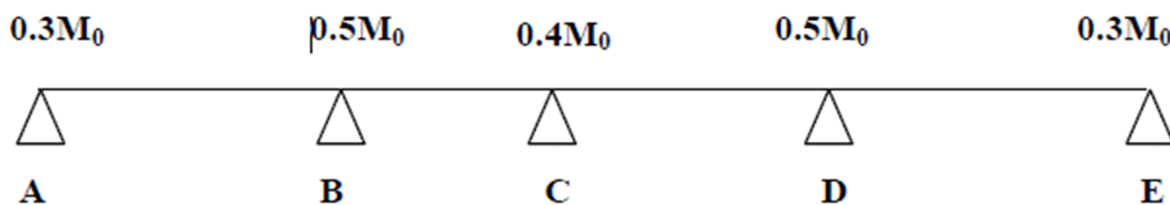
Pour la 1<sup>ère</sup> travée A-B :  $M_0^1 = \frac{6,33 \times 5,3,3^2}{8} = 8,61 \text{ KN.m}$

Pour la 2<sup>ème</sup> travée B-C :  $M_0^2 = \frac{6,33 \times 3,00^2}{8} = 7,12 \text{ KN.m}$

Pour la 3<sup>ème</sup> travée C-D :  $M_0^3 = \frac{6,33 \times 3,10^2}{8} = 7,60 \text{ KN.m}$

Pour la 4<sup>ème</sup> travée D-E :  $M_0^4 = \frac{6,33 \times 3,00^2}{8} = 7,12 \text{ KN.m}$

#### 3) Moments aux appuis :



$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 8,61 = 2,58 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1 ; M_0^2) = 0,5 \times M_0^1 = 0,5 \times 8,61 = 4,30 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2 ; M_0^3) = 0,4 \times M_0^3 = 0,4 \times 7,60 = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_0^3 ; M_0^4) = 0,5 \times M_0^3 = 0,5 \times 7,60 = 3,80 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 8,61 = 2,58 \text{ KN.m}$$

#### 4) Moments en travées:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \alpha = \frac{1,5}{5,56 + 1,5} = 0,21$$

**a) Travée AB (travée de rive):**

Il faut :  $(1+0,3\alpha) \geq 1,05$        $1+0,3 \times 0,22 = 1,06$  (condition vérifiée)

$$1) M_{TAB} + \frac{MA+MB}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} \Rightarrow M_{TAB} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} - \frac{MA+MB}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TAB} \geq 1,06 \times 8,61 - \frac{2,58+4,30}{2} = 9,12 - 3,44 = 5,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{T01}$$

$$\Rightarrow M_{TAB} \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,21}{2} \times 8,61 = 5,43 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{TAB} = 5,68 \text{ KN.m}$

**b) Travée DE (travée de rive )**

$$2) M_{TDE} + \frac{MD+ME}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{04} \Rightarrow M_{TDE} \geq (1+0,3\alpha) M_{04} - \frac{MD+ME}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TDE} \geq 1,06 \times 7,12 - \frac{3,80+2,58}{2} = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{TDE} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{TDE} \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,21}{2} \times 7,12 = 4,49 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{TDE} = 4,49 \text{ KN.m}$

**c) Travée BC travée intermédiaire):**

$$3) M_{TBC} + \frac{MB+MC}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} - \frac{MB+MC}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TBC} \geq 1,06 \times 7,12 - \frac{4,30+3,04}{2} = 7,54 - 3,67 = 3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{TBC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq \frac{1+0,3 \times 0,21}{2} \times 7,12 = 3,78 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{TBC} = 3,87 \text{ KN.m}$

**d) Travée CD travée intermédiaire):**

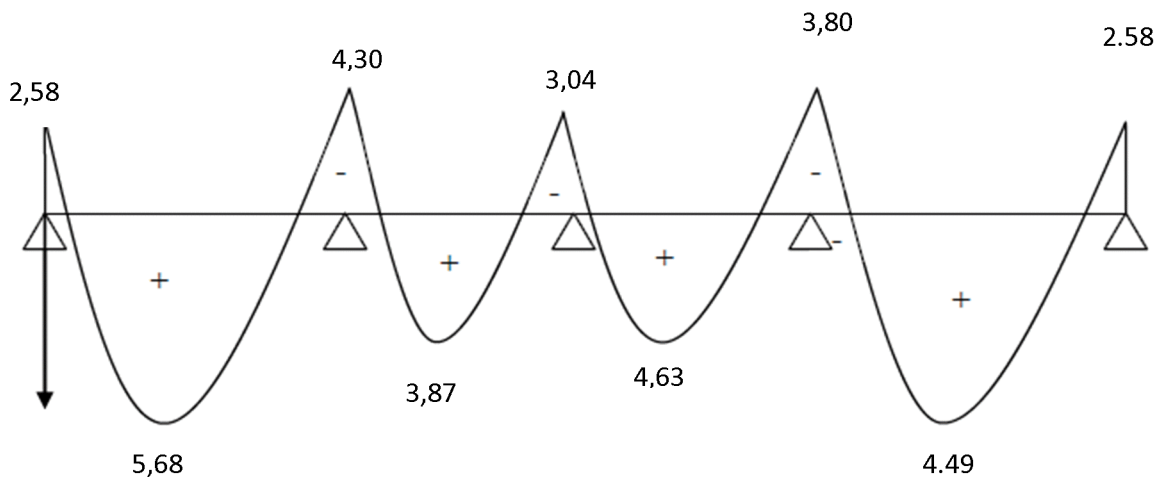
$$4) M_{TCD} + \frac{MC+MD}{2} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} \Rightarrow M_{TCD} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$\Rightarrow M_{TCD} \geq 1,06 \times 7,60 - \frac{3,04+3,80}{2} = 8,05 - 3,42 = 4,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{TCD} \geq \frac{1+0,3 \times 0,21}{2} \times 7,60 = 4,03 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{TCD} = 4,63 \text{ KN.m}$

### III-3) Les diagrammes des moments fléchissant L'ELU



#### III-3.1 Calcul des efforts tranchants :

$$T = V_x = \theta + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \theta = \frac{qL}{2}$$

La travée (A-B) :

$$\theta = \frac{6,33 \times 3,3}{2} = 10,44 \text{ KN}$$

$$V_A = 10,44 + \frac{(-4,30) - (-2,58)}{3,3} = 9,91 \text{ KN}$$

$$V_A = 9,91 \text{ KN}$$

$$V_B = -10,44 + \frac{(-4,30) - (-2,58)}{3,3} = -10,96 \text{ KN}$$

$$V_B = -10,96 \text{ KN}$$

La travée (B-C) :

$$\theta = \frac{6,33 \times 3,00}{2} = 9,49 \text{ KN}$$

$$V_B = 9,49 + \frac{(-3,04) - (-4,30)}{3,00} = 9,91 \text{ KN}$$

$$V_B = 9,91 \text{ KN}$$

$$V_C = -9,49 + \frac{(-3,04) - (-4,30)}{3,00} = -9,07 \text{ KN}$$

$$V_C = -9,07 \text{ KN}$$

**La travée (C-D) :**

$$\theta = \frac{6,33 \times 3,10}{2} = 9,81 \text{ KN}$$

$$V_C = 9,81 + \frac{(-3,80) - (-3,04)}{3,10} = 9,56 \text{ KN}$$

$$V_C = 9,56 \text{ KN}$$

$$V_D = -9,56 + \frac{(-3,80) - (-3,04)}{3,10} = -9,80 \text{ KN}$$

$$V_D = -9,80 \text{ KN}$$

**La travée (D-E) :**

$$\theta = \frac{6,33 \times 3,00}{2} = 9,49 \text{ KN}$$

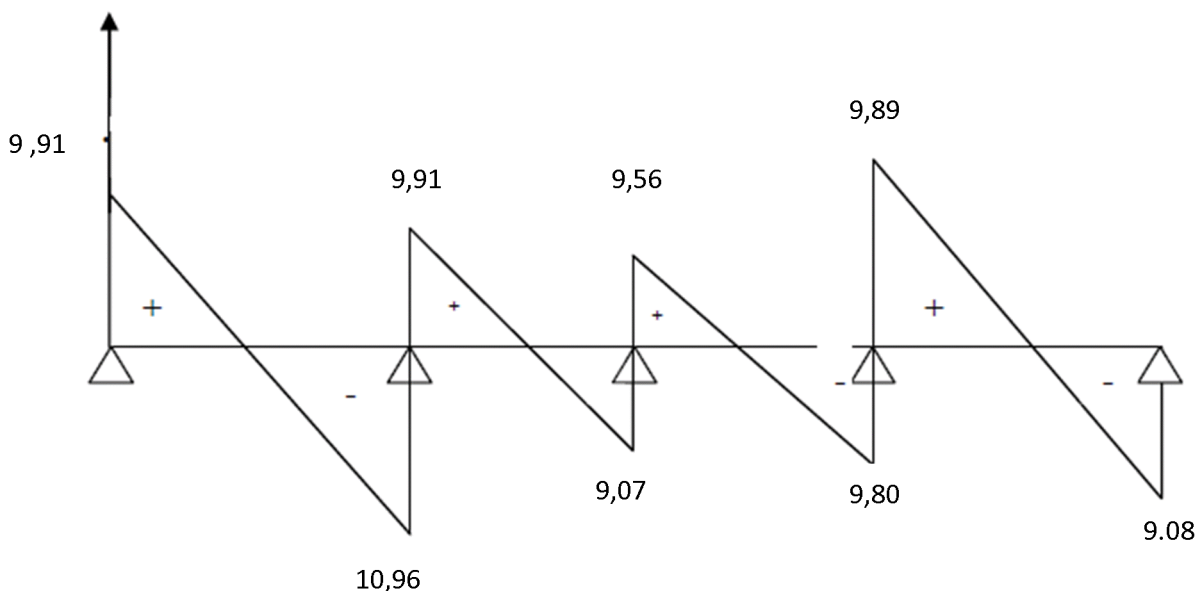
$$V_D = 9,49 + \frac{(-2,58) - (-3,80)}{3,00} = 9,89 \text{ KN}$$

$$V_D = 9,89 \text{ KN}$$

$$V_E = -9,49 + \frac{(-2,58) - (-3,80)}{3,00} = -9,08 \text{ KN}$$

$$V_E = -9,08 \text{ KN}$$

### III-3.2 Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU(KN)



**III-3.3 Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

**a) Armatures longitudinales**

- **En travée :**  $M_t^{max} = M_u = 5,68 \text{KN.m}$

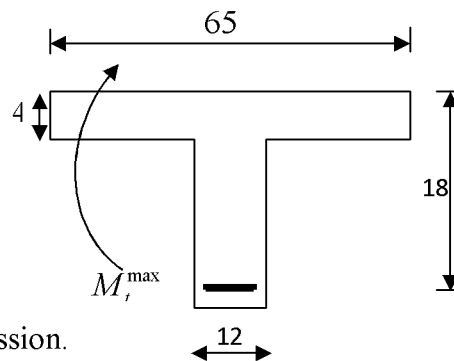
Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_T = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_T = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_T = 59,07 \text{KN.m} > M_u = 5,68 \text{KN.m}$$

$M_T > M_u$  ; donc l'axe neutre tombe dans la table de compression.



- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, Alors le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire**  $(b \times h) = (65 \times 20)$ .

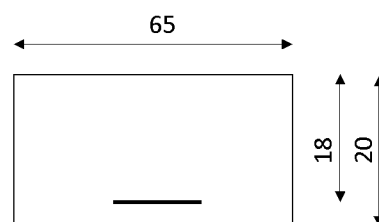
$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,68 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A.})$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

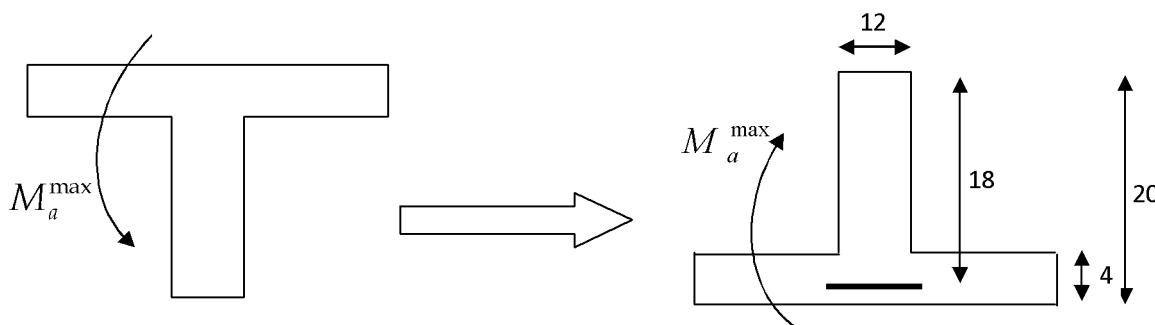
$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,68 \times 10^2}{0,991 \times 18 \times 34,8} = 0,91 \text{cm}^2$$

$$A_t = 0,91 \text{cm}^2 \quad ; \quad \text{on prend: } \mathbf{3AH10 = 2,35 \text{cm}^2}$$



- **Sur appuis:**  $M_a^{max} = 4,30 \text{KN.m}$

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,30 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,077$$

$$\mu = 0,077 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,077 \Rightarrow \beta = 0,9595$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4,30 \times 10^2}{0,9595 \times 18 \times 34,8} = 0,71 \text{ cm}^2$$

**Soit : 1HA12 = 1,13 cm<sup>2</sup>**

**Et 1HA12 comme chapeau**

**b) Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$\phi_l^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2  $\phi$  6 avec  $A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi$ 6

**L'espaceur des cadres :**

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

Soit un espaceur **St = 15 cm**

**III-3.4 Vérification à l'ELU :**

**1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26$       **condition vérifiée.**

**Aux appuis :**  $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26$       **condition vérifiée**

**2) Contrainte tangentielle « cisaillement » : (BAEL91/Art. A.5.1,1)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$  ;  $V_u^{\max} = 10,96 \text{ KN}$

Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art A.5.1, 211)

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{10,96 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**3) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec  $\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum u_i} = \frac{10,96 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 1 \times 3,14 \times 12} = 1,79 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

**4) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/Art. A.6.1, 22)**

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

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

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : Lc = 16,90cm=17cm.**

**5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

**(BAEL91/art. A.5.1,3)**

**1-Sur le béton : (BAEL91/Art A.5.1,313)**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 10,96 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$1,12 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**2-Sur l'acier :**✓ **Appuis de rive : (BAEL91/Art A.5.1,312)**

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_U$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{10,96 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,31 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

✓ **Appuis intermédiaire : (BAEL91/Art A.5.1,321)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9 V_u \cdot d$ , on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{\max} > 0,9 d \cdot V_u^{\max}$$

$$M_{\max} = 5,68 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9 d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 5,68 \times 10^3 = 9,20 \times 10^5 \text{ N.mm.}$$

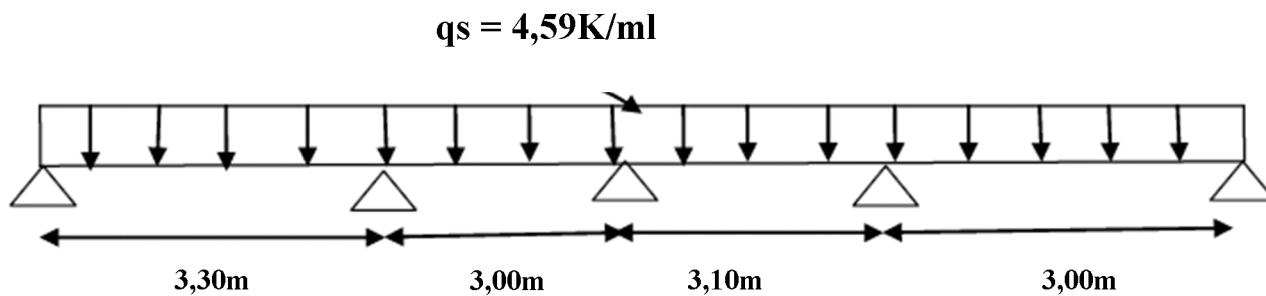
$$M_{\max} > 0,9 d \cdot V_u^{\max} \longrightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

**III-4 Combinaison de charge a l'ELS:**

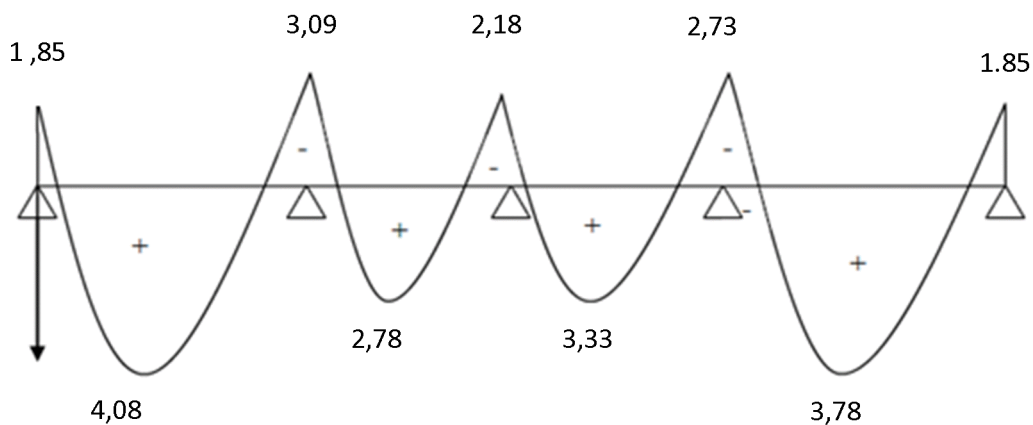
$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,56 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4,59 \text{ KN/ML.}}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $q_s/q_u$ .

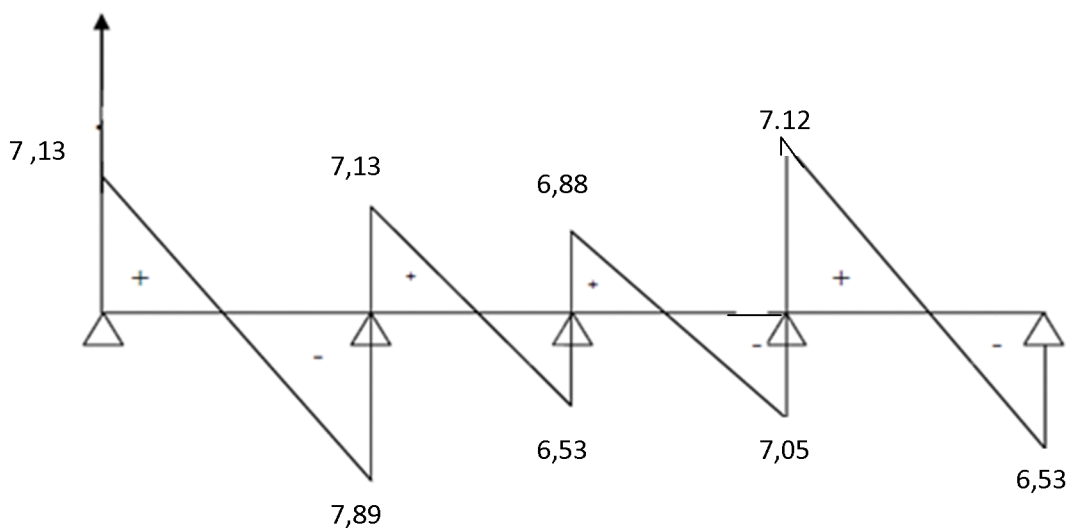
$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,59}{6,33} = 0,72$$



**III-4.1 . Les diagrammes des moments fléchissant L'ELS**



**III-4.2 Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS(KN)**



**III-4.3 Vérification des contraintes : à l'ELS****a) Etat limite de résistance du béton en compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✓ **En travées** :  $M_{ts} = 5,68 \text{ KN.m}$  et  $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,0879 \rightarrow K_1 = 19,84 \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,68 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 156,86 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 156,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 156,86 / 19,84 = 7,90 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis** :  $M_{as} = 4,30 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \rightarrow K_1 = 31,08 \rightarrow \beta_1 = 0,8915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,30 \times 10^3}{0,8915 \times 18 \times 1,13} = 237,13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 237,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 237,13 / 31,08 = 7,62 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

**c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

$h$  : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique

$L$  : portée entre nus d'appuis.

$M_t$  : moment max en travée.

$b_0$  : largeur de nervure.

$A$  : section d'armature.

$d$  : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{330} = 0,060 \text{ et } \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

#### d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3300}{500} = 6,60 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{e28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

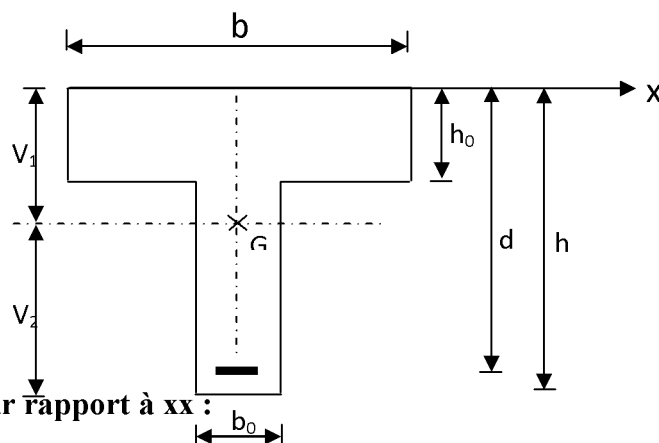
$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.

**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = (b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + 15A$$

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

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



- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[ \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_{st} \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{65 \times 4^2}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[ \frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 2,35 \times 18$$

$$S /_{xx} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_1 = 7,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 22 - 7,09 = 14,91 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_2 = 14,91 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,09^3 + 14,91^3) + (65 - 12) 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7,09 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (14,91 - 2)^2$$

$$I_0 = 26334,28 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0108 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,52$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad ; \quad \lambda_v = 0,609 \quad \lambda_v = 0,61$$

$$\mu = \max \left[ 0 ; 1 - \frac{2,35 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = \max \left[ 0 ; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[ 0 ; 1 - \frac{2,35 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 193,78 + 2,1} \right] = 0,528$$

$$\mu = 0,53$$

- Calcul de l'inertie fictive  $I_{fv}$  :

$$I_{fv} = \frac{1, I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 26334,28}{1 + 0,61 \times 0,53} = 21890,50 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 21890,50 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{4,08 \times 10^6 (3300)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 21890,50} ; 1,87 \text{ mm}$$

Donc la valeur de la flèche sera égale à : **f = 1,9 mm**

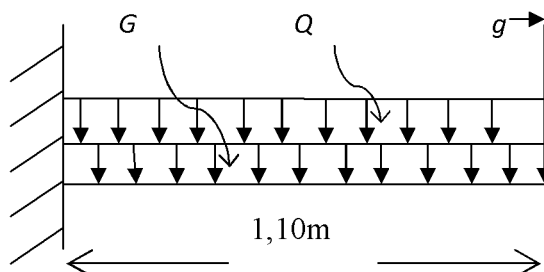
$$f = 1,9 < \bar{f} = 6,60 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### III.2. Calcul des balcons :

L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine.

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :



**Figure III.7.1 : Schéma statique du balcon**

$G$  : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

$Q$  : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

$g$  : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### III.2.1. Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de **15cm**.

#### III.2.2 Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine ( $e_p=0.15\text{m}$ )		$25 \times 0.15$	3.75
Revêtements	Carrelage	$22 \times 0.02$	0.44
	Mortier de pose	$22 \times 0.02$	0.44
	Couche de sable	$18 \times 0.02$	0.36
	Enduit de ciment	$18 \times 0.02$	0.36
Somme ( $G$ )			<b>5.35</b>

**Tableau III.1.3: Charges permanentes du balcon**

**Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :**

Eléments	Charges permanentes ( $KN/m^2$ )	Résultats ( $KN/m^2$ )
Brique ( $e_p=0.1m$ )	$9 \times 0.10$	0.90
Enduit de ciment ( $e_p=2cm$ )	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

**Tableau III.1.4 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps**

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

**III.2.3 Combinaisons de charges A l'ELU :****1) La dalle :**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

**2) Le garde-corps :**

$$g_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

**III.2.3.1 Calcul des moments fléchissant A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + g_{u2} \times l = \frac{12,47 \times 1,10^2}{2} + 2.187 \times 1,10 = 9,95 \text{ KN.m}$$

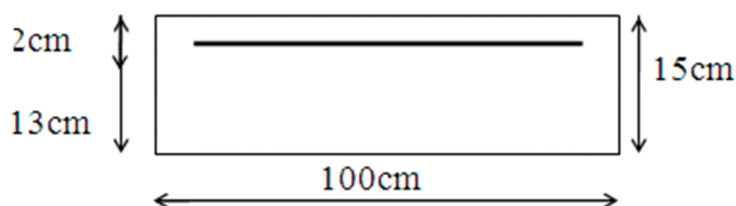
**III.2.3.2 Calcul des Efforts tranchants :a L'ELU**

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

$$V_u = 12.47 \times 1.10 + 2.187 = 15,75 \text{ KN}$$

**III.2.4 Ferrailage :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



**a) Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,95 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,95 \cdot 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,24 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3,93 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.2.5 Vérification à l'ELU :****a) condition de non fragilité: (BAEL91/ART-A-4-2-1, CBA 93)**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u \min\{0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{« Fissuration non préjudiciable »}$$

$$\tau_u = \frac{15,75 \cdot 10^3}{1000 \cdot 110} = 0,143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

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

**c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement de barres : (BAEL91/ART A-6-1-3)**

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,75 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,85 \text{ MPa}$$

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

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

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

#### d) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

##### ➤ Armatures principales:

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

##### ➤ Armatures de répartition:

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

#### e) vérification Ancrage des barre (langueur de scellement) :

Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su} \cdot 1,5^2}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} \quad \text{soit } l_s = 35,27 \text{ cm}$$

### III.2.6 Combinaisons de charges A l'ELS :

#### 1 ) La dalle :

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN}$$

#### 2 )Le garde corps :

$$g_{s2} = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

#### III.2.6.1 Calcul des moments fléchissant A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + g_{s2} \times l$$

$$M_s = \frac{8,85 \times 1,10^2 + 1,62 \times 1,10}{2} = 7,13 \text{ Kn.m.}$$

### 2. Effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} \cdot l + g_{s2}$$

$$V_u = 8,85 \times 1,10 + 1,62 = 11,35 \text{ KN}$$

### III.2.6.3 Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

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

$$\text{La contrainte dans le béton } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

#### 1) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\boxed{\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,24}{100 \times 13} = 0,172 \quad \beta_1 = 0,932$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{7,13 \times 10^3}{0,932 \times 13 \times 2,24} = 262,71 \text{ MPa}$$

#### Conclusion :

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

Il faut calculer les armatures à L'ELS

$$\mu_1 = \frac{7,13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 201.63} = 0.002 \quad \Longleftrightarrow \quad \mu_1 = 0.002 \quad \beta_1 = 0.925$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{9,95 \times 10^3}{0.925 \times 13 \times 201.63} = 4,10 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** =  $5.65 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,434 \quad \Longleftrightarrow \quad \beta_1 = 0.899$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A} = \frac{7,13 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 107,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

## 2) Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

$$\beta_1 = 0.899 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 34.50$$

$$\text{D'où } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34,50} = 0,0289 \quad \Rightarrow \quad k = 0.029$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0,029 \times 189,15 = 5,48 \text{ MPa}$$

### Conclusion :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  La condition est vérifiée alors, il n'y'a pas de fissuration dans le béton comprimée.

- **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

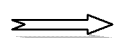
$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.27 \text{ cm} . \quad \text{Soit : } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

 On adopte :  $L_r = 16 \text{ cm}$ .

### III.2.6.3 Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.Mu} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{7,13}{10 \times 9,95} = 0,071 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{13 \times 100} = 0,0076 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

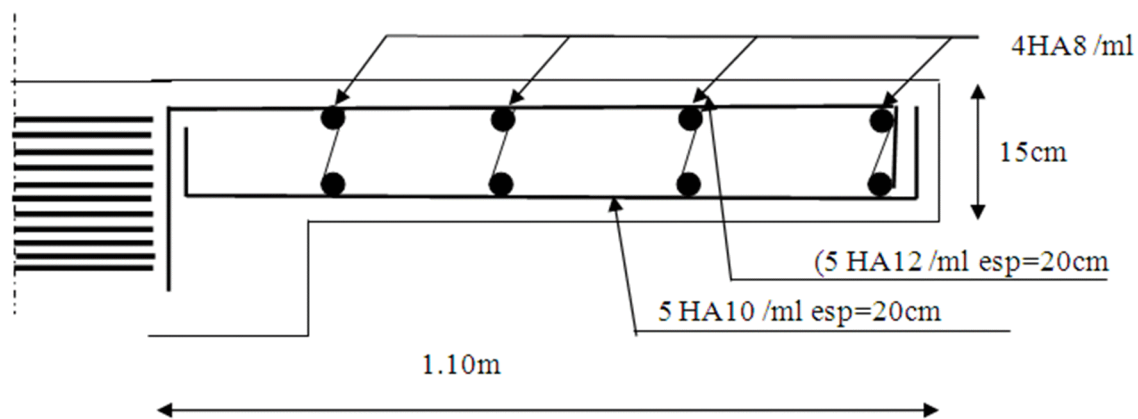


Fig.: III.7.7 Plan de ferrailage de balcon.

**III-3) Les escaliers**

Les escaliers sont en béton armé coulé sur place. Ils sont constitués de paillasse et paliers, des marches et contre marches

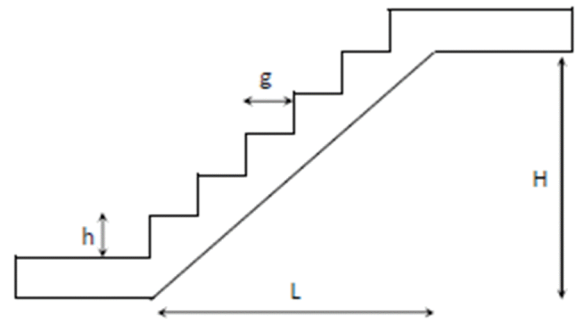
Terminologie :

g : Giron

H : Hauteur de la volée

h : Hauteur de la contre marche

L : La longueur de la contre marche



Le dimensionnement des marches et contre marches d'un escalier a deux volées adjacentes se fait généralement à l'aide de la formule de « BLONDEL » qui est la Suivant :

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

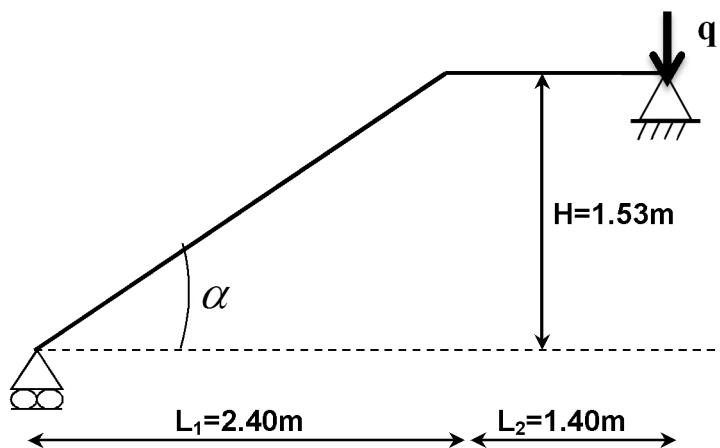
L'embranchement doit être  $\geq 1,20\text{m}$ .

La profondeur du palier de repos est  $\geq 3g$ .

Nous calculerons l'escalier d'étage et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers de RDC

**III-3-2) Dimensionnement :**

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL



**Fig. III-1-2: Schéma statique**

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g + 2 h = 66 \text{ cm}$$

Avec :  $14\text{cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  on choisi:  $\left\{ \begin{array}{l} \\ = 17\text{cm} \end{array} \right.$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{cm} \Rightarrow 60\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

L'embranchement est de 140cm.

$$\text{La longueur de la ligne de foulée : } L = g(n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm.}$$

**a) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une dalle appuyée sur ses deux cotés et l'épaisseur doit vérifier la loi de déformation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Calcul de  $\alpha$  :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \rightarrow = 32.6^\circ$$

$$L_0 = \frac{2.4}{\cos 32.6} + 1.40 = 4.25\text{m} = 425\text{cm}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow 14.16 \leq e_p \leq 21.25$$

On opte pour l'épaisseur de la paillasse :  $e_p = 18\text{cm}$ .

**III-3-3) Estimation des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**a) Charge permanente :**

- Revêtement de carrelage (2 cm) :  $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$ .
- Mortier de pose (2 cm) :  $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
- Couche de sable (2 cm) :  $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (2 cm) :  $10 \times 0.02 = 0.20 \text{ KN/m}^2$
- Charge totale :  $G_r = 1,40 \text{ KN/m}^2$

**• La volée :**

$$\text{Poids de la paillasse : } \dots\dots\dots \gamma_{ba} \times \frac{e_{paillasse}}{\cos \beta} \times 1\text{m} = 25 \times \frac{0,18}{\cos 32.6^\circ} \times 1 = 5,34 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Poids des marches : } \dots\dots\dots \gamma_b \times \frac{h}{2} \times 1\text{m} = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2.12 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Garde-corps : } \dots\dots\dots G_{Gc} \times 1\text{m} = 0,2 \times 1 = 0,20 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Poids des revêtements : } \dots\dots\dots G_r \times 1\text{m} = 1,40 \times 1 = 1,40 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Poids total de la volée : } \dots\dots\dots G_2 = 9,07 \text{ KN/ml.}$$

**• Le palier :**

$$\text{Poids propre de la dalle pleine: } \dots\dots\dots \rho_{ba} \times e_{palier} \times 1\text{m} = 25 \times 0,18 \times 1 = 4,5 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Revêtement : } \dots\dots\dots G_r \times 1\text{m} = 1,40 \times 1 = 1,40 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Poids total du palier : } \dots\dots\dots G_1 = 5,90 \text{ KN/ml.m}$$

**b) Les charges d'exploitations : (Art. 7.2.1 / DTR B.C.2.2)**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml} \quad Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

### III-3-4) Combinaisons des charges :

- **ELU :**

Volée :  $q_{1u} = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 9,07 + 1,5 \times 2,5 = 16 \text{ KN/ml}$ .

Palier :  $q_{2u} = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 5,9 + 1,5 \times 2,5 = 11,72 \text{ KN/ml}$ .

La charge concentrée :  $q_u = 1,35 G_{mur} = 1,35 \times 2,36 = 3,19 \text{ KN}$ .

- **ELS :**

Volée :  $q_{1s} = G_2 + Q = 9,07 + 2,5 = 11,57 \text{ KN/ml}$ .

Palier :  $q_{2s} = G_1 + Q = 5,9 + 2,5 = 8,40 \text{ KN/ml}$ .

La charge concentrée :  $q_s = G_{mur} = 2,36 \text{ KN}$ .

### III-3-5) Détermination des sollicitations de calcul :

Pour déterminer les efforts dans la volée et les paliers, on fera référence aux lois de RDM en prenant l'ensemble (palier + volée) comme une poutre isostatique partiellement encasté aux appuis.

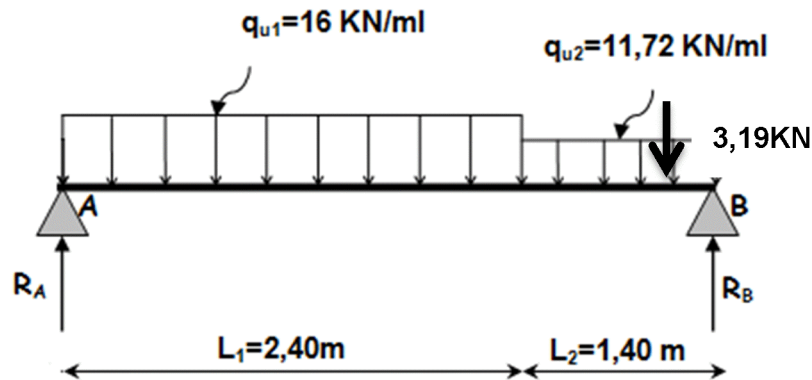


Schéma de chargement à l'ELU

Réactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 3.8) + (3.19 \times 3.8) + (11.72 \times 1.4) \times 3.1 + (16 \times 2.4) \times 1.2 =$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{109,06}{3,80} = 28.7 \text{KN}$$

$$R_B = 28.7 \text{KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow (R_A \times 3.8) - (16 \times 2.4) \times 2.6 - (11.72 \times 1.4) \times 0.7 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{111,32}{3,80} = 29.29 \text{KN}$$

$$R_A = 29.29 \text{KN}$$

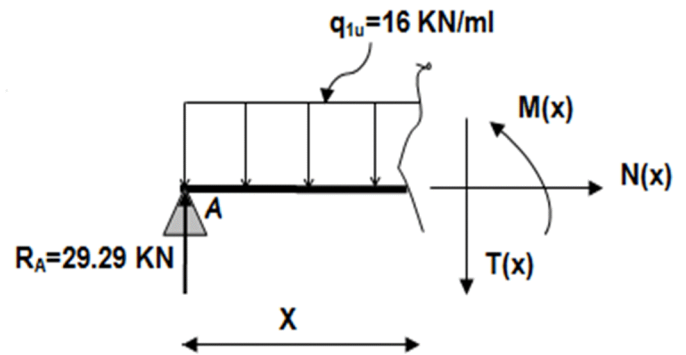
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 3.19 - (11.72 \times 1.4) - (16 \times 2.4) = 29.29 + 28.7 - 57.99 = 0 \dots \dots \text{Vérifier}$$

Efforts internes :

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$  (de gauche à droite)

$$T(x) = R_A - q_{1u} \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 29.29 \text{ KN} \\ T(x=2,4\text{m}) = -9.11 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{1u} \cdot \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=2,4\text{m}) = 24,22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



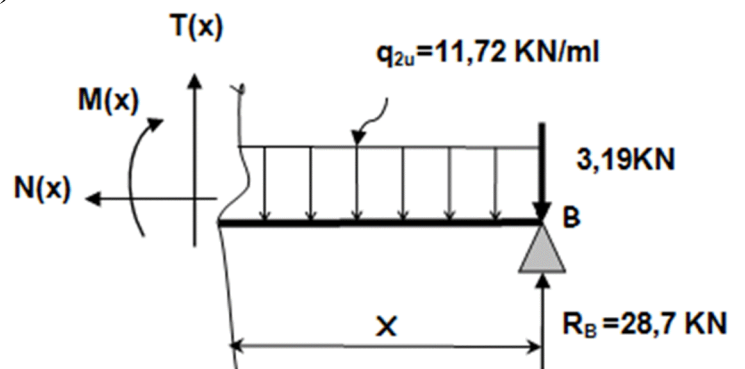
**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.40\text{m}$  (de droite à gauche)

$$T(x) = q_{2u} \cdot x - R_B + 3.19 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -25,51 \text{ KN} \\ T(x=1,40\text{m}) = -9,11 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = 11,72 \cdot x - 25,51$$

$$M(x) = -q_{2u} \cdot \frac{x^2}{2} + (R_B + 3.19) \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,4\text{m}) = 24,22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -11,72 \cdot \frac{x^2}{2} + 25,51x$$



- Calcul de  $M_{max}$  :

$$\text{À } T(x) = 0 \Rightarrow -16x + 29.29 = 0 \Rightarrow x = 1,83\text{m}$$

$$M(1,83\text{m}) = -8x^2 + 29.29x = 26.81$$

$$M(x=1,83\text{m}) = 26,81 \text{ KN.m} = M_{max}$$

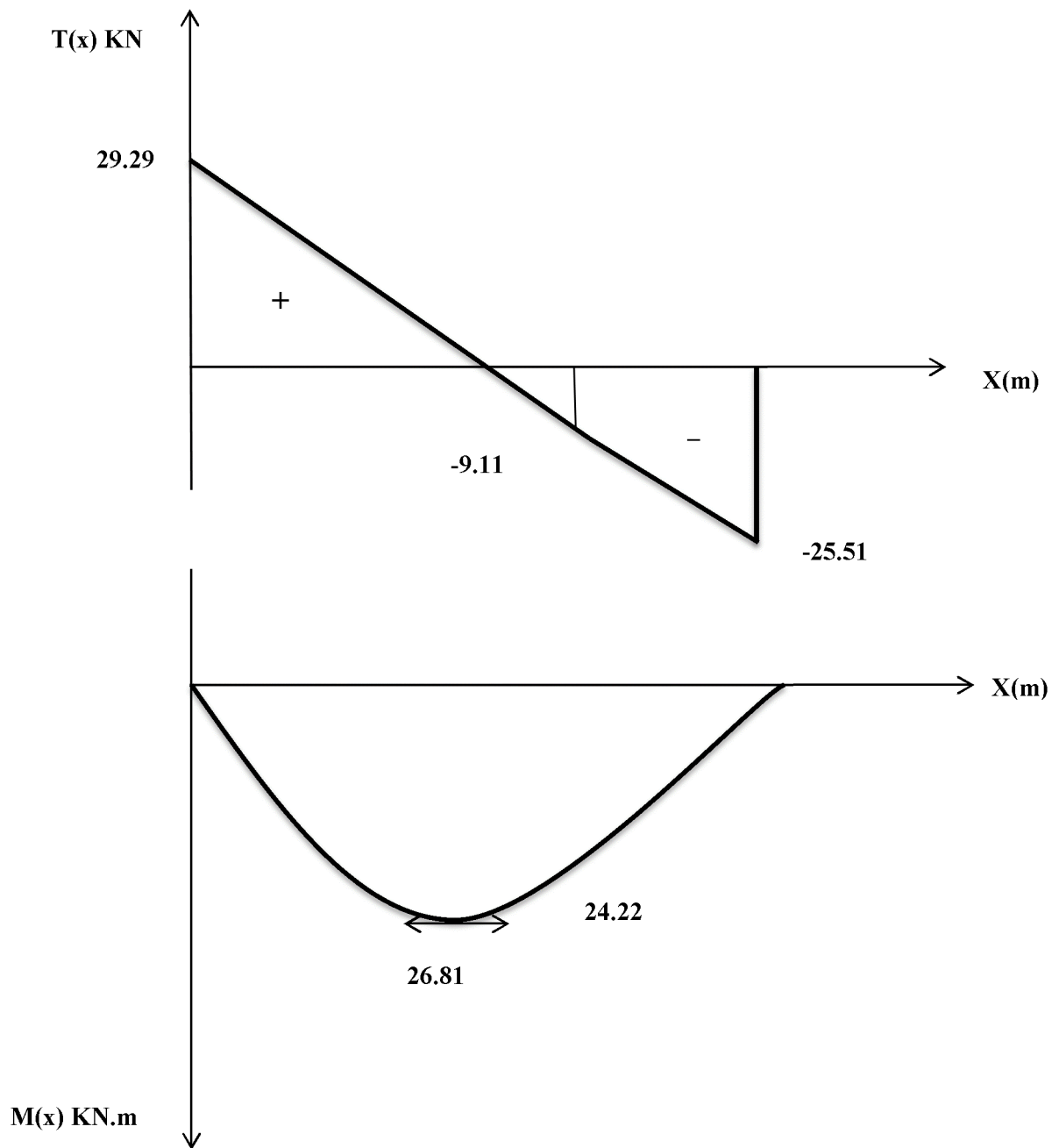
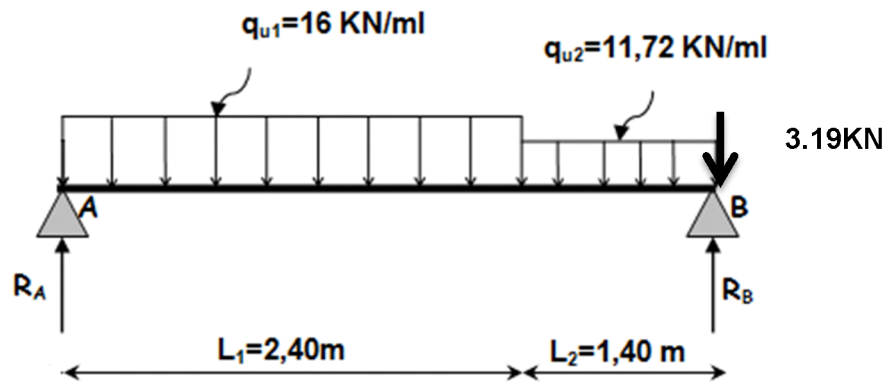


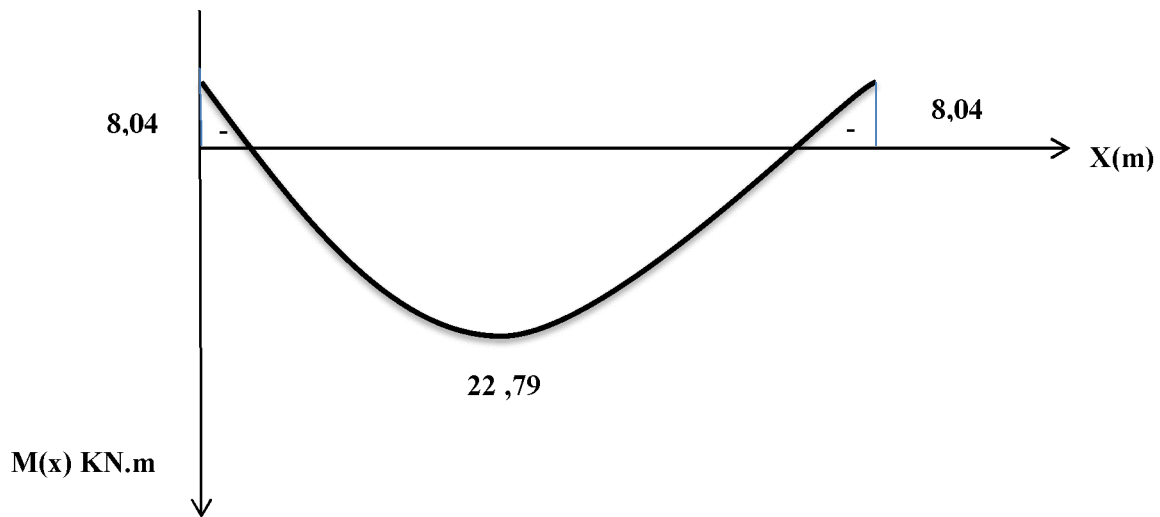
Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissent a ELU

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis** :  $M_{uA} = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 26,81 = 8,04 \text{ KN.m}$   
 $M_{uB} = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 26,81 = -8,04 \text{ KN.m}$

- **en travée** :  $M_{ut} = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 26,81 = 22,79 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :



**Diagramme de Moment de calcul**

**III-2-6) Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $e_p=18\text{cm}$ )

✓ **Aux appuis** :  $M_{ua} = 8,04 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,04 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,022$$

$\mu = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (S.S.A)

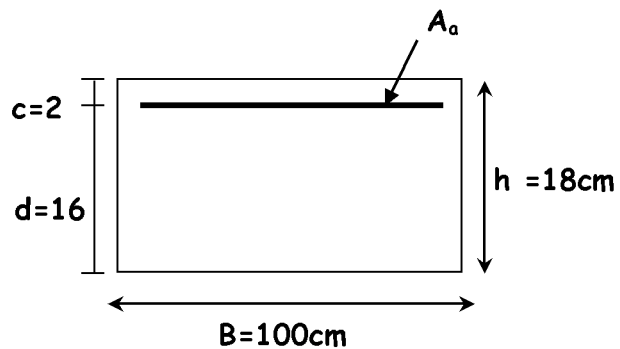
Du tableau :  $\mu = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{8,04 \times 10^2}{0,989 \times 16 \times 34,8} = 1,46 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T8 ( $A_a = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ) ; avec un espacement de 20cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

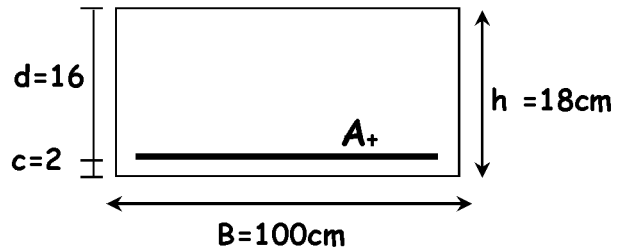


On opte pour 4T8 ( $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) ; avec un espacement de 25cm.

✓ **En travées :**  $M_t = 22,79 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22,79 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,062$$



$\mu = 0,062 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,79 \times 10^2}{0,968 \times 16 \times 34,8} = 4,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T12 ( $A_t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) ; avec un espacement de 20cm.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4T8 ( $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) ; avec un espacement de 25cm.

**III-2-7) Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité : (BEAL 91 / Art. A.4.2.1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée
- En travées :  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

• **Espacement des barres : (BAEL 91/Art A.8.2.42)**

- Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art. A.5.1,1)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour les fissurations non préjudiciables : (BAEL91/Art A.5.1,211)

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

Effort tranchant :  $V_{\max} = 29,29 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{29,29 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,183 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,183MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91/Art A.6.1,3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec :  $\Psi_s = 1.5$  (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2.1MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,29 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,08MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres**

- **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91/Art. A.6.1,22)**

La longueur de scellement droit :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4 L_s$ .

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

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91/Art A 5.1,3)**

**1) sur le béton : (BAEL 91/Art A 5.1,313)**

On doit vérifier : 
$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 29,29 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 160} = 0,41 \text{MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

0,41MPa < 13,33MPa  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**1) Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1,312)**

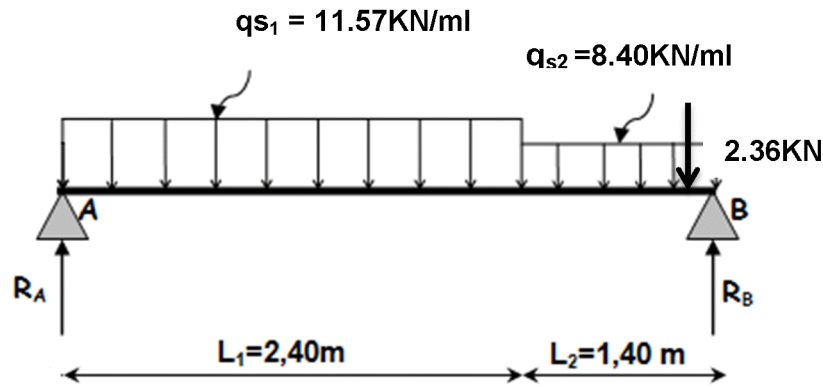
On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_U$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{29,29 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,84 \text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 5,65 \text{cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,84 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.}$$

• ELS:



Réactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 3.8) + (2.36 \times 3.8) + (8.40 \times 1.4) \times 3.1 + (11.57 \times 2.4) \times 1.2 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{78,75}{3.80} = 20.72 \text{ kN}$$

$$R_B = 20.72 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow (R_A \times 3.8) - (11.57 \times 2.4) \times 2.6 - (8.40 \times 1.4) \times 0.7 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{80,43}{3.80} = 21.17 \text{ kN}$$

$$R_A = 21.17 \text{ kN}$$

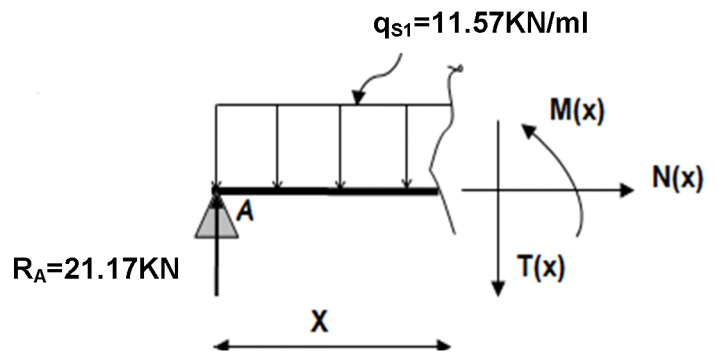
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 2.36 - (8.40 \times 1.4) - (11.57 \times 2.4) = 20.72 + 21.17 - 41.88 = 0 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Efforts internes :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$  (de gauche à droite)

$$T(x) = R_A - q_{1u} \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 21.17 \text{ kN} \\ T(x=2,4\text{m}) = -6.60 \text{ kN} \end{array} \right.$$

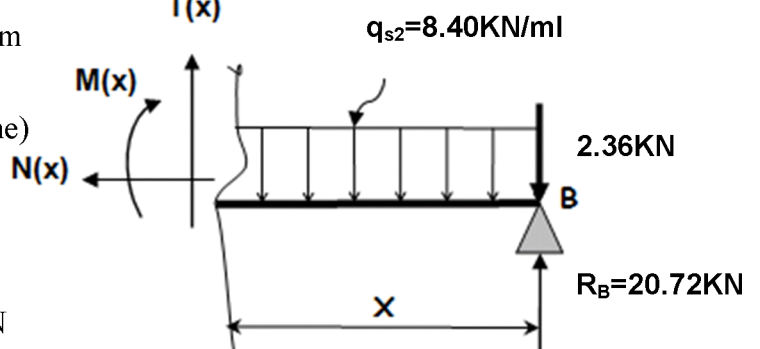
$$M(x) = R_A \cdot x - q_{1u} \cdot \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(x=2,4\text{m}) = 17,49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$



2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,40\text{m}$  (de droite à gauche)

$$T(x) = q_{1u} \cdot x - R_B + 2.36 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -18,36 \text{ kN} \\ T(x=1,40\text{m}) = -6,60 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 8,40 \cdot x - 18.36$$



$$M(x) = -q_{1u} \frac{x^2}{2} + (R_B + 2.36) \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,4m) = 17,47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

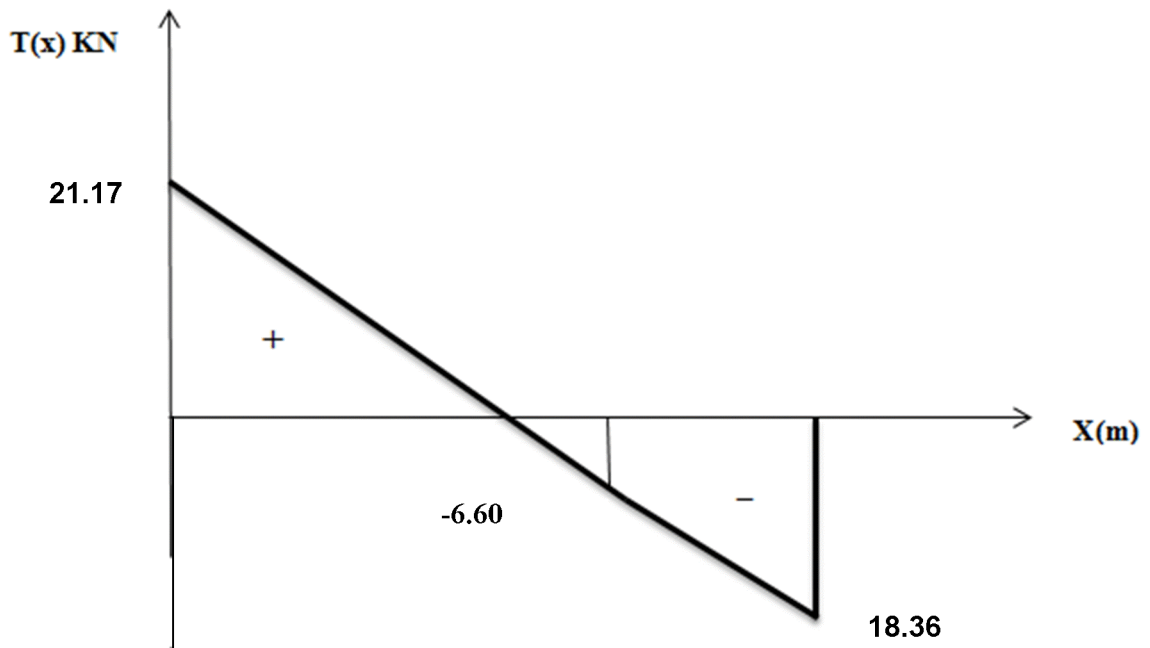
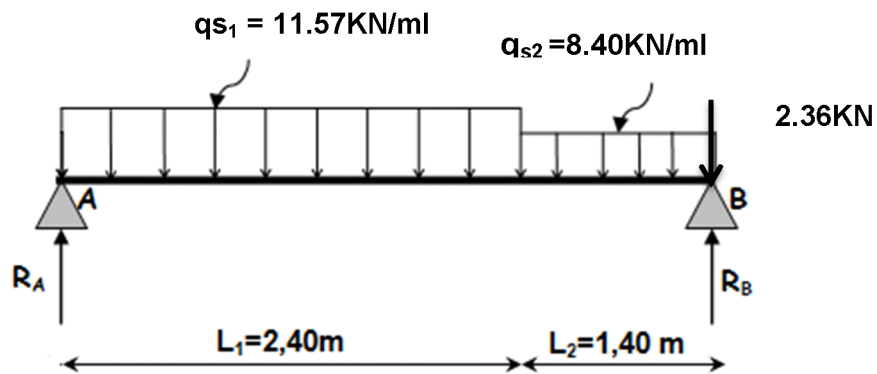
$$M(x) = -8.40 \frac{x^2}{2} + 18,36x$$

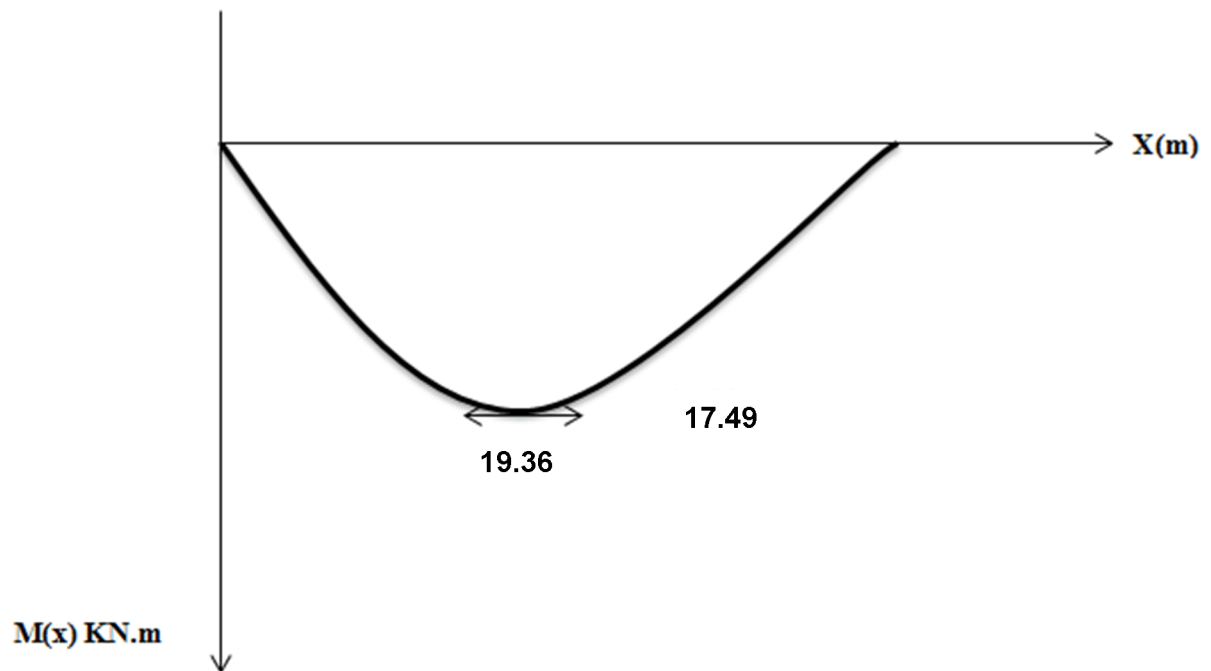
- Calcul de  $M_{max}$  :

À  $T(x) = 0 \Rightarrow -11.57x + 21.17 = 0 \Rightarrow x = 1,83m$

$$M(1,83m) = -11.57 \frac{x^2}{2} + 21.17x = 19.36$$

$$M(x=4,13m) = 19,36 \text{ KN.m} = M_{max}$$





Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs :

- **Aux appuis** :  $M_{uA} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 19,36 = -5,81 \text{ KN.m}$   
 $M_{uB} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 19,36 = -5,81 \text{ KN.m}$

- **en travée** :  $M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 19,36 = 16,46 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme des moments fléchissant ci-dessous :

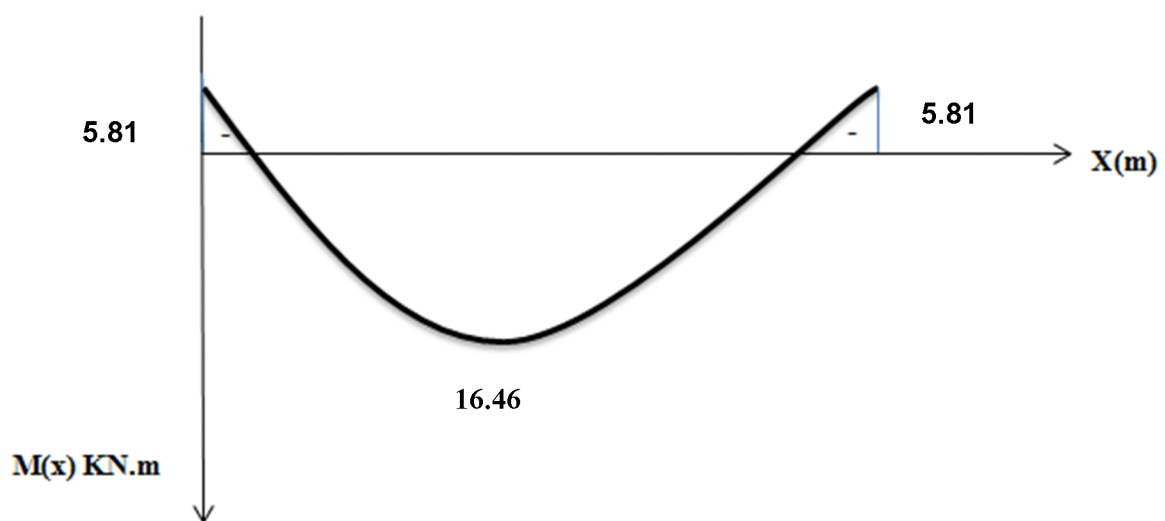


Diagramme de moment de calcul a ELS

**III-2-8) Vérifications à l'ELS :**

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**a) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5,2)**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Pour les fissurations non préjudiciables:  $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

**✓ En travées :**

$M_{ts} = 16,64 \text{ KN.m}$  et  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,283 \rightarrow K_1 = 39,22 \rightarrow \beta_1 = 0,9075$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{16,64 \times 10^3}{0,9075 \times 16 \times 5,65} = 172,31 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 172,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**✓ aux appuis :**

$M_{as} = 5,81 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 2,51 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 16} = 0,157 \quad K_1 = 61,92 \rightarrow \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,81 \times 10^3}{0,935 \times 16 \times 2,51} = 154,73 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 154,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**b) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

✓ **En travées :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{172,31}{39,22} = 4,39 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4,39 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{154,73}{61,92} = 2,50 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,50 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8,424)**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\checkmark \frac{h}{\ell} = \frac{0,18}{3,80} = 0,047 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{\ell} = 0,047 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{22,79}{10 \times 20,88} = 0,109 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 16} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Avec :**  $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{11,57 \times 3,80^2}{8} = 20,88 KNm$

Deux conditions non vérifiées, alors il faut procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (BAEL 91/Art B.6.5,2) :**

On doit vérifier que :  $f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm}$

**Avec :**  $E_v$  : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 MPa$$

$I_f$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée ;  $I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$

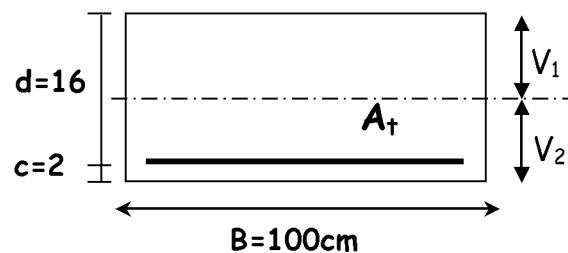
$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + \eta A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 5,65 = 1884,75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1884,75 \text{ cm}^2$$



- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = 17556 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{17556}{1884,75} = 9,31 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_1 = 9,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm} \quad ; \text{ Donc : } V_2 = 8,69 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée /G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$\text{D'où : } I_0 = (9,25^3 + 8,75^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4,52 \times (8,75 - 2)^2$$

$$I_0 = 58457,88 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{5,65}{100 \times 16} = 3,53 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{3,53 \times 10^{-3} \times (2 + 3)} = 5,95$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5,95 \quad \lambda_v = 2,38$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 3,53 \times 10^{-3} \times 277,80) + 2,1} = 0,937$$

- **Calcul de l'inertie fictive  $I_f$  :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 58457,88}{1 + 2,38 \times 0,937} = 19907,88 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 19907,88 \text{ cm}^4$$

**Calcul de flèche:**

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{22,79 \times 3800^2 \times 10}{10 \times 10819 \times 19907,88} = 1,52 \text{ mm}$$

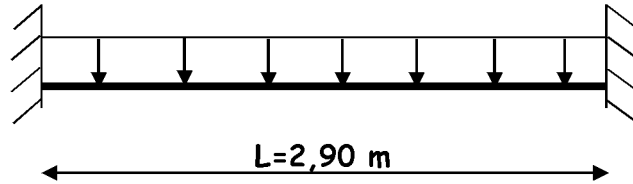
$$f = 1,52 \text{ mm} < \bar{f} = 7,60 \text{ mm}$$

**Condition vérifiée**

**III-3) La poutre palière :**

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-hauteur des étages, elle est encastrée à ses extrémités dans les poteaux.

C'est une poutre de section rectangulaire, Sa portée est de 2,90 m.



**Fig. III-2: Schéma statique**

**III-3-1) Pré dimensionnement :**

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \end{array} \right.$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm (Recommandation du RPA 2003).} \end{array} \right.$

$L_{\max}$  : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 3,30 - 0,40 = 2,90 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \text{ donc : } 19,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vue l'importance de la portée et de l'épaisseur de notre escalier, nous avons choisi une hauteur :

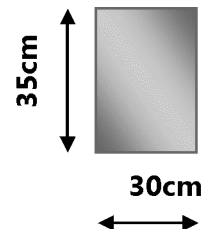
$$h_t = 35 \text{ cm.}$$

- **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

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



- Vérification des exigences du RPA 99 :

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 20$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**III-3-2) Détermination des charges et surcharges :**

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre :  $G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/mL}$

Réaction du palier à l'ELU :  $R_U = T_U = 2 \times 29,29 \text{ KN} = 58,58 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS :  $R_S = T_S = 2 \times 21,17 \text{ KN} = 42,34 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts à L'ELU :**

$$q_u = 1,35 \times 2,625 + 58,58 = 62,12 \text{ KN/ml}$$

**Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{62,12 \times (2,90)^2}{8} = 65,30 \text{ KN.m}$$

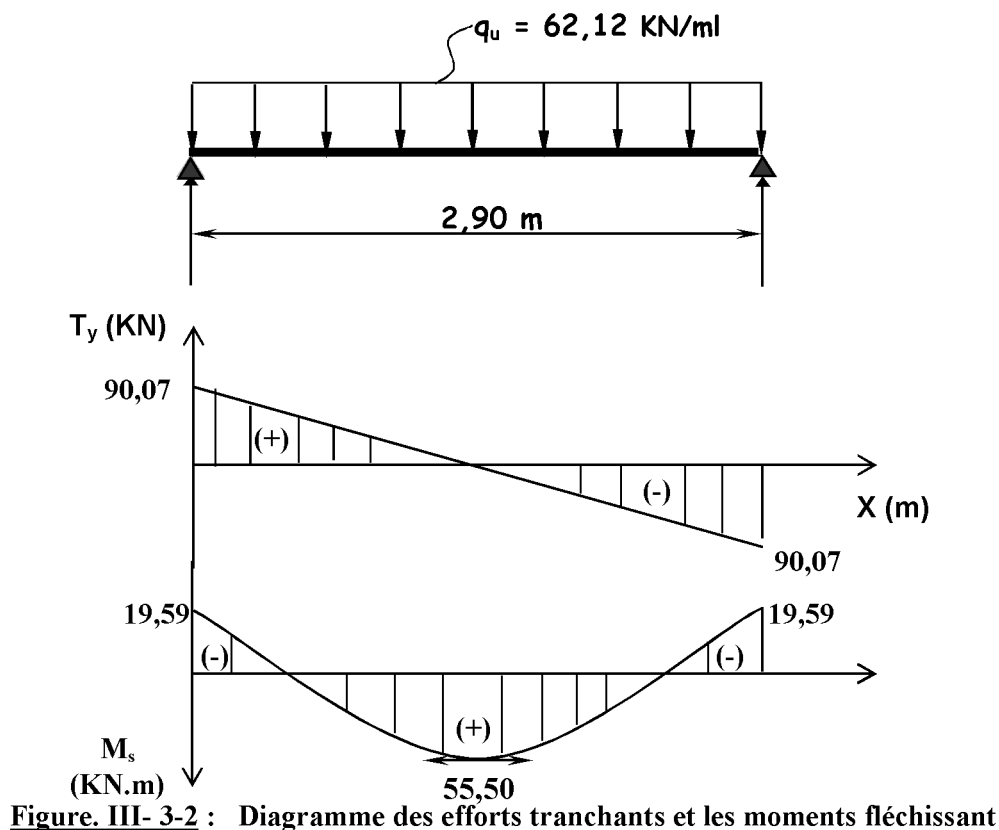
**Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{62,12 \times 2,90}{2} = 90,07 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :**  $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 65,30 = -19,59 \text{ KN.m}$
- **En travée :**  $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 65,30 = 55,50 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



**Figure. III- 3-2 :** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

**III-3-3) Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage de la poutre se fera en flexion simple.

**a) Armatures principales :**

✓ **En travées :  $M_t = 55,50 \text{ KN.m}$**

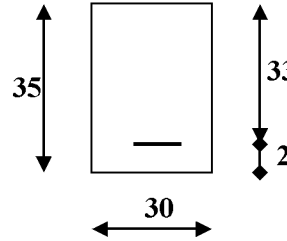
$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{55,50 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 1,42} = 0,120$$

$$\mu = 0,120 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A)}$$

$$\text{Du tableau : } \mu = 0,120 \Rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{55,50 \times 10^2}{0,936 \times 33 \times 34,8} = 5,16 \text{ cm}^2$$

**Soit : 6HA12 ; donc  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2$**



✓ **Aux appuis :  $M_{ua} = 19,59 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,59 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 1,42} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A)}$$

$$\text{Du tableau : } \mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,59 \times 10^2}{0,979 \times 33 \times 34,8} = 1,74 \text{ cm}^2$$

**Soit : 3HA10 ; donc  $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$**

❖ **Exigences du RPA 99 pour les armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{t \text{ total}} = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2.$$

**III-3-4) Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité : (BEAL 91/Art. A.4.2.1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{- En travées : } A_t = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$\text{- Aux appuis : } A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1,1)**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

**La fissuration peu nuisible : (BAEL91 / Art A.5.1, 211)**

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

**Effort tranchant :  $V_{u\max} = 90,07 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{90,07 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement  $\implies$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91/Art. A.6.1,3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec :  $\Psi_s = 1,5$  (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90,07 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226,1} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

• **Ancrage des barres aux appuis :** (BAEL 91/Art A.6.1,22 )

- La longueur de scellement droit :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_S^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 48,51 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_S = 50 \text{ cm}$$

$$L_S^2 = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 45,21 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_S = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire de faire un crochet.

D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

$$L_c^1 = 0,4 L_S^1 = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$L_c^2 = 0,4 L_S^2 = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL91/Art A 5.1,3)

-sur le béton : (BAEL 91/Art A 5.1, 313)

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 90,07 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 330} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

2,02MPa < 13,33MPa  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

-Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1,312)

On doit vérifier que :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

b) Armatures de répartition :

- diamètres des armatures transversales : (BAEL 91/Art A.7.2,2)

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{350}{35}; 12; \frac{300}{10} \right) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (1 cadre + 1 étrier)

- Espacement max des armature transversales : (BAEL91/Art A.5.1,22)

$$S_{t_{\max}} \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 29,7 \text{ cm}$$

$$S_{t_{\max}} = 28 \text{ cm}$$

- L'espacement doit vérifier : (RPA 99/ Art 7.5.2.2)

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ 8,75 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm} \right\} = 8,75 \text{ cm}$$

On opte pour : S<sub>t</sub> = 8 cm

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

On opte pour : S<sub>t</sub> = 15 cm

❖ Exigences du RPA 99 pour les armatures transversales : (RPA2003/Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min\text{ du RPA}} = 1,35\text{cm}^2$$

❖ Pourcentage minimum des armatures transversales : (BAEL91/Art A.5.1,22)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4b S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45\text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min\text{ du BAEL}} = 0,45\text{cm}^2$$

III-3-5)\_Calcul des efforts à L'ELS :

$$q_s = 2,625 + 42,34 = 44,96\text{ KN / ml}$$

Moment isostatique :

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{44,34 \times (2,90)^2}{8} = 46,61\text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{44,34 \times 2,90}{2} = 64,29\text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

✓ Sur appuis :  $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 46,61 = -13,98\text{ KN.m}$

✓ En travée :  $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 46,61 = 54,64\text{ KN.m}$

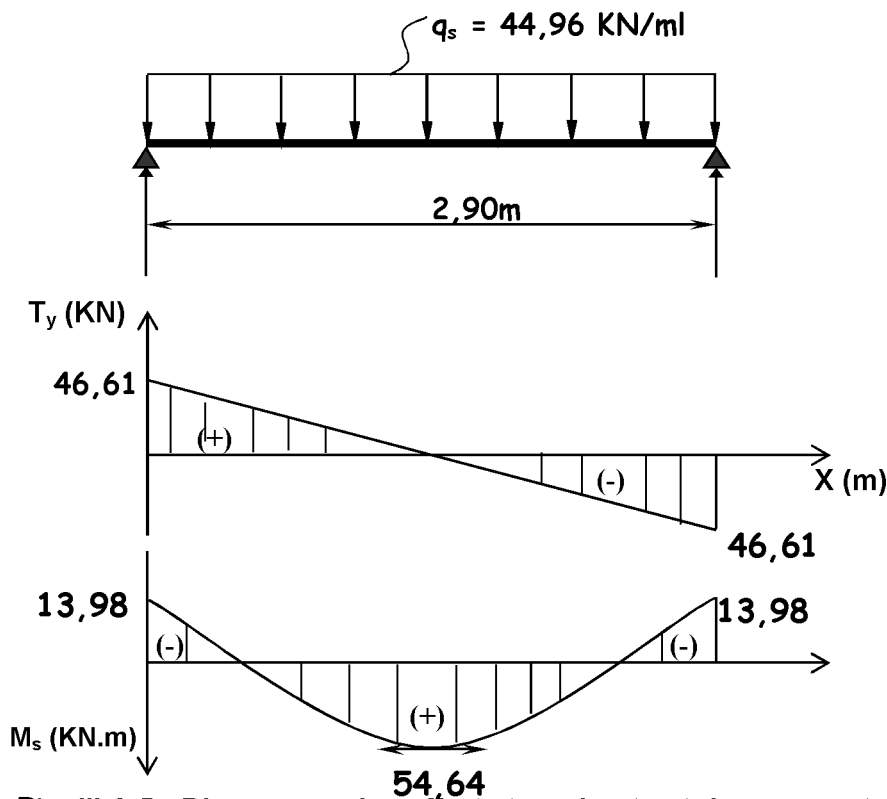


Fig. III-3-5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

**III-3-6) Vérification à l'ELS :**

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**a) contrainte limite dans l'acier : (BAEL 91/Art A.4.5,2)**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Pour les fissurations peu nuisibles :  $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

✓ **En travées :**  $M_{ts} = 54,64 \text{ KN.m}$  et  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 6,19}{30 \times 33} = 0,625 \rightarrow K_1 = 27,94 \rightarrow \beta_1 = 0,8835$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{54,64 \times 10^3}{0,8835 \times 33 \times 6,79} = 302,76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 302,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis :**  $M_{as} = 13,98 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,36}{30 \times 33} = 0,238 \rightarrow K_1 = 49,10 \rightarrow \beta_1 = 0,922$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{13,98 \times 10^3}{0,922 \times 33 \times 2,36} = 194,70 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 194,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL 91/Art A.4.5,2)**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

✓ **En travées :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{302,76}{27,94} = 10,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{194,70}{49,10} = 3,96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,26 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)**

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\checkmark \quad \frac{h}{\ell} = \frac{0,35}{2,90} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{\ell} = 0,12 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{54,64}{10 \times 47,26} = 0,11 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b \times d} = \frac{6,19}{30 \times 33} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{44,96 \times 2,9^2}{8} = 47,26 \text{KNm}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche.  
Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

**-Armatures principales :**

- 6HA12 au niveau des travées.
- 3HA10 au niveau des appuis.

**-Armatures de répartition :**

- 1cadre et 1 étrier en HA8.

**III-4) La salle machine :**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

**III-4-1) Les caractéristiques de l'ascenseur :**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur, et une dalle pleine est nécessaire pour le matériel de dimensions  $(1,30 \times 1,60) \text{ m}^2$ .

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de  $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

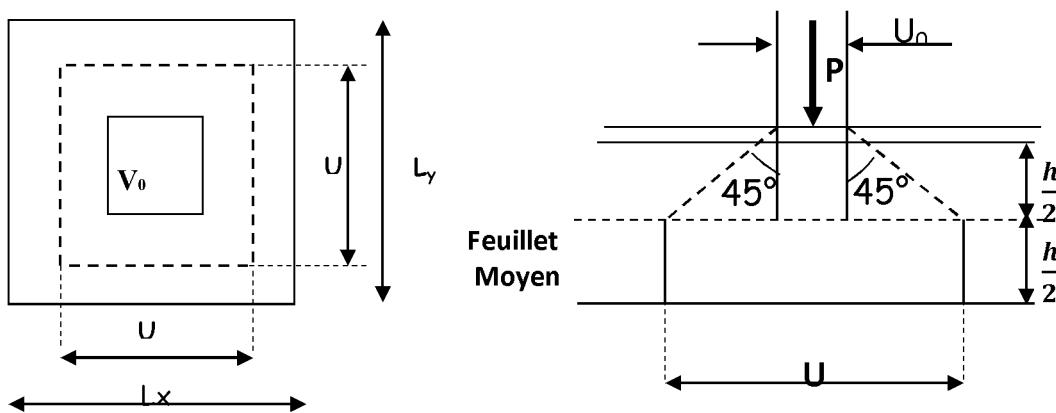
Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

**III-4-2) Dimensionnement de l'ascenseur :**

Épaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm.}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ;  
donc on prend une épaisseur de **15 cm**.



**Fig. III-4-2 : schéma statique de la dalle de la salle machine.**

Avec :

**P** : La charge totale centrée.

**U** et **V** : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge « **P** » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

**U<sub>0</sub>** et **V<sub>0</sub>** : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.

Les cotés **U<sub>0</sub>** et **V<sub>0</sub>** sont supposés parallèles respectivement à **L<sub>x</sub>** et **L<sub>y</sub>**

On a :

$$U = U_0 + kh_r + h_t = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}.$$

$$V = V_0 + kh_r + h_t = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}.$$

Avec :  $h_r$  : revêtement de la dalle (5cm).

### III-4-3) Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{160} = 0,80$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

#### a) Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson  $\rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD

après une interpolation On aura :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,80 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{130} = 0,8 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{160} = 0,65 \end{array} \right\} M_1 = 0,071 \text{ et } M_2 = 0,048$$

#### • Calcul à l'ELU :

$$q_{u1} = 1,35 p = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_{u1} \times M_1 = 108 \times 0,071 = 7,668 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y1} = q_{u1} \times M_2 = 108 \times 0,048 = 5,184 \text{ KN.m}.$$

**a) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_k \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0,80; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_k = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0,15 \times 1) + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = 0,0565 \times 6,562 \times 1,30^2 = 0,626 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 0,626 = 0,372 \text{ KN.m.}$$

**❖ Superposition des moments :**

$$M_x^{\text{ELU}} = M_{x1} + M_{x2} = 7,668 + 0,626 = 8,294 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^{\text{ELU}} = M_{y1} + M_{y2} = 5,184 + 0,372 = 5,55 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

**• En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,294 = 7,05 \text{ KN.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5,55 = 4,71 \text{ KN.m.}$$

**• Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,294 = 2,488 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 5,55 = 1,66 \text{ KN.m.}$$

**Sens x-x :****➤ En travée :**

$$M_x^t = 7,05 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,986.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,05 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 5HA8 ( $A_t = 2,52 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 2,488 \text{KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,488 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,488 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,755 \text{cm}^2.$$

On opte pour 4HA8 ( $A_t = 2,01 \text{cm}^2$ ) ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{cm}$

**1) Sens y-y :**➤ **En travée :**

$$M_y^t = 4,71 \text{KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,71 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,71 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,03 \text{cm}^2.$$

On opte pour 4HA8 ( $A_t = 2,01 \text{cm}^2$ ) . ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{cm}$ .

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 1,66 \text{KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,66 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,66 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,36 \text{cm}^2.$$

On opte pour 4HA8 ( $A_t = 2,01 \text{cm}^2$ ) ; avec un espacement de  $S_t = 25 \text{cm}$ .

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

## a) Vérification à l'ELU :

## • Condition de non fragilité (BAEL 91/Art B.7.4)

On doit vérifier la condition suivante :

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec: } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

Dans notre cas:  $w_0 = 0,8\%$  (Acier HA FeE400).

$w_x$  : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

$w_0$  : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

## ❖ Suivant x-x :

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left( 3 - \frac{130}{160} \right) = 1,31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,31 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Suivant y-y :

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left( 3 - \frac{130}{160} \right) = 1,31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,31 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## • Ecartement des barres : (BAEL 91/Art A.8.2,42)

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

## ❖ Suivant x-x :

$$St \leq \min \{ 2h ; 25 \text{ cm} \}$$

$$St = 25 \text{ cm} < \min \{ 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm} \} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## ❖ Suivant y-y:

$$St < \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \}$$

$$St = 25 \text{ cm} < \min \{ 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm} \} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

## • Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm.}$$

$$\Phi_{\text{MAX}} = 8 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Condition de non poinçonnement : (BAEL91/Art A.5.2,42 )**

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

Avec :  $Q_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$h_t$  : l'épaisseur totale de la dalle.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,05+1,05) = 4,20 \text{ m}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles : (BAEL91/Art A.5.1, 1)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations peu nuisibles :

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

**Efforts tranchants :**

- Au milieu de U :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3 V} = \frac{80}{3 \times 1,05} = 25,40 \text{ KN}$ .

- Au milieu de V :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2(U+V)} = \frac{80}{2(1,05+1,05)} = 25,40 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{25,40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Calcul à l'ELS :**

- **Calcul des moments au centre du panneau :**

$$v = 0,2 \quad \begin{cases} M_1 = 0,071 \\ M_2 = 0,048 \end{cases}$$

$$q_{s1} = p = 80 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_u \times (M_1 + v M_2) = 80 \times (0,071 + 0,2 \times 0,048) = 6,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \times (M_2 + v M_1) = 80 \times (0,048 + 0,2 \times 0,071) = 4,976 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_k \times q_s \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,80 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_k = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1 = 4,75 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0632 \times 4,75 \times 1,30^2 = 0,507 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,710 \times 0,507 = 0,360 \text{ KN.m.}$$

- ❖ **Superposition des moments :**

$$M_x^{\text{ELS}} = M_{x1} + M_{x2} = 6,45 + 0,507 = 6,957 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^{\text{ELS}} = M_{y1} + M_{y2} = 4,976 + 0,360 = 5,33 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses extrémités on aura :

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,957 = 5,913 \text{ KN.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5,33 = 4,53 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 6,957 = 1,787 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 5,33 = 1,60 \text{ KN.m.}$$

**c) Ferrailage de la dalle a l'ELS:**

**1. Sens x-x :**

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 5,913 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,913 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0248 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0248 \Rightarrow \beta = 0,798.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,913 \times 10^3}{0,798 \times 13 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2.$$

$$1,65 \text{ cm}^2 < 2,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 1,787 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,787 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0087 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0087 \Rightarrow \beta = 0,860.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,787 \times 10^3}{0,860 \times 13 \times 348} = 0,540 \text{ cm}^2.$$

$$0,54 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

**2. Sens y-y :**

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 4,53 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,53 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0191 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0191 \Rightarrow \beta = 0,814$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,53 \times 10^3}{0,814 \times 13 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2.$$

$$1,24 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 1,60 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,60 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0067 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,874$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,60 \times 10^3}{0,874 \times 13 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2.$$

$$0,41 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

**e) Contrainte limite dans l'acier : (BAEL 91/Art A.4.5,2)**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  (Art A.4.5,3 ; BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

**1. Sens x-x :**

✓ **En travées :**  $M_{ts} = 5,913 \text{ N.m}$  et  $A_t = 2,52 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,52}{100 \times 13} = 0,192 \rightarrow K_1 = 55,42 \rightarrow \beta_1 = 0,929$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,913 \times 10^3}{0,929 \times 13 \times 2,52} = 195,83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 195,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis :**  $M_{as} = 1,787 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow K_1 = 62,40 \rightarrow \beta_1 = 0,9355 \text{ (par interpolation)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,787 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 73,10 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 73,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Sens y-y :**

✓ **En travées :**  $M_{ts} = 4,53 \text{ N.m}$  et  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,157 \rightarrow K_1 = 61,92 \rightarrow \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{4,53 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 192,04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 192,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **aux appuis :**  $M_{as} = 1,60 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \rightarrow K_1 = 62,40 \rightarrow \beta_1 = 0,9355 \text{ (par interpolation)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,60 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/Art A.4.5,2)**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa$$

**1. Sens x-x :**

- En travées :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{195,83}{55,42} = 3,53 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3,53 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{73,10}{62,40} = 1,17 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,17 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2. Sens y-y :**

En travées :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{192,04}{61,92} = 3,10 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3,10 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{66}{62,40} = 1,05 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,05 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.7.5)**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{\ell_x} > \frac{M_t}{20 \times M_x^{ELS}} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{lx} = \frac{15}{130} = 0,093 \geq \frac{7,05}{20 \times 8,294} = 0,042 \quad \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

$$\frac{Ax}{b \times b} = \frac{2,52}{100 \times 13} = 0,0019 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

**❖ Conclusion :**

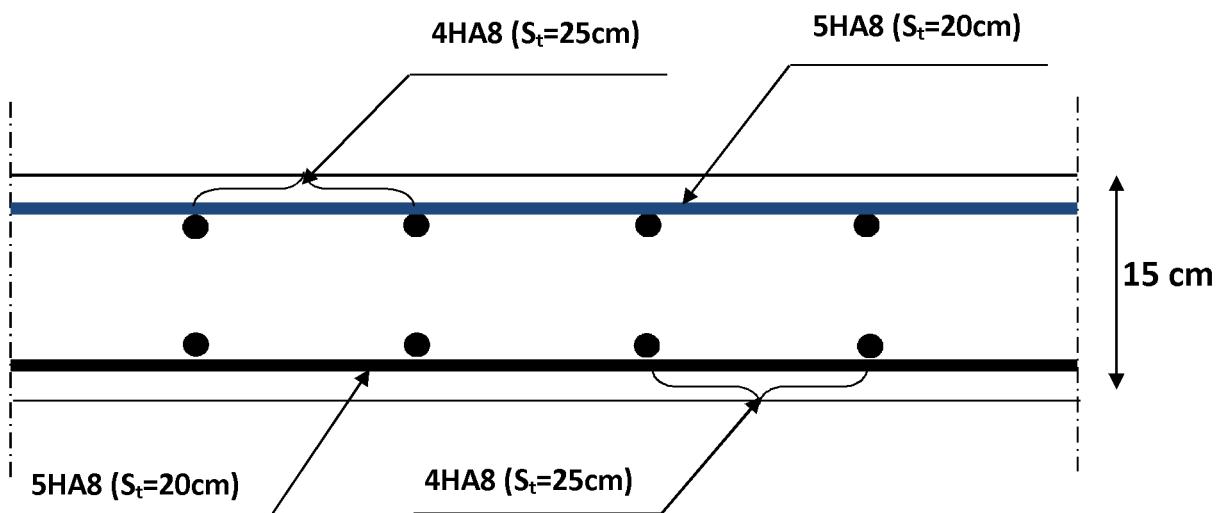
Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.  
La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

**Sens x-x :**

- En travées : 5HA8/ml avec un espacement de 20cm.
- Aux appuis : 4HA8/ml avec  $e = 25\text{cm}$ .

**Sens y-y :**

- En travées : 4HA8/ml avec un espacement de 25cm.
- Aux appuis : 4HA8/ml avec  $e = 25\text{cm}$ .

**➤ Plan de ferrillage de la salle machine suivant : x-x**

**III.6 Acrotère :**

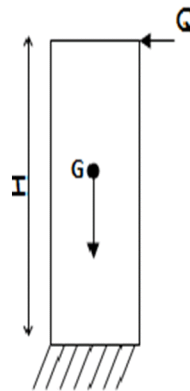
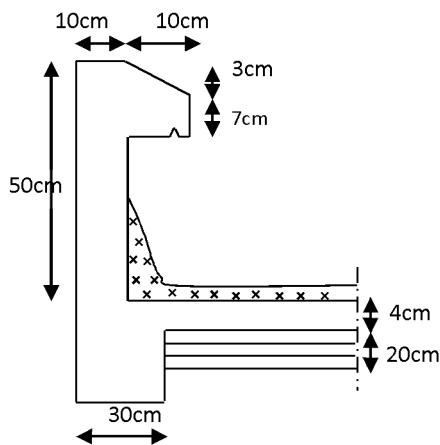
L'acrotère est un élément non structural de la structure (il ne fait pas partie du système de contreventement). Il assure la sécurité au niveau de la terrasse.

L'acrotère est assimilé a une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Son ferrailage se calcul sous l'effet de :

- L'effort normal G dû à son poids propre.
  - La poussé Q due à la main courante.
- Une vérification para port a l'effort sismique.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.



**Schémas statiques :**

**Coupe transversale de  
III-6-2) Détermination des sollicitations :**

$$G = S \cdot \gamma_b \cdot 1ml$$

**Avec :** G : La charge permanente.

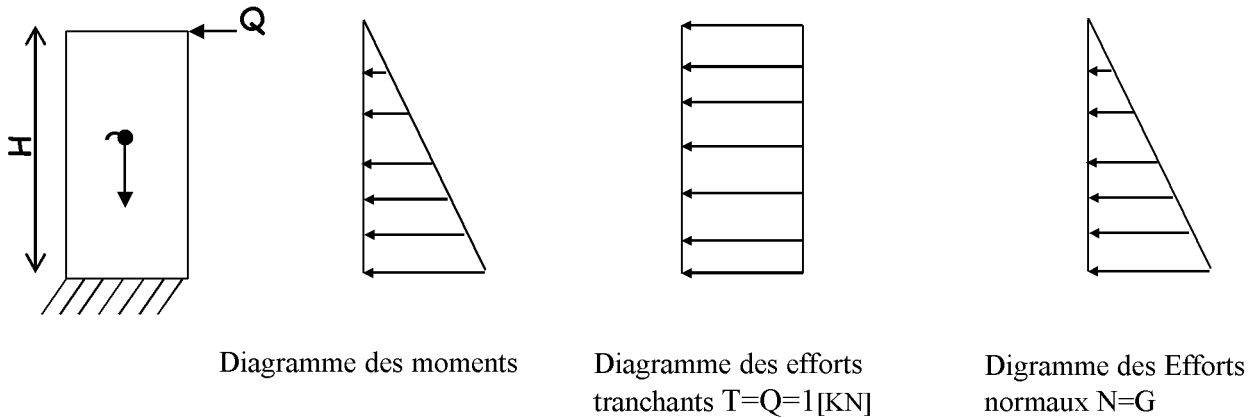
S : La surface de l'acrotère.

$\gamma_b$  : Le poids volumique du béton qui est égale à 25 KN/m<sup>3</sup>.

$$S = \left[ (0,5 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - \left( \frac{0,03 \times 0,10}{2} \right) \right] = 0,0585m^2$$

$$G = 0,0585 \times 25 \times 1m = 1,4625KN / ml$$

- Surcharge due à la poussée latérale  $Q : Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement  $M_Q$  dû à la base:  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$
- Effort normal dû au poids propre  $G$  a la base :  $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.4625 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû à la surcharge  $Q : T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à  $G : M_G = 0$



**III-6-3) Combinaisons de charges :**

1) à L'ELU: 
$$\begin{cases} N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,4625 = 1,974 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) à L'ELS: 
$$\begin{cases} N_s = N_G = 1,4625 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage :**

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

• **Remarque :**

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

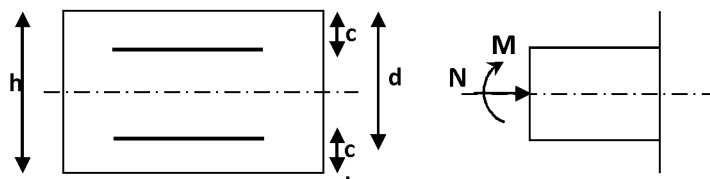
Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100 \text{ cm}$  (longueur de la section)

$d = h - c = 8 \text{ cm}$

$c = 2 \text{ cm}$



$M_f$ : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$e$ : Excentricité

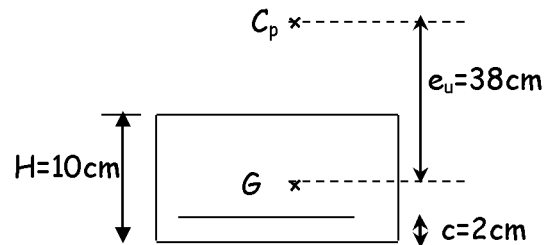
➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,75 \times 10^2}{1,974} = 37,99 \text{ cm} = 38 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm}$$



Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

D'où elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène à la flexion composée.

**a) Calcul en flexion simple :**

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38 + \frac{10}{2} - 2 = 41 \text{ cm}$$

**-Moment fictif :**  $M_f = N_u \times g = 1,974 \times 0,41 = 0,809 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,809 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,010$$

$\mu_u = 0,010 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

**- Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,809 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_f = 0,30 \text{ cm}^2$$

**a) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,30 - \frac{1,974 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

**III-6-5) Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (BEAL91/Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{34,19 - 0,455 \times 8}{34,19 - 0,185 \times 8} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5 \times 100}{1,4625} = 34,19 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculer}} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous prenons :

$$A_u = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8  $\Rightarrow A_u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8  $\Rightarrow A_r = 1,50 \text{ cm}^2$  repartir sur 50cm de hauteur avec un espacement :

$$S_t = \frac{50}{3} = 16,66 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres : (BAEL91/Art A.8.2.42)**

- Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ .

- Armatures de répartition :  $S_t = 16 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$ .

Les conditions sont vérifiées.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1,1)**

Nous avons une fissuration préjudiciable : (BAEL91 / Art A.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow$  Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:**  
(BAEL 91/Art A.6.1,3)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec :  $\Psi_s = 1,5$  (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

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

• **Ancrage des barres verticales : (BAEL91/Art. A.6.1,22)**

La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 29 \text{ cm}$ .

**III-6-6) Vérification des contraintes à L'E L S :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1,4625 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,5 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5 \times 100}{1,4625} = 34,19 \text{ cm}$$

$$e_s = 34,19 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

$$\text{On doit vérifier : } \begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \bar{\sigma}_{st} \\ \sigma_{sc} &\leq \bar{\sigma}_{sc} \\ \sigma_{bc} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \end{aligned}$$

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$  il n'y a pas lieu de vérifier cette condition car il n'y a pas acier comprimée. (SSA)

**a) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/ArtA.4.5,2)**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

fissuration préjudiciable  $\Rightarrow$  (BAEL91/Art A.4.5,34 )

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration  
 Avec :  $\eta = 1,6$  pour (acier HA),  $\phi \geq 6\text{mm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,67 ; 201,63 \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$M_s = 0,5 \text{ KN.m}$  et  $A_u = 2,01 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 A_u}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow K_1 = 47,69 \Rightarrow \beta_1 = 0,92025$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,92025 \times 8 \times 2,01} = 33,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} =$$

$$33,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### a) contrainte limite dans le béton comprimé: (BAEL91/ArtA.4.5,2)

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}; \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{33,80}{47,69} = 0,710 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,710 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### • vérification de l'acrotère au séisme : [Art.6.2.3 RPA99 version 2003]

##### ✓ Calcul de la force sismique :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec : A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$$A = 0,15 \quad (\text{Zone II})$$

$$C_p = 0,3 \quad (\text{Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires}).$$

$$W_p = 1,53 \text{ KN/ml. (Poids de l'élément).}$$

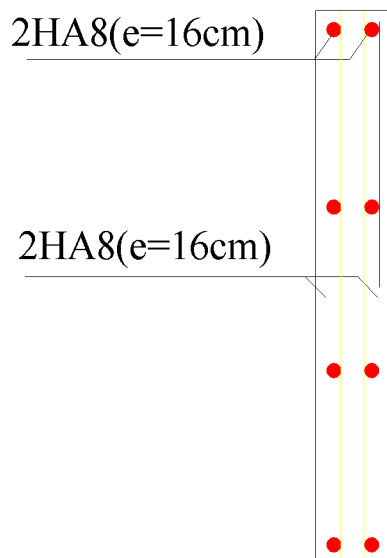
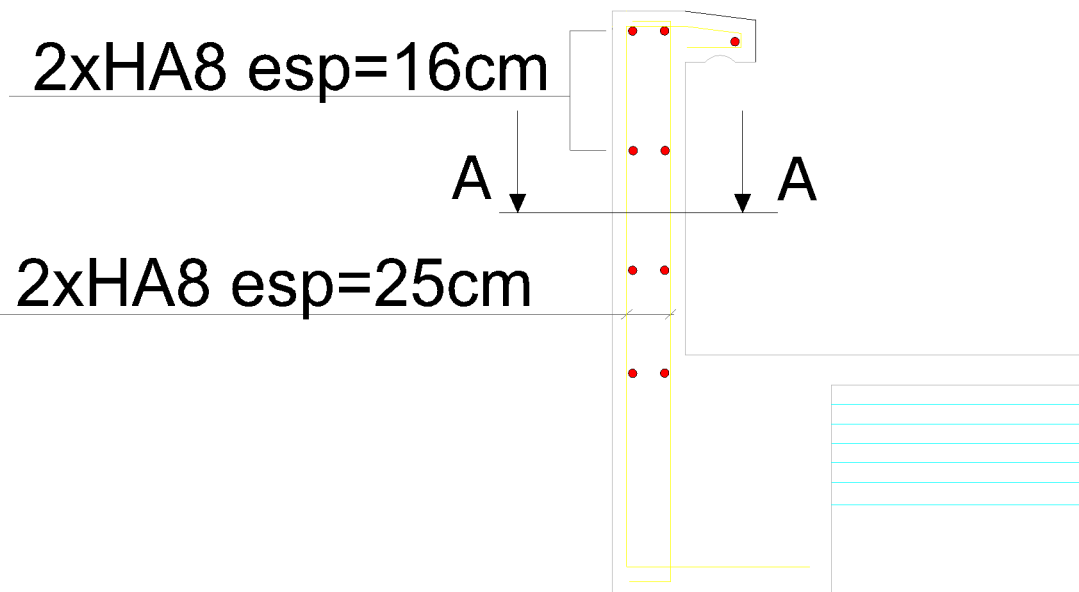
$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,53 = 0,275 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On opte pour le ferrailage adopté précédemment :

- Armatures principales :  $4HA8/ml = 2,01cm^2$
- Armatures secondaires :  $3HA8/ml = 1,50cm^2$

➤ Plan de ferrailage de l'acrotère :



Coupe A-A

# CHAPITRE IV

## Etude de contreventement

**Introduction :**

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le Contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, Destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitations (séisme, vent, charges verticales).

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinale et transversale. Ce la nous amène alors à déterminer le % de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voile), afin de définir le type de contreventement.

**IV .1) Caractéristiques géométriques des portiques****VI.1.1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux :**

$$*poteau K_{pot} = I_{pot}/hc$$

$$*poutre K_{pr} = I_{pr}/lc$$

Avec :  $I_{pot}$  : Inertie de poteau considérée.

$I_{pr}$  : Inertie de la poutre considérée.

$h_c, l_c$  : Longueur de calcul

$$poteau \quad h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}c_p \leq h_0$$

$$poutre \quad l_c = \bar{l} + \frac{1}{2}h_p \leq l_0$$

$\bar{l}$  : Longueur entre nus des appuis.

$\bar{h}$ : hauteur entre nus des appuis.

$c_p$ : hauteur de poteau.

$h_p$  : Hauteur de poutre.

$l_0$  : Longueur entre axe des poteaux.

$h_0$  : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

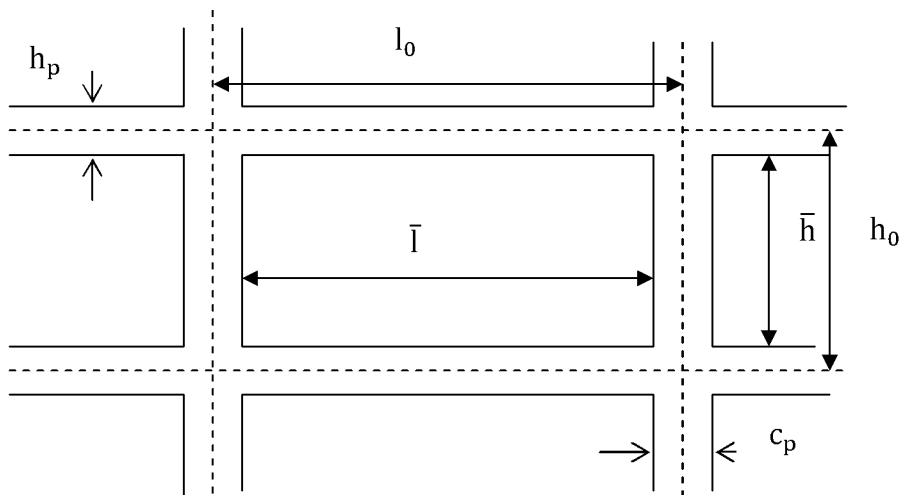


Figure IV.1 : Identification des paramètres

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et les poutres dans le sens longitudinal

Les rigidités linéaire des poutres et des poteaux « sens longitudinal »								
Niv	Travée	Ipot(cm <sup>4</sup> )	hc(cm)	Lc(cm)	Ipout(cm <sup>4</sup> )	kpoutres (cm <sup>3</sup> )	Kpoteaucm <sup>3</sup> )	
9.8.7.6 Pot30x30	AB-DE	67500	281	440	160000.	363.63	240.21	
	BC-CD			360		444.44		
5.4.3 Pot35x35	AB-DE	125052.08	283.5	445		359.55	441.10	
	BC-CD			355		450.70		
2.1 Pot40x40	AB-DE	213333.33	286	440		363.63	745.92	
	BC-CD			350		457.14		
RDC Pot40x40	AB-DE		388	440		440	363.63	549.82
	BC-CD					350	457.14	

Les rigidités linéaires des poutres et des poteaux (sens transversal)							
Niv	Travée	Ipot(cm <sup>4</sup> )	hc(cm)	Lc(cm)	Ipout(cm <sup>4</sup> )	kpoutres (cm <sup>3</sup> )	Kpoteaucm <sup>3</sup> )
9.8.7.6 Pot30x30	1.2-3.4- 5.6-7.8-	67500	291	285	67500	236.84	231.95
	2.3-6.7			295		228.81	
	4.5			315		214.28	
5.4.3 Pot35x35	1.2-3.4- 5.6-7.8-	125052.08	293.5	280		241.07	426.07
	2.3-6.7			290		232.75	
	4.5			310		217.74	
2.1 Pot40x40	1.2-3.4- 5.6-7.8-	213333.33	286	275		245.45	745.92
	2.3-6.7			285		236.84	
	4.5			305	221.31		
RDC Pot40x40	1.2-3.4- 5.6-7.8-		388	275	275	245.45	549.82
	2.3-6.7	285			236.84		
	4.5	305			221.31		

**IV.1.2 Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :****IV.1.2.1 Calcul des flèches des refends :**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est  $I = 1 \text{ m}^4$ , soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

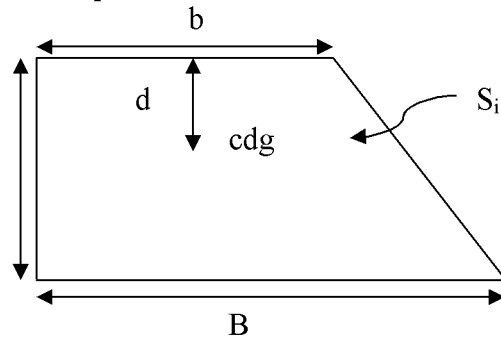
La flèche est donnée par la relation suivante :  $f_i = \frac{\sum S_i \times X_i}{E_i}$  ;

Avec :  $S_i$  : Surface du trapèze.

$X_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

**Rappel sur le centre du centre de gravité et la surface d'un trapèze :**

$$S_i = \frac{(B+b) \times h}{2} \quad ; \quad X_i = \frac{(B+2b)}{3(B+b)} \times h$$



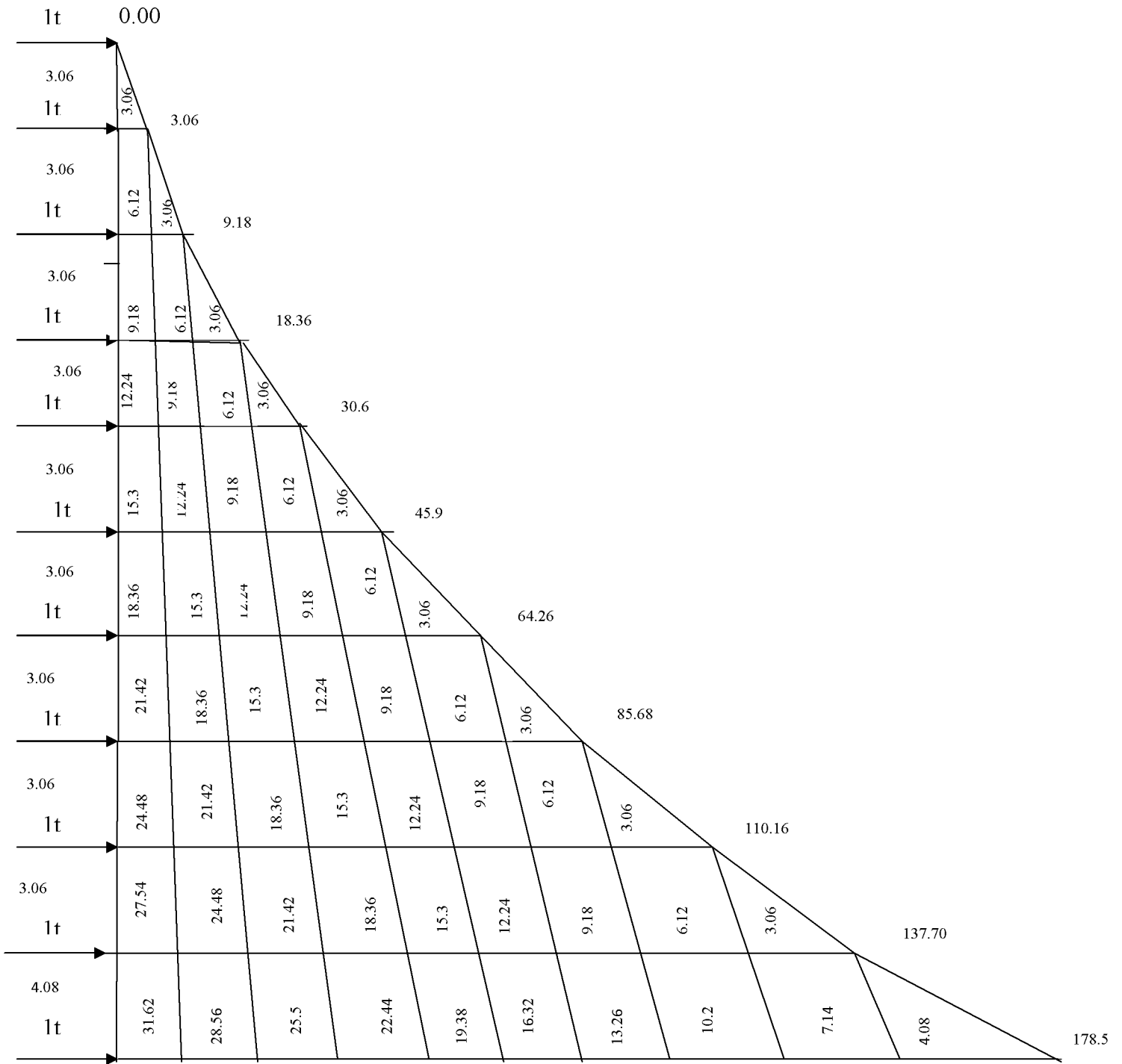


Fig. IV.3. Diagramme des moments des aires

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1364.46}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{4603.94}{EI}$$

$$f_3 = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{8217.24}{EI}$$

$$f_4 = 12637.5, \quad f_5 = 16594.5, \quad f_6 = 23125.21, \quad f_7 = 27812.87,$$

$$f_8 = 32201.23. \quad f_9 = 39045.51. \quad f_{10} = 44740.63$$

Le tableau suivant donne les aires « S<sub>i</sub> » et la position du centre de gravité « X<sub>i</sub> » par diagramme des moments :

**Le tableau suivant donne les aires ((S<sub>i</sub>)) et la position du centre de gravite ((di)) :**

Niveau	h(m)	b <sub>i</sub> (m)	b <sub>i+1</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m)	d <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> × d <sub>i</sub>	Σ s <sub>i</sub> × d <sub>i</sub> =EI.f <sub>i</sub>
9	3,06	3,06	0,00	4,68	2,04	9,55	44740.63
8	3,06	9.18	3,06	18.73	1,785	33.43	39045.51
7	3,06	18.36	9.18	42.14	1,7	71.63	32201.23
6	3,06	30.6	18.36	74.91	1,658	124.2	27812.87
5	3,06	45.9	30.6	117.05	1,632	191.02	23125.21
4	3,06	64.24	45.9	168.5	1,615	272.13	16594.5
3	3,06	85.68	64.24	229.38	1,603	367.7	12637.5
2	3,06	110.16	85.68	299.64	1,594	477.63	8217.24
1	3,06	137.70	110.16	379.23	1,587	601.84	4603.94
RDC	4.08	178,5	137.70	645.5	2.12	1368.46	1368.46

**Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau**

**IV.1.2.2 Calcul du déplacement des portiques et des leurs inerties fictives :**

**a) Calcul du déplacement des portiques :**

La translation est donnée par :

$$E\Delta_n = E\Psi_n \times h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h : Hauteur d'étage considéré.

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux au niveau « n ».

$$\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

$I_{pn}$  : Inertie des poteaux du niveau « n ».

$M_n$  : Moment d'étage.

$$M_n = T_n \times h$$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

La rotation d'étage est donnée par :

- Pour les poteaux articulés au 1<sup>er</sup> niveau :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

- Pour les poteaux encastés à la base au 1<sup>er</sup> niveau :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec :

$K_{tn}$  : Raideur des poutres :  $K = \frac{I_{tn}}{L}$

$K_{pn}$  : Raideur des poteaux :  $K = \frac{I_{pn}}{h}$

$h$  : Hauteur d'étage.  $L$  : Portée libre de la poutre.

### b) Inerties fictives des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à  $1 \text{ m}^4$ , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit :  $I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$

Avec :  $F_n$  : Flèche des refends au niveau « n ».

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau « n ».

Les calculs des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

• Inerties fictives des portiques Sens longitudinal:

Niv	Port i- que s	$10^{-3} \sum K_n$ ( $m^3$ )	$10^{-3} \sum K_{in}$ ( $m^3$ )	$M_n$ (t.m )	$M_{n+1}$ (t.m )	$E\theta_{n \times} 10^3$	$E\Psi_n 10^3$	$E\Delta_n 10^3$	$D_n = \sum E \Delta 10^3$	$Ef_n$	$I_{en}$	$\sum I_{en}$
9	1-1	1.20	1.6	3.06	0	0.080	0.366	1.121	36.704	44740.63	1.21	9.65
	2-2	/	/	3.06	0	/	/	/	/		/	
	3-3	/	/	3.06	0	/	/	/	/		/	
	4-4	/	/	3.06	0	/	/	/	/		/	
	5-5	/	/	3.06	0	/	/	/	/		/	
	6-6	/	/	3.06	0	/	/	/	/		/	
	7-7	/	/	3.06	0	/	/	/	/		/	
	8-8	0.96	0.72	3.06	0	0.177	0.468	1.432	37.885		1.18	

8	1-1	1.20	1.6	3.06	6.12	0.239	0.734	2.247	36.015	39045.51	1.08	8.59
	2-2	/	/	3.06	6.12	/	/	/	/		/	
	3-3	/	/	3.06	6.12	/	/	/	/		/	
	4-4	/	/	3.06	6.12	/	/	/	/		/	
	5-5	/	/	3.06	6.12	/	/	/	/		/	
	6-6	/	/	3.06	6.12	/	/	/	/		/	
	7-7	/	/	3.06	6.12	/	/	/	/		/	
	8-8	0.96	0.72	3.06	6.12	0.531	0.987	3.019	37.657		1.03	

7	1-1	1.20	1.6	9.18	6.12	0.398	1.102	3.373	34.418	32201.2 3	0.93	7.39
	2-2	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	3-3	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	4-4	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	5-5	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	6-6	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	7-7	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	8-8	0.96	0.72	9.18	6.12	0.885	1.505	4.606	36.330		0.88	

6	1-1	1.2	1.6	12.24	9.18	0.558	1.466	4.487	31.913	27812.87	0.87	6.9
	2-2	/	/	12.24	9.18	/	/				/	
	3-3	/	/	12.24	9.18	/	/				/	
	4-4	/	/	12.24	9.18	/	/				/	
	5-5	/	/	12.24	9.18	/	/				/	
	6-6	/	/	12.24	9.18	/	/				/	
	7-7	/	/	12.24	9.18	/					/	
	8-8	0.96	0.72	12.24	9.18	1.240	2.020	6.184	34.032		0.81	

5	1-1	2.20	1.62	15.3	12.24	0.708	1.346	4.119	28.053	23125.21	0.82	6.50
	2-2	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	3-3	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	4-4	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	5-5	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	6-6	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	7-7	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	8-8	1.76	0.72	15.3	12.24	1.594	1.934	5.917	30.110		0.76	

4	1-1	2.20	1.62	18.36	15.3	0.866	1.616	4.944	24.68	16594.5	0.67	5.30
	2-2	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	3-3	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	4-4	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	5-5	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	6-6	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	7-7	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	8-8	1.76	0.72	18.36	15.3	1.948	2.331	7.132	26.93		0.61	

3	1-1	2.20	1.62	21.42	18.36	1.023	1.876	5.740	20.625	12637.5	0.61	4.81
	2-2			21.42	18.36						/	
	3-3			21.42	18.36						/	
	4-4			21.42	18.36						/	
	5-5			21.42	18.36						/	
	6-6			21.42	18.36						/	
	7-7			21.42	18.36						/	

	8-8	1.76	0.72	21.42	18.36	2.302	2.718	8.317	23.026		0.54	
--	-----	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	--	------	--

<b>2</b>	1-1	3.72	1.64	24.48	21.42	1.166	1.758	5.379	15.535	8217.24	0.52	<b>4.09</b>
	2-2	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	3-3	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	4-4	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	5-5	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	6-6	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	7-7	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	8-8	2.98	0.72	24.48	21.42	2.626	2.530	7.741	17.897		0.45	

<b>1</b>	1-1	3.72	1.64	27.56	24.48	1.322	1.575	4.819	10.156	4603.94	0.45	<b>2.26</b>
	2-2	/	/	27.56	24.48	/	/	/	/		/	
	3-3	/	/	27.56	24.48	/	/	/	/		/	
	4-4	/	/	27.56	24.48	/	/	/	/		/	
	5-5	/	/	27.56	24.48	/	/	/	/		/	

<b>RDC</b>	1-1	2.74	1.64	31.62	28.56	1.503	1.713	6.990	5.337	1368.46	0.25	<b>1.28</b>
	2-2	/	/	31.62	28.56	/	/	/	5.337		/	
	3-3	/	/	31.62	28.56	/	/	/	5.337		/	
	4-4	/	/	31.62	28.56	/	/	/	5.337		/	
	5-5	/	/	31.62	28.56	/	/	/	5.337		/	

**Inerties fictives des portiques Sens transversal :**

Niv	Port i-ques	$10^{-3} \sum K_n$ (m <sup>3</sup> )	$10^{-3} \sum K_{in}$ (m <sup>3</sup> )	$M_n$ (t.m)	$M_{n+1}$ (t.m)	$E\theta_{n \times} 10^3$	$E\Psi_n 10^3$	$E\Delta_n 10^3$	$D_n = \sum E \Delta 10^3$	$Ef_n$	$I_{en}$	$\sum I_{en}$
<b>9</b>	A-A	1.85	1.61	3.06	0	0.079	0.677	2.07	38.765	44740.63	1.15	<b>5.77</b>
	B-B	/	/	3.06	0						/	
	DD	/	/	3.06	0						/	
	EE	/	/	3.06	0						/	
	CC	1.62	1.38	3.06	0	0.092	0.342	1.047	38.083		1.17	

<b>8</b>	A-A	1.85	1.61	6.12	3.06	1.00	0.974	2.979	36.69	39045.51	1.06	<b>5.29</b>
	B-B	/	/	6.12	3.06						/	
	DD	/	/	6.12	3.06						/	
	E-E	/	/	6.12	3.06						/	
	C-C	1.62	1.38	6.12	3.06	0.277	0.684	2.094	37.036		1.054	

<b>7</b>	A-A	1.85	1.61	9.18	6.12	0.396	0.889	2.719	33.71	32201.23	0.95	<b>4.72</b>
	B-B	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	DD	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	EE	/	/	9.18	6.12	/	/	/	/		/	
	CC	1.62	1.38	9.18	6.12	0.462	1.027	3.141	34.94		0.92	

<b>6</b>	AA	1.85	1.61	12.24	9.18	0.554	1.166	3.568	30.99	27812.87	0.89	<b>4.43</b>
	BB	/	/	12.24	9.18	/	/	/	/		/	
	DD	/	/	12.24	9.18	/	/	/	/		/	
	EE	/	/	12.24	9.18	/	/	/	/		/	
	CC	1.62	1.38	12.24	9.18	0.647	1.290	3.949	31.801		0.87	

<b>5</b>	AA	3.40	1.64	15.3	12.24	0.700	1.137	3.480	27.414	23125.21	0.84	<b>4.18</b>
	BB	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	DD	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	EE	/	/	15.3	12.24	/	/	/	/		/	
	CC	2.98	1.40	15.3	12.24	0.820	1.250	3.826	28.018		0.82	

<b>4</b>	AA	3.40	1.64	18.36	15.3	0.855	1.365	4.177	23.921	16594.5	0.69	<b>3.44</b>
	BB	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	DD	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	EE	/	/	18.36	15.3	/	/	/	/		/	
	CC	2.98	1.40	18.36	15.3	1.002	1.502	4.596	24.39		0.68	

3	AA	3.40	1.64	21.42	18.36	1.011	1.583	4.844	19.72	12637.5	0.64	3.18
	BB	/	/	21.42	18.36	/	/	/	/		/	
	DD	/	/	21.42	18.36	/	/	/	/		/	
	EE	/	/	21.42	18.36	/	/	/	/		/	
	CC	2.98	1.40	21.42	18.36	1.184	1.744	5.336	20.363		0.62	

2	AA	5.96	1.67	24.48	21.42	1.145	1.541	4.716	14.872	8217.24	0.55	2.74
	BB	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	DD	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	EE	/	/	24.48	21.42	/	/	/	/		/	
	CC	5.22	1.43	24.48	21.42	1.337	1.577	4.824	14.980		0.54	

1	AA	3.72	0.94	27.56	24.48	2.306	1.575	4.819	10.156	4603.94	0.45	2.26
	BB	/	/	27.56	24.48	/	/	/	/		/	
	DD	/	/	27.56	24.48	/	/	/	/		/	
	EE	/	/	27.56	24.48	/	/	/	/		/	
	CC	/	/	27.56	24.48	/	/	/	/		/	

RDC	AA	2.75	0.94	31.62	28.56	2.622	1.321	5.38	5.33	1368.46	0.25	1.25
	BB			31.62	28.56	/	/	/	/		/	
	DD			31.62	28.56	/	/	/	/		/	
	EE			31.62	28.56	/	/	/	/		/	
	CC			31.62	28.56	/	/	/	/		/	

c) Inerties moyennes des portiques :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m <sup>4</sup> )	9.65	8.59	7.39	6.9	6.50	5.30	4.81	4.09	2.26	1.28
Imoy	5.67									

Tableau : Inertie moyennes sens : longitudinal

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
I <sub>ey</sub> (m <sup>4</sup> )	5.77	5.29	4.72	4.43	4.18	3.44	3.18	2.74	2.26	1.25
Imoy	3.72									

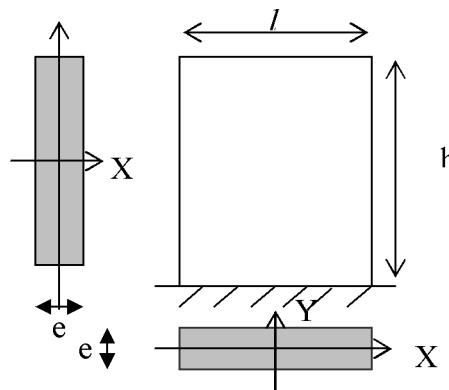
**Tableau : Inertie moyennes sens transversal :**

**IV.2. Calcul des inerties des voiles :**

L'inertie des refends est donnée par :

$$I_y = \frac{e l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{l e^3}{12} \ll I_y$$



**Remarque :**

*Figure IV.2 : Vue en plan et en coupe d'un voile*

Les voiles ont une faible rigidité suivant leurs épaisseurs, on néglige donc l'inertie par rapport à l'axe Y.

La longueur *l* des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ces derniers, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur *l* pour tous les niveaux. L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux suivants :

• **Sens Longitudinal :**

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	Somme(m <sup>4</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	VL1	1	0,2	0,016	<b>0,261×2=0,522</b> <b>0.522x2=1.044</b>
	VL2	2	0,2	0,133	
	VL3	1,5	0,2	0,056	
	VL4	1,5	0,2	0,056	

2.....9 <sup>eme</sup> Etage	VL1	1	0,2	0,016	0,394×2=0,788 0.788x8=6.30
	VL2	2	0,2	0,133	
	VL3	1.5	0,2	0,056	
	VL4	1.5	0,2	0,056	
	VL5	2	0,2	0,133	
					7.344

• **Sens Transversal :**

Niveau	voile	L(m)	e (m)	Ix (m <sup>4</sup> )	Somme(m <sup>4</sup> )
RDC ,1 etage	VT1	2,7	0,2	0,328	0,656x2=1,31
Etage2_ 9	VT1	2,7	0,2	0,328	
	VT2	2,7	0,2	0,328	<b>1,312x8=10,5</b>
					11,80

**IV.3. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**

**Sens longitudinal :**

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	5.67	43.59
Voiles	7.344	56.40
Voiles+Portiques	13.02	100

**Sens transversal :**

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	3.72	23.96
Voiles	11.80	76.03
Voiles+Portiques	15.52	100

**Conclusion :**

En comparant les résultats, on voit bien que dans les sens longitudinal et transversal, les inerties des voiles nettement plus grandes que celles de portiques.

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «mixte, assuré par des voiles et des

Portiques », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

# CHAPITRE V

## Modélisation de la structure

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

### V-1) Présentation du logiciel ETABS :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...Etc.

### V-2) Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maîtres et inertie d'étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse dynamique et visualisation des résultats.

### V-3) Introduction des données :

Puisque notre structure composée de deux blocs séparés par un joint sismique, on doit les étudier séparément chaque un dans un fichier propre.

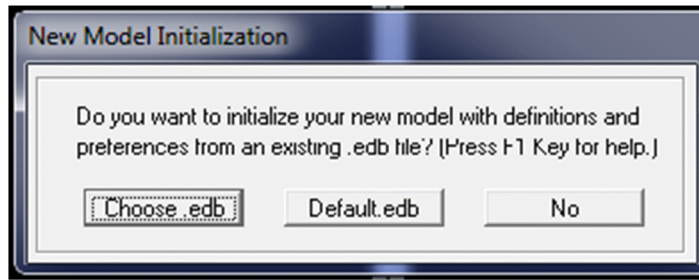
#### V-3-1) Introduction de la géométrie du modèle:

Après avoir lancé l'application ETABS non linéaire version 9.7.0 on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler, on sélectionne **KN** et **m** sur l'angle droit bas de la fenêtre.



**Fig. V-3-1<sub>1</sub> : Les unités utilisées.**

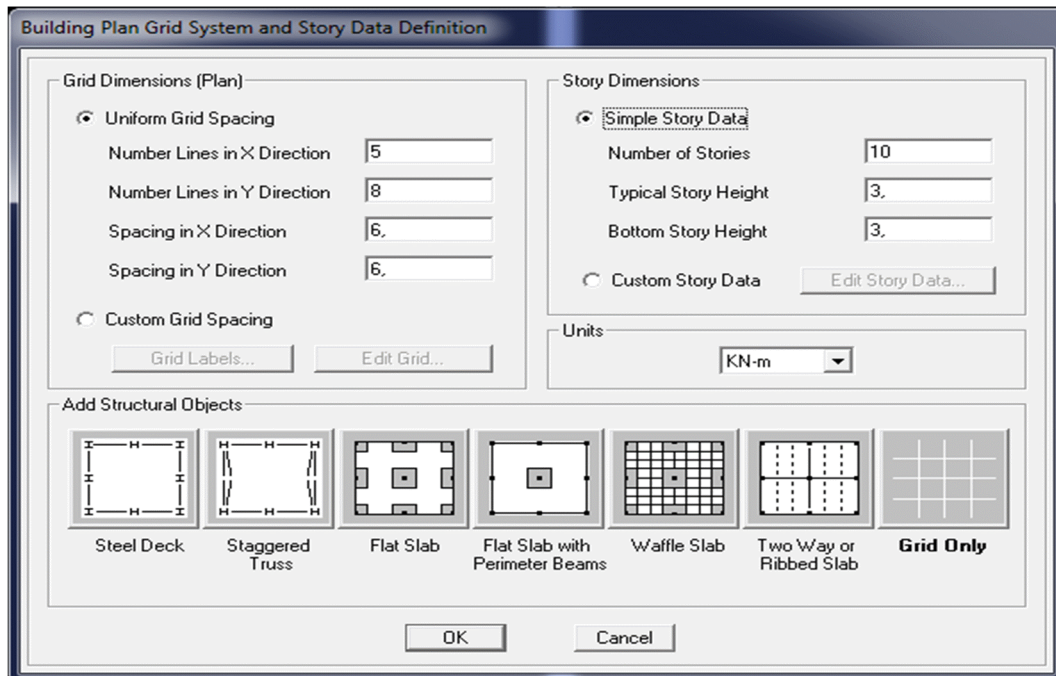
Pour générer un nouveau modèle ; **File** on sélectionne **New model**



**Fig. V-3-1<sub>2</sub> : Nouveau modèle pour la forme initiale.**

On clique sur **Default.edb**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier le nombre de lignes de grilles (**number of grid spaces**).



**Fig. V-3-1<sub>3</sub> : Le système grille plan et définition des niveaux.**

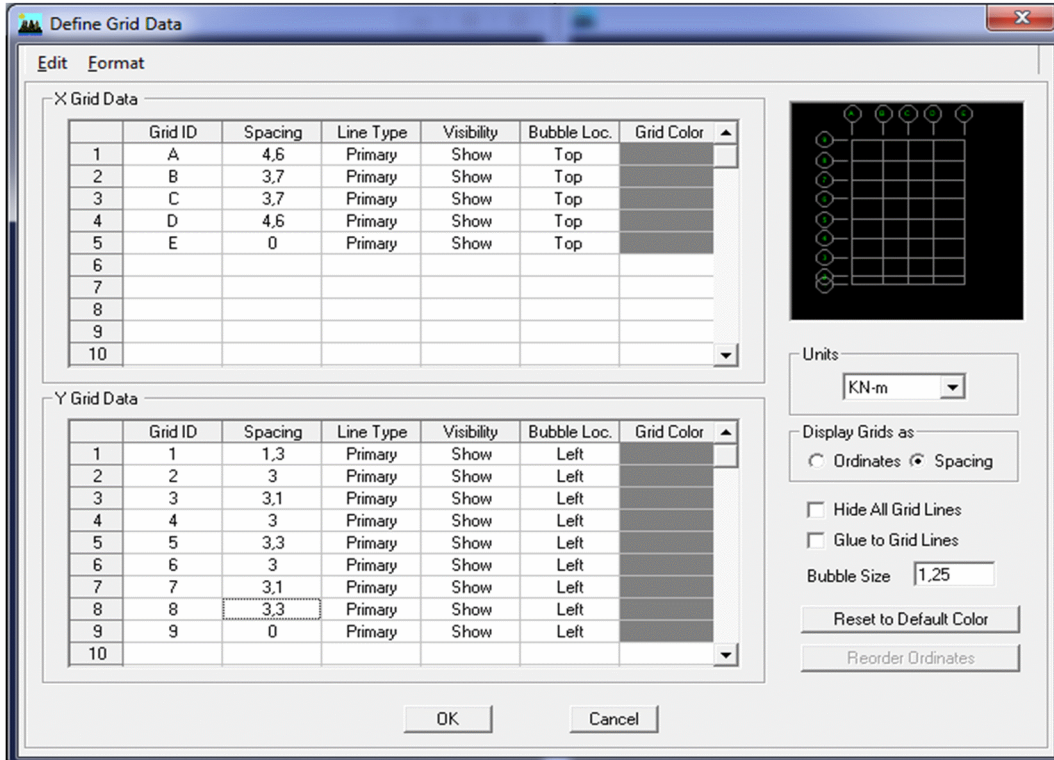
Sachant que les distances entre lignes de grilles sont Différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie **Custom Grid Spacing**.

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

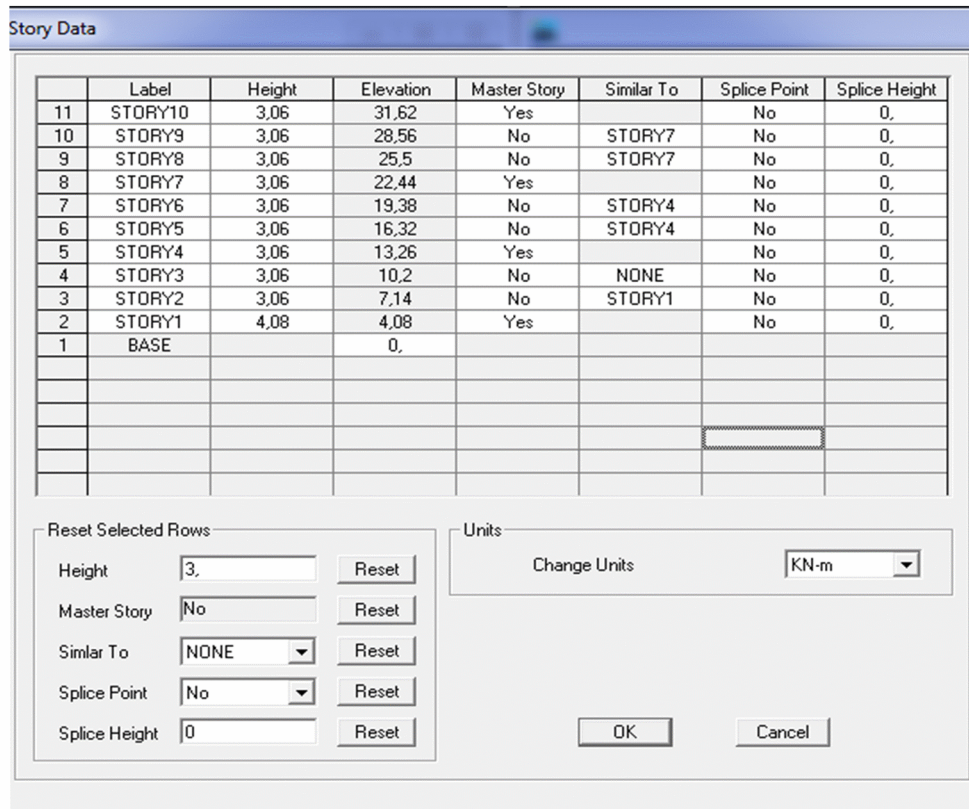
-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

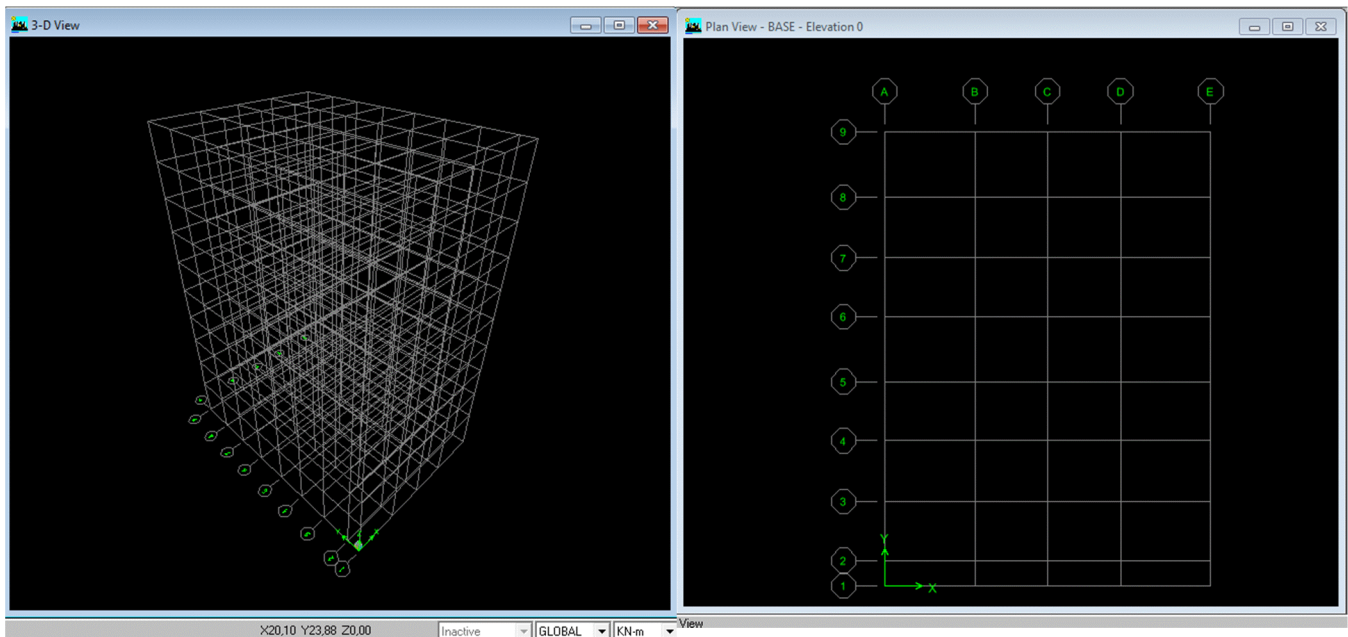
-On introduit les distances cumulées et les niveaux pour les deux blocs :

Suivant x et y



Suivant z:



**Visualisation :**

**Fig. V-3-14 :** La forme initiale de l'ossature en 3D avec un système de grilles.

**a) Définition des matériaux :**

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

▪ **Le béton :**

- **Mass per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/m<sup>3</sup>**
- **Weight per unit volume** (Poids volumique béton): **25 KN/m<sup>3</sup>**
- **Modulus of Elasticity** (Module de Young): **32164200 KN/m<sup>2</sup>**
- **Poisson's ratio** (Module de poisson): **0,2**
- **Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression): **25000 KN/m<sup>2</sup>**
- **Bending Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers long.) : **400000 KN/m<sup>2</sup>**
- **Shear Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers trans.) : **400000 KN/m<sup>2</sup>**

**Fig. IV-3-1-a :**  
**Propriétés des matériaux.**

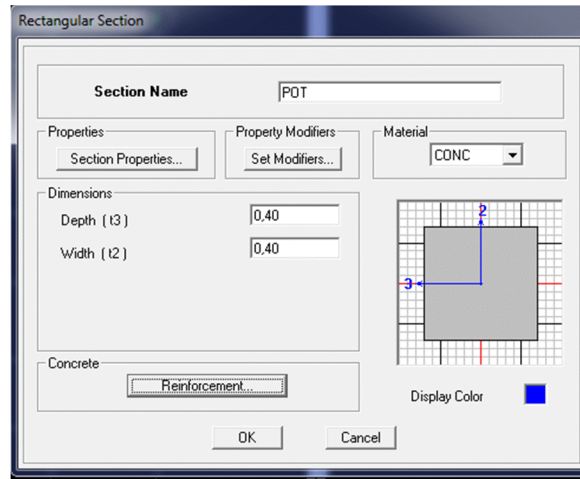
### a) Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

On sélectionne **Define/ Frame Sections**.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne la forme de la section considérer, exemple **add rectangular** pour une section d'une poutre.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne : **Add Rectangular sections**

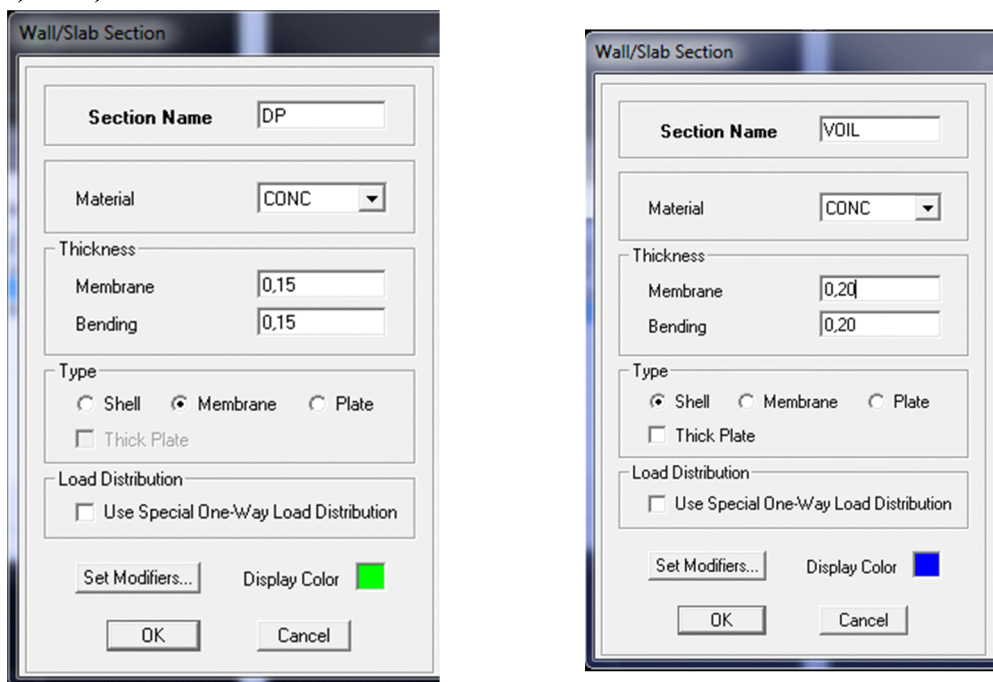


**Fig. V-3-1-b<sub>1</sub> : propriétés géométriques de la section.**

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres

Nous allons passer aux éléments **plaques** (dalles et voiles), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques.

### Define/ Wall, Slab, Deck sections...



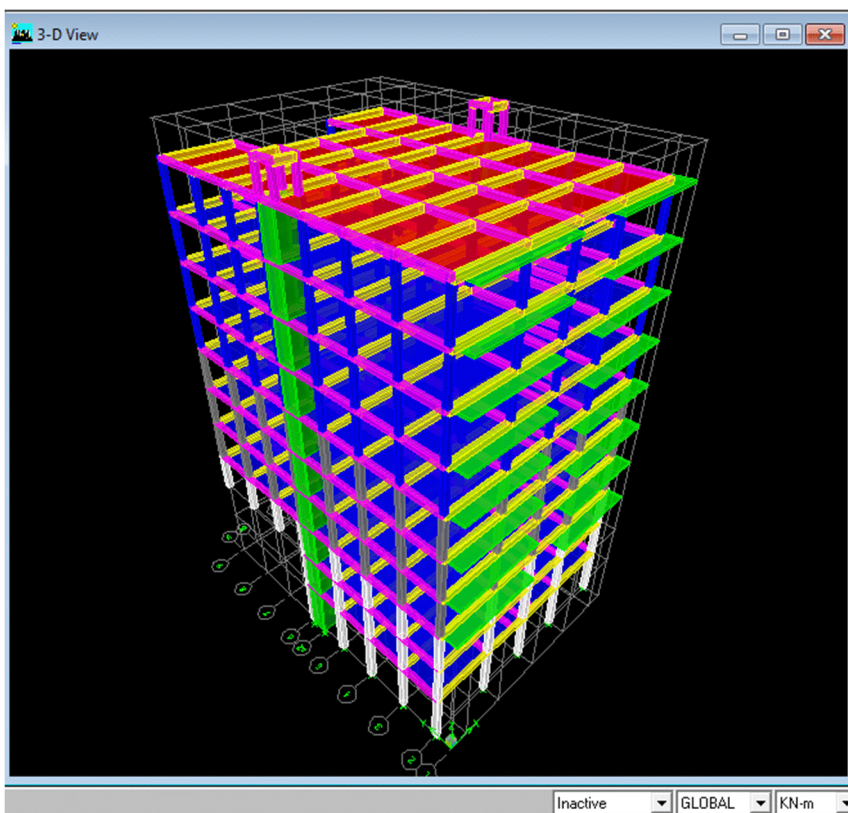
**Fig. V-3-1-b<sub>2</sub> : Définition de l'épaisseur des éléments plaque.**

**a) Dessins des éléments définis:**

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes :



**Fig. V-3-1-c<sub>1</sub>**: barres utilisées pour le dessin.



**Fig. V-3-1-c<sub>2</sub>**: La forme finale du bâtiment en 3D.

**b) Chargement de la structure :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**▪ Charges statiques :**

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases**.

On introduit:

**Load Name** (Nom de la charge): G

**Type : DEAD** (permanente)

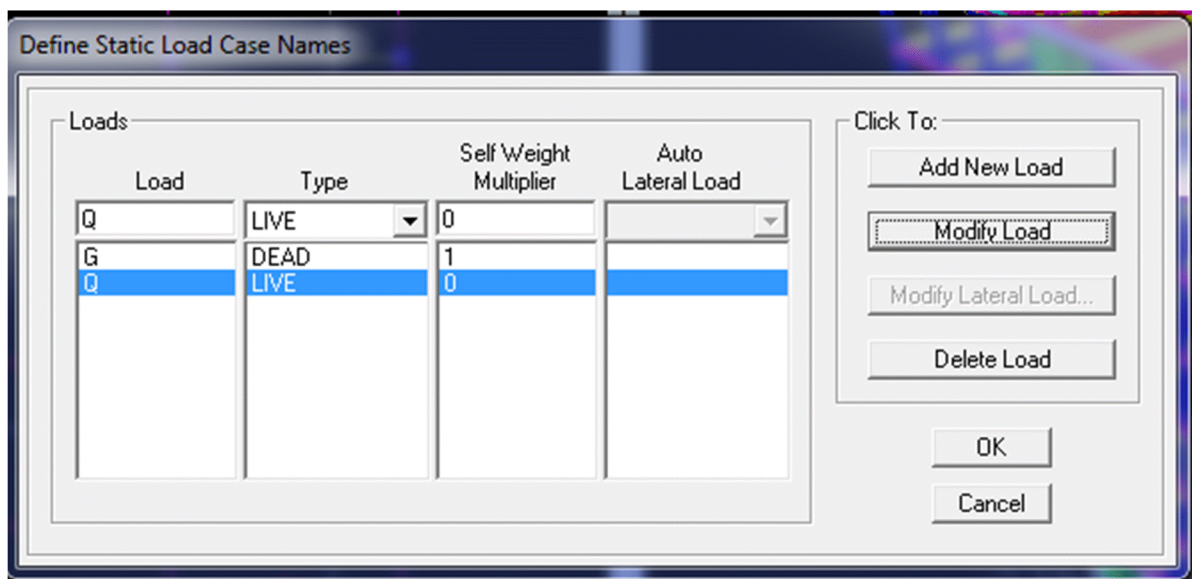
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : 1

✚ En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes **G**.

**Load Name** (Nom de la charge): Q

**Type : LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : 0



**Fig. IV-3-1-d<sub>1</sub>: Les charges statiques G et Q.**

▪ Charge dynamique :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :


- La méthode statique équivalente
- La Méthode dynamique modale spectrale.
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes.

Notre choix est tombé sur la méthode dynamique modale spectrale.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante:  puis on introduit les données suivantes :

**Zone : II** (Zone a sismicité moyenne)

**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants)

**Coefficient de comportement : R=3,5** (voiles porteurs)

**Site : S2** (Site ferme)

**Le pourcentage de l'amortissement** :  $\xi = 10\%$  fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**Facteur de qualité (Q)**: Le facteur de qualité de la structure.

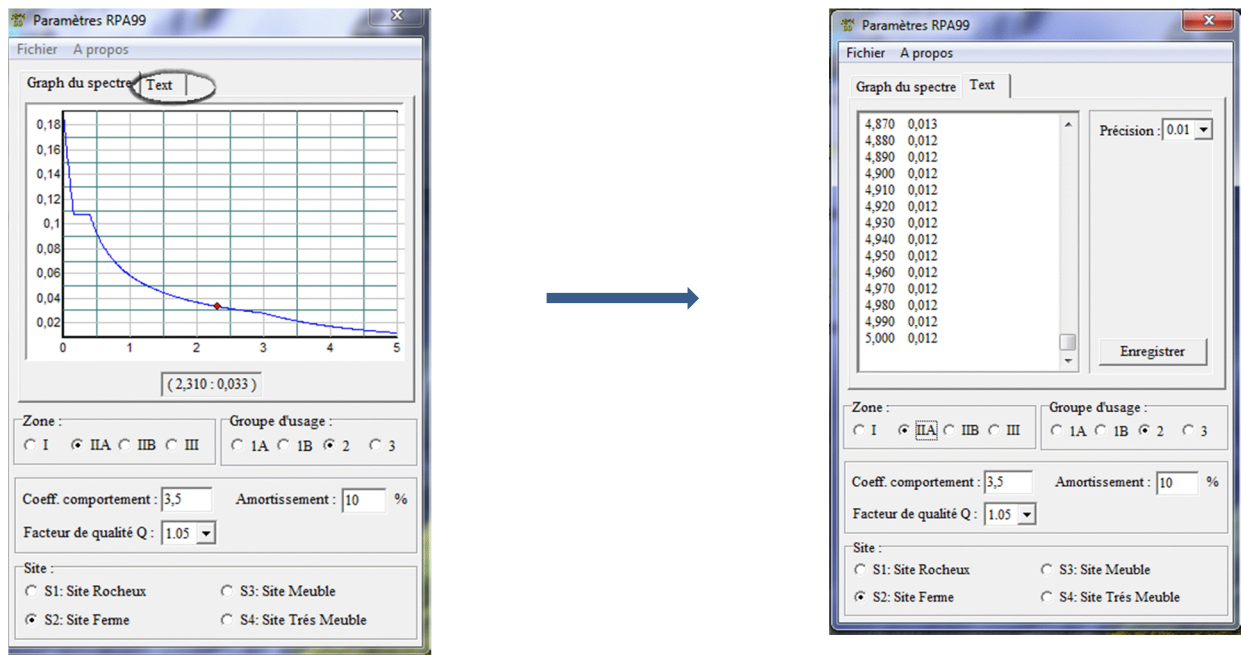
La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

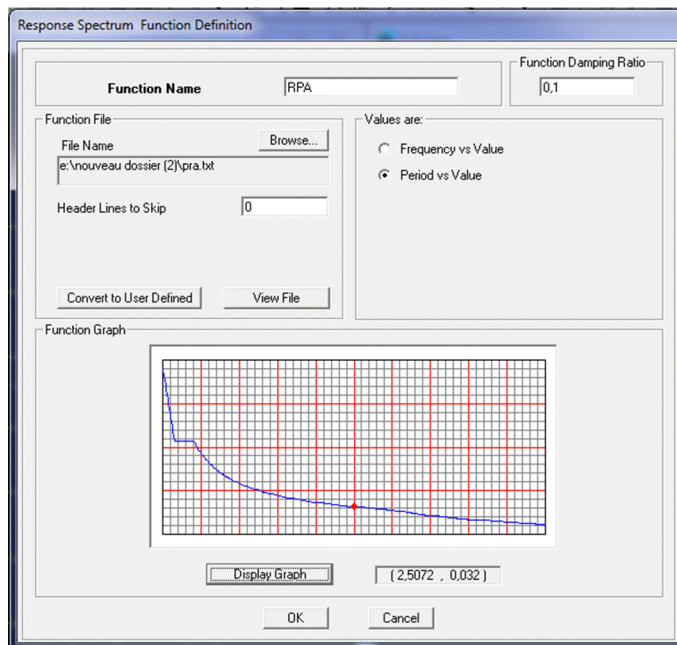
Critères (q)	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	<b>0,05</b>
2. Redondance en plan.	0	/
3. Régularité en plan.	0	0.05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

AN :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \Rightarrow Q = 1,05$



**Fig. V-3-1-d<sub>3</sub>: Le spectre de réponse du RPA.**

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :  
**Define / Response Spectrum function / Spectrum from file**

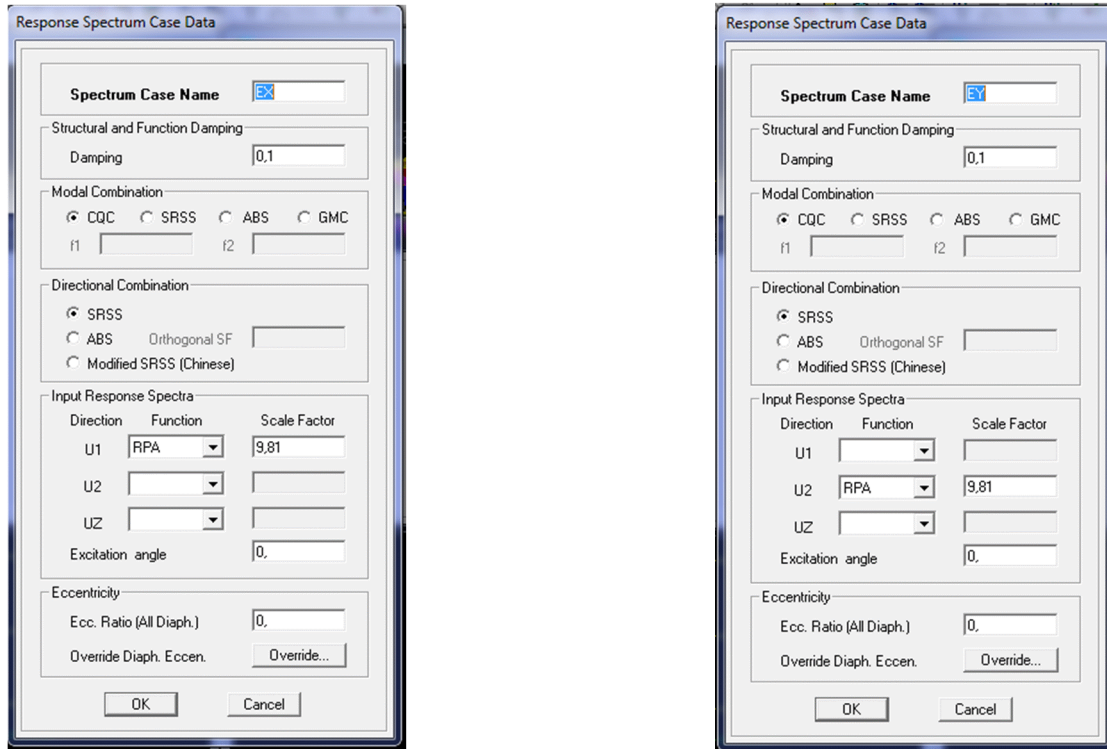


**Fig. V-3-1-d<sub>4</sub>: Le spectre de réponse du RPA**

**Function Name** (nom du spectre): **RPA2013**, on valide en cliquant sur **OK**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales.

### Define / Reponse spectrum cases / Add New spectrum



**Fig. V-3-1-d<sub>5</sub> : La charge sismique suivant les deux directions orthogonales.**

Spectrum Case Name : Ex et Ey

Dans la partie Input Response Spectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Remarque :

Dans la case Scale Factor on introduit un facteur d'échelle égale à 9,81, ce qui correspond à l'apesanteur.

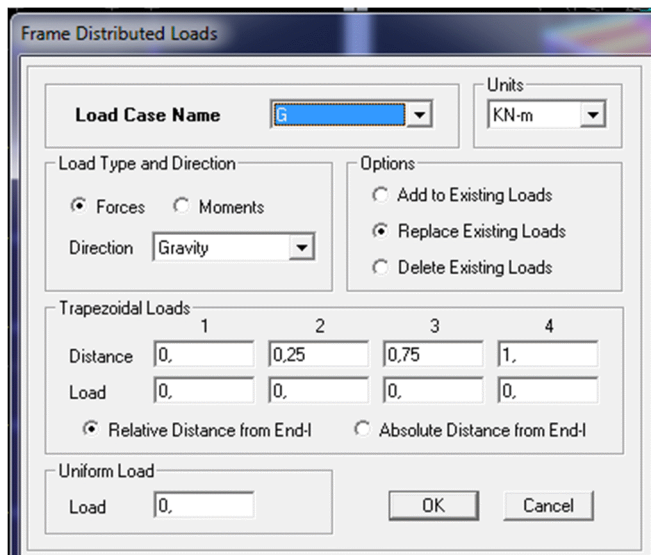
#### **a) Affectation des charges a la structure :**

A cette étape, on affecte aux éléments de la structure les différentes charges qui lui reviennent.

##### ▪ Chargement linéaire :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque l'élément linéaire et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

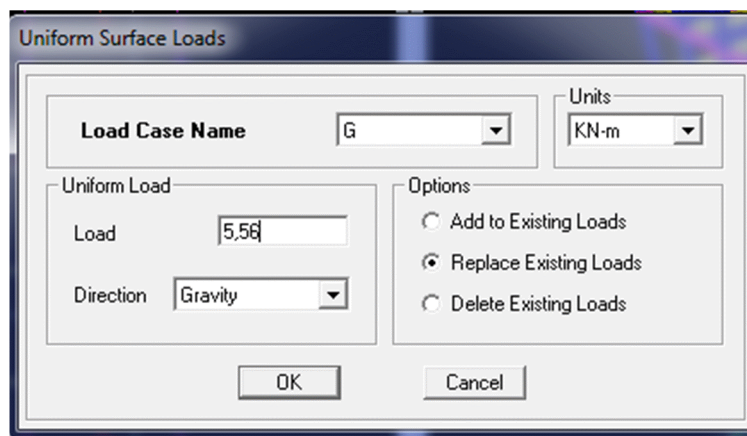
**Assign / Frame line Loads /Distributed...**



**Fig. V-3-1-e<sub>1</sub>: Chargement linéaire.**

▪ Chargement surfacique:

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur : **Assign / Shell / Areas Loads / uniform...**



**Fig. V-3-1-e<sub>2</sub>: Chargement surfacique uniforme.**

c) **Introduction des combinaisons d'actions:**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

▪ **Combinaisons aux états limites :**

$$\underline{ELU} : 1.35G+1.5Q$$

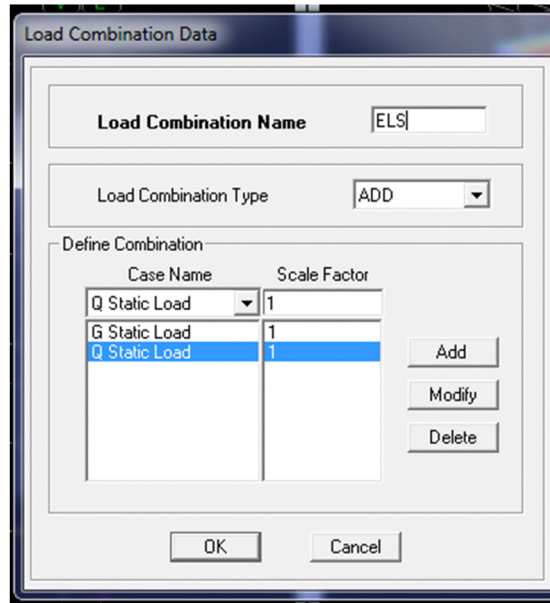
$$\underline{ELS} : G+Q$$

▪ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\underline{GQE} : G+Q\pm E$$

$$\underline{08GE} : 0,8G\pm E$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :  
**Define / Load Combination / Add New Combo**



**Fig. V-3-1-f: Combinaison d'action.**

**a) Affectation des masses sismiques et inerties massiques :**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale à:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

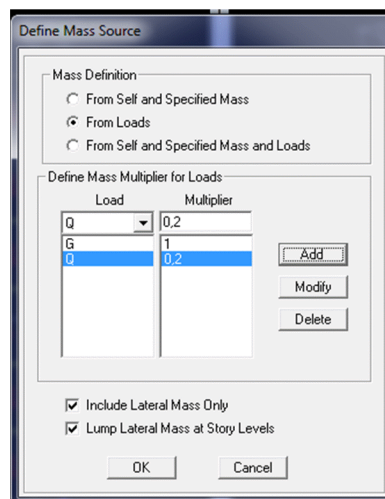
$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitations.

$\beta$  : Coefficient de pondération

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

**Define / mass source...**

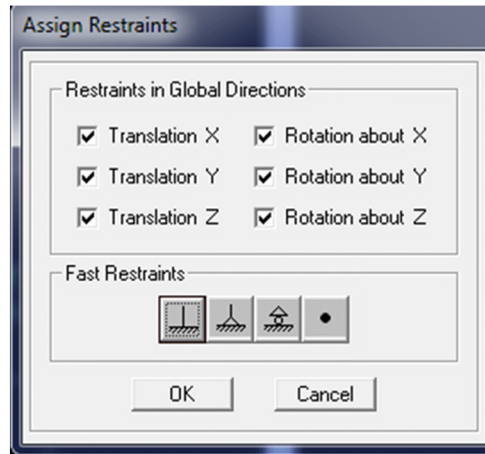


**d) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

▪ Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur: **Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports)...**



**Fig. IV-3-1-h<sub>1</sub>: Encastrement.**

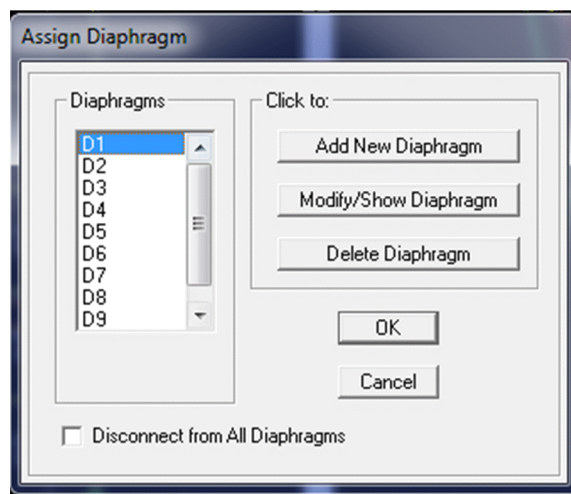
▪ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D<sub>1</sub>**

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D<sub>2</sub> ; D<sub>3</sub> ; ..... ; D<sub>10</sub>**



**Fig. IV-3-1-h<sub>2</sub>: Diaphragme**

a) Analyse et visualisation des résultats:

**Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou directement **F5** sur le clavier.

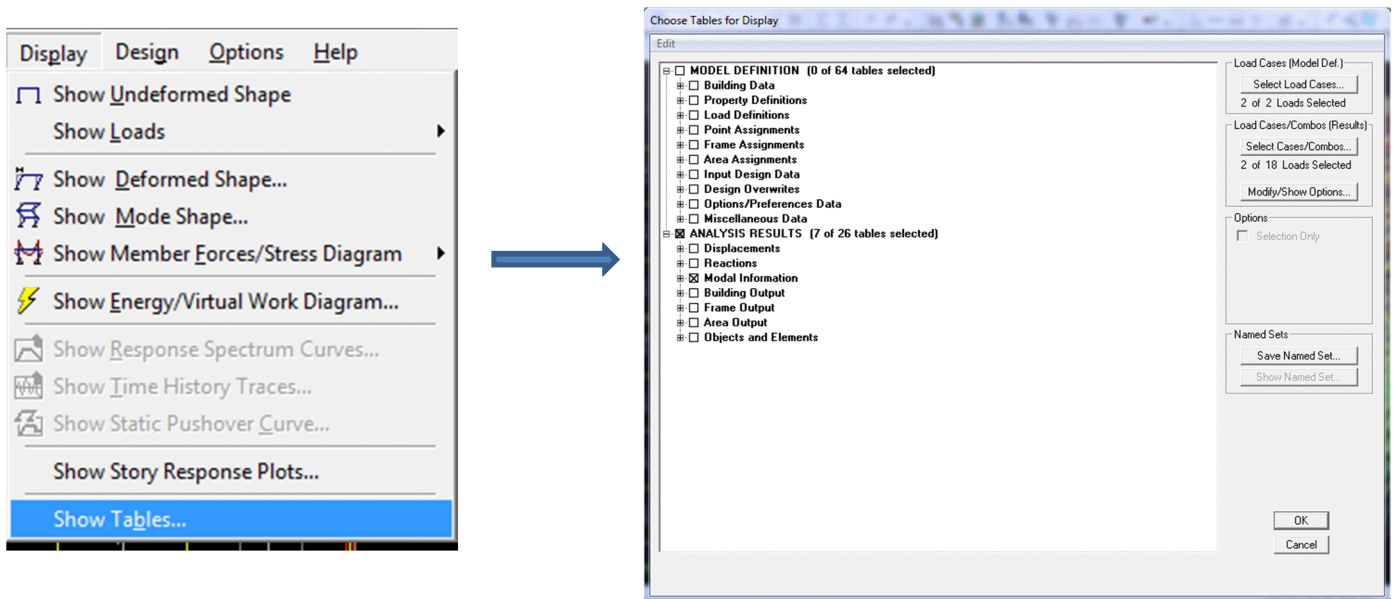


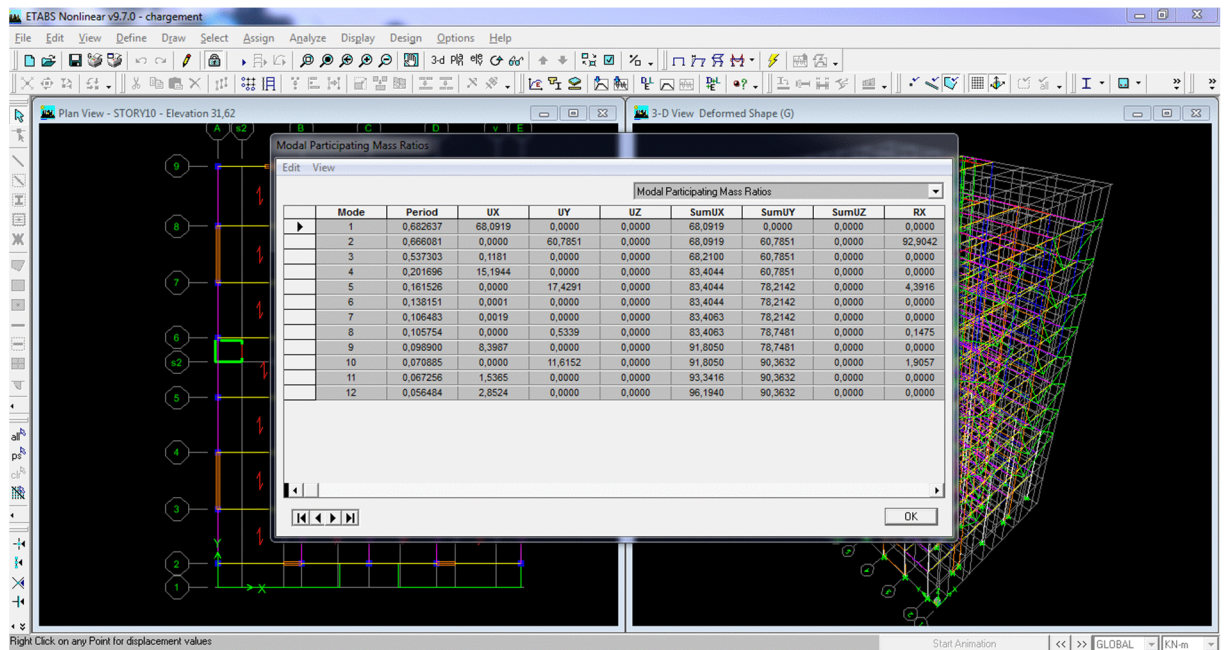
**Fig. V-3-1-i: Lancement de l'analyse :**

V-3-2) Visualisation des résultats :

1) Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal information**» **OK** .





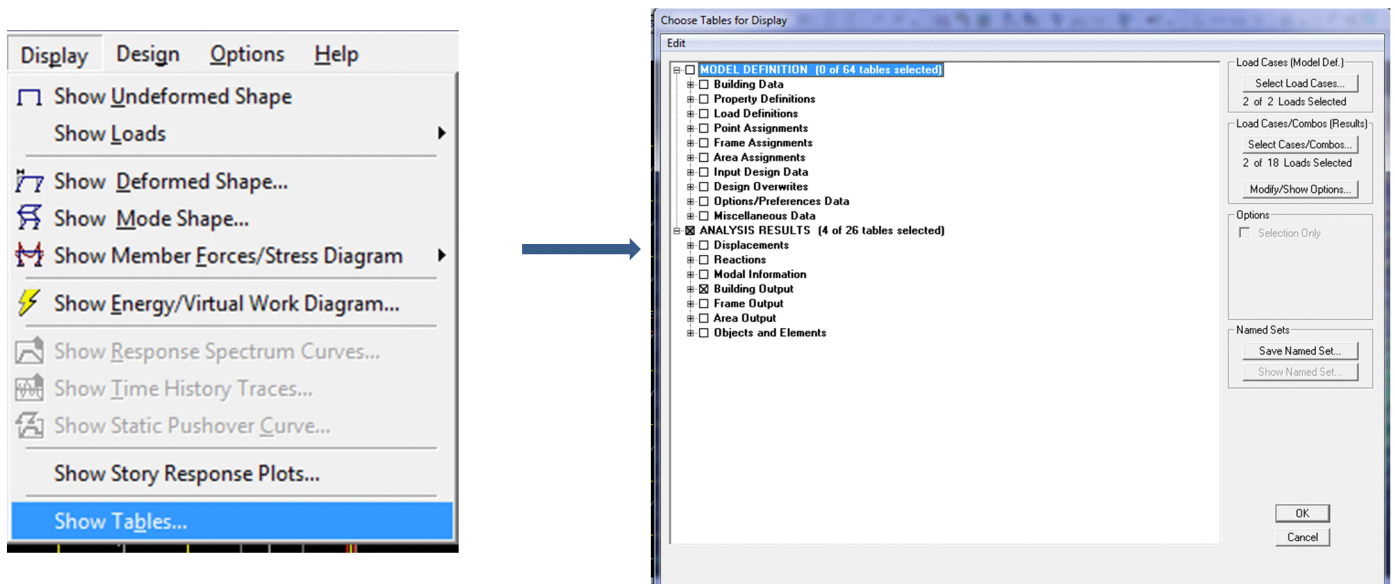
**Fig. V-3-2-1<sub>b</sub> :** Affichage des résultats de la période et la participation nodale

A partir de ce tableau on peut déduire les valeurs de la période qui sont représenté Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre V).

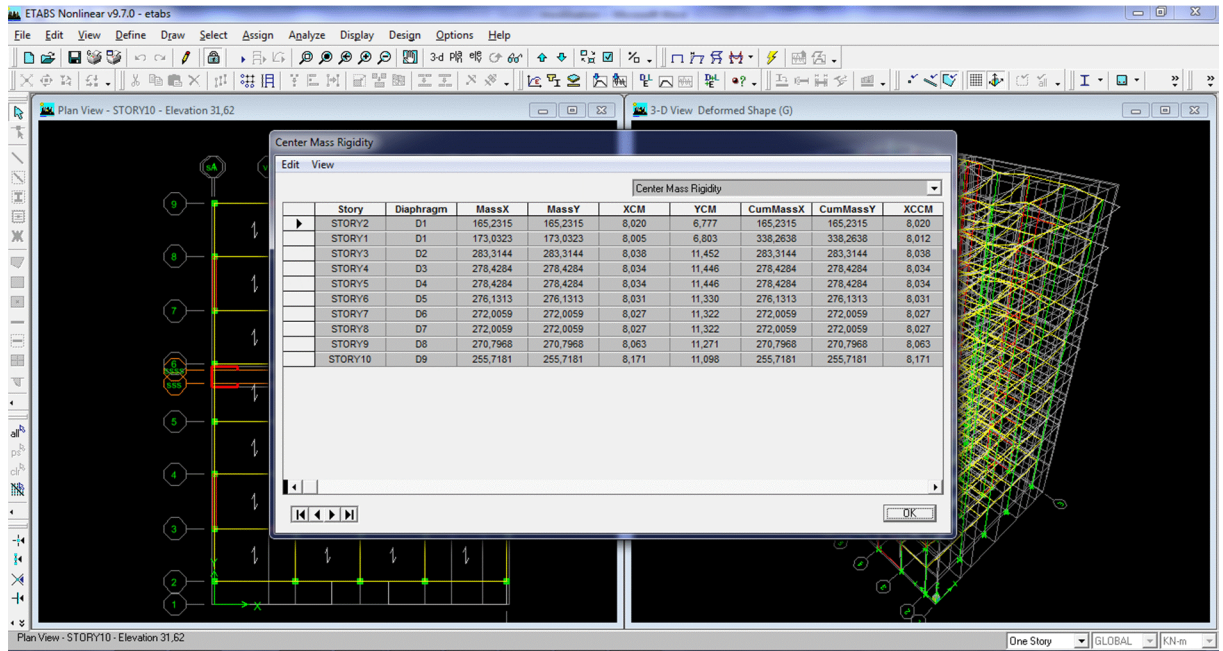
**1) L'excentricité :**

Pour déduire ce dernier ont fait **Display / show tables** , puis il y a un tableau qui s'affiche et on coche les cases suivantes :

**Analyse results / Bulding output / OK.**



**Fig. V-3-2-2<sub>a</sub> :** détermination de l'excentricité.

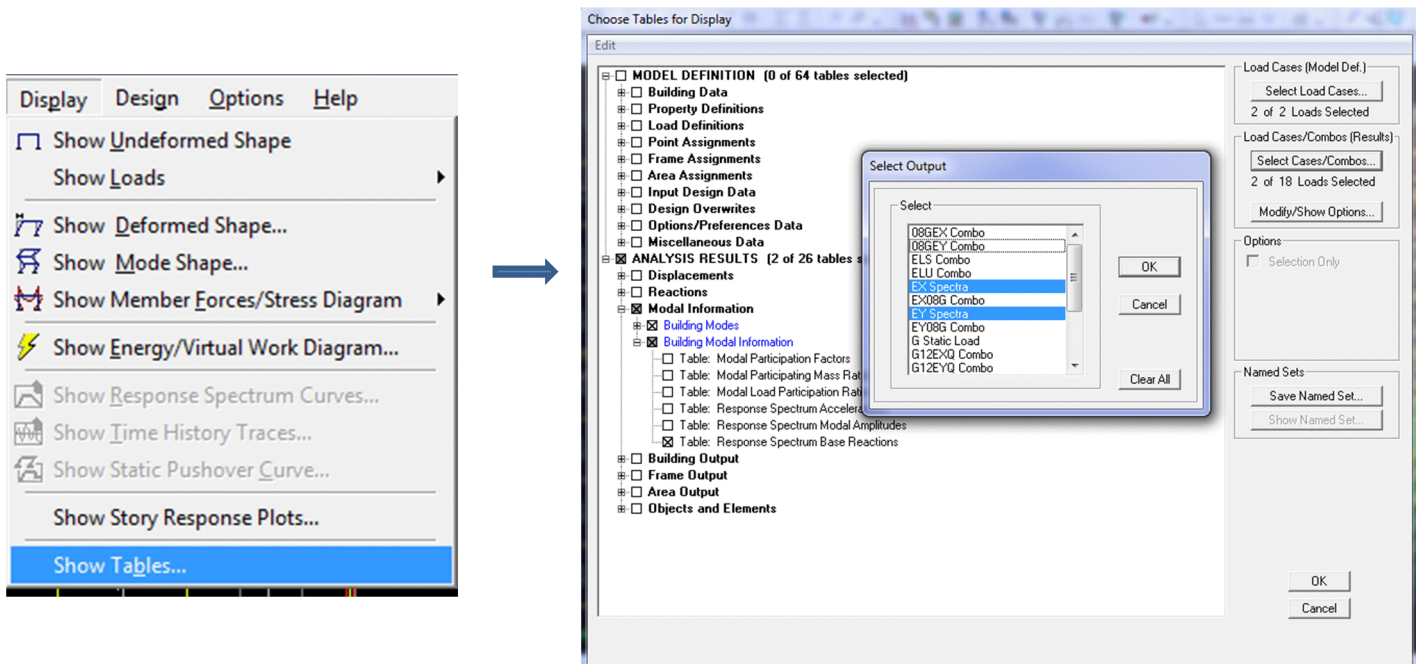


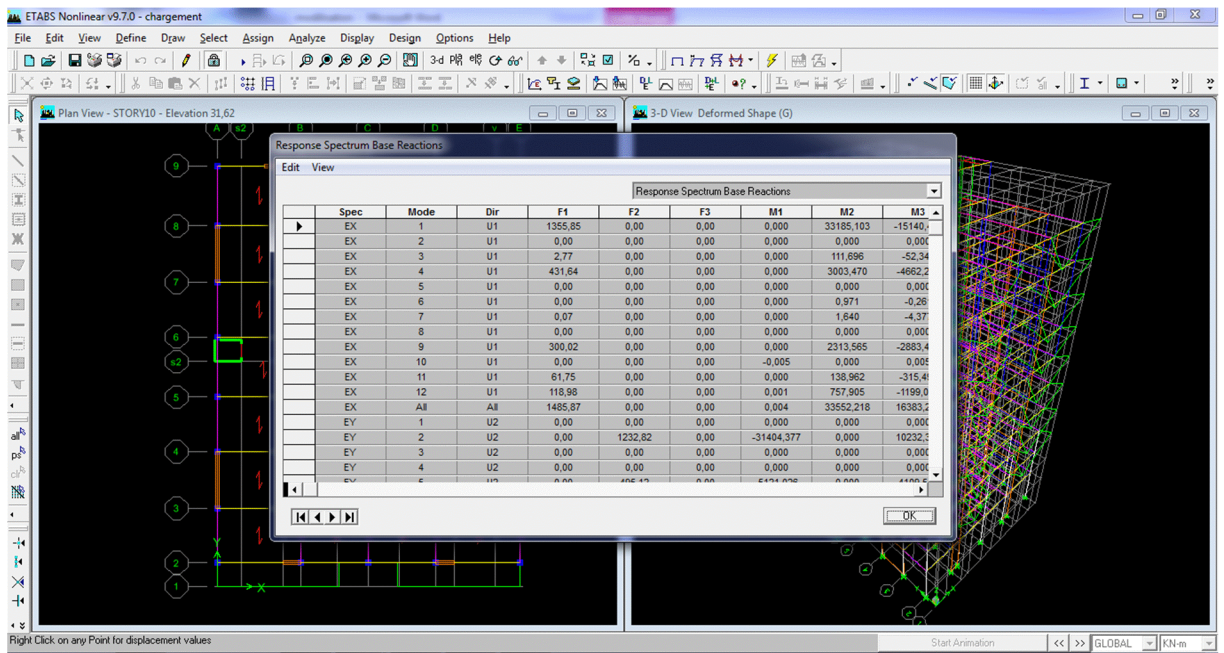
**Fig. V-3-2-2<sub>b</sub> : Affichage des résultats de l'excentricité.**

Une fois ce tableau est affiché on fait **Edit** → **Copy entire table** pour le copier à Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre VI).

**1) Effort tranchant à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** » **OK -OK**



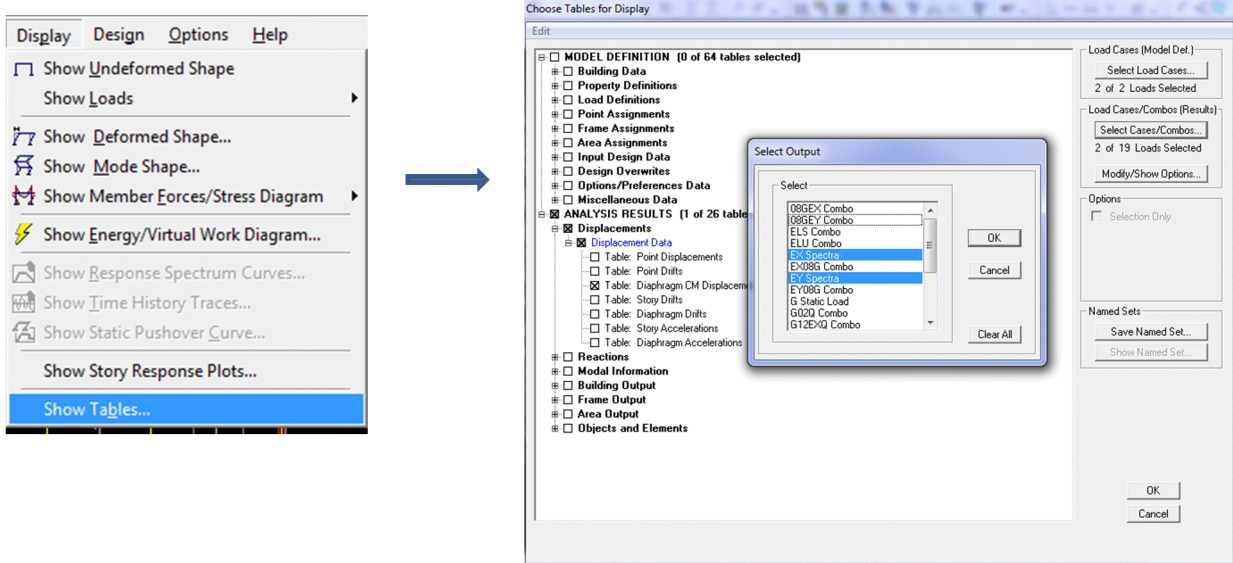


**Fig. IV-3-2-3<sub>b</sub> :** Affichage des résultats de l'effort tranchant à la base.

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier à l'exel où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec EX** et **F1** qui est l'effort dans le sens transversal et les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec Ey** et **F2** qui est l'effort dans le sens longitudinal.

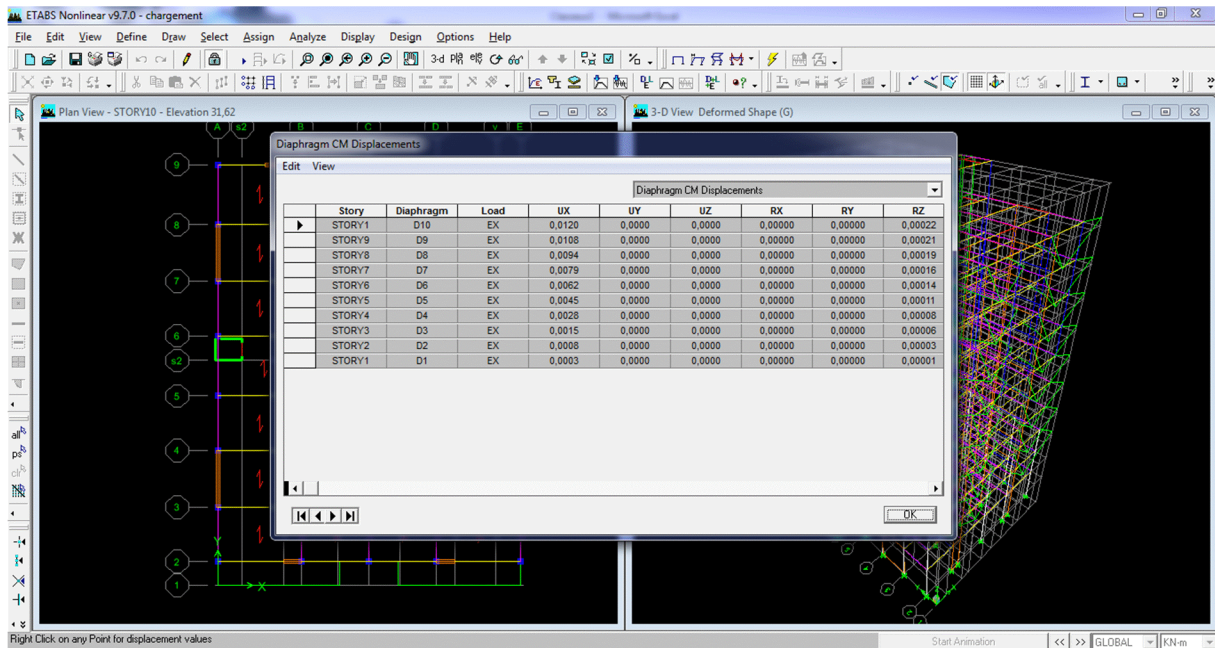
**1) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Pour déterminer ces déplacements (pour les sens x-x ) avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant : **Display / show tables**



Il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivantes :

**Analysis results / displacements / displacement data /  
Table: diaphragm CM displacement / com Ex OK OK**



**Fig. V-3-2-4<sub>b</sub> : Affichage des résultats des déplacements**

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier sur EXCEL où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs des deux colonnes **UX** qui signifie le déplacement dans le sens transversal et **UY** qui signifie le déplacement dans le sens longitudinal.

Les mêmes étapes pour le sens y-y (mais en sélectionne cette fois si la comb Ey).

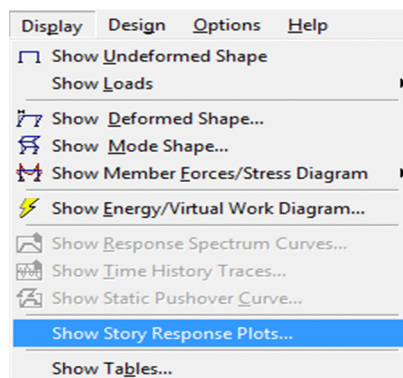
Ou bien en sélectionne les deux comb **Ex** et **Ey** à la fois.

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

**4) Déplacement maximale dans le sens longitudinal et transversal:**

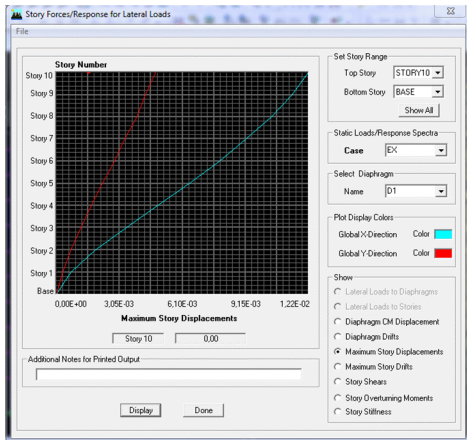
Pour déterminer ce déplacement avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant :

**Display / show story response plots...**



**Fig. V-4<sub>1</sub> : détermination des déplacements maximaux**

Sens l'action de  $E_x$  :



Sens l'action de  $E_y$  :

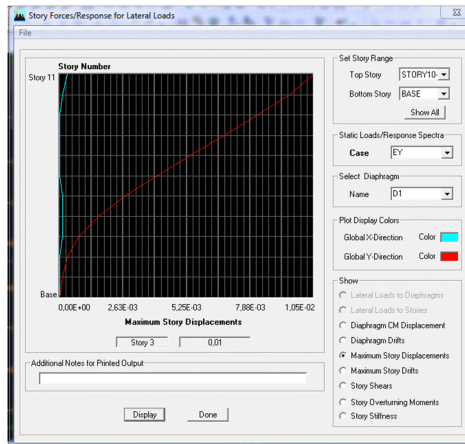
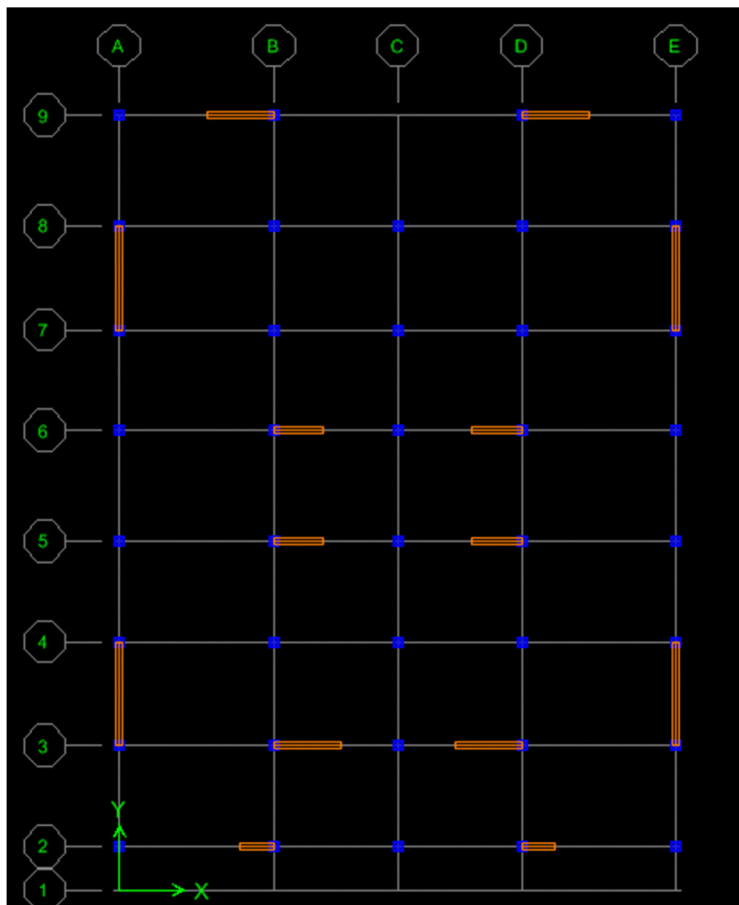


Fig. IV-4<sub>3</sub> : Déplacement maximal selon  $E_x$  et  $E_y$

5) Etude du contreventement :

La disposition des voiles

vu en plan



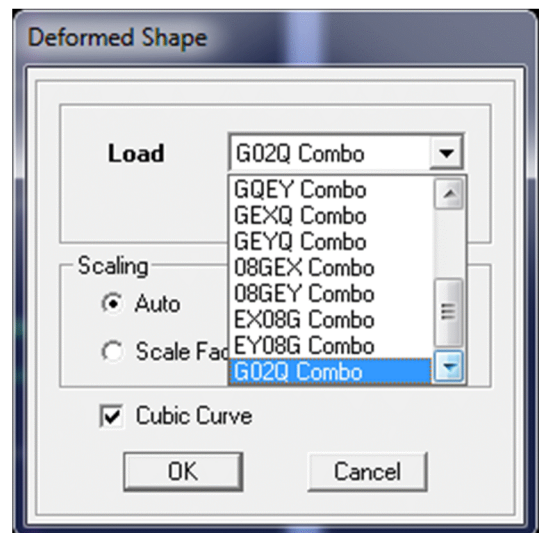
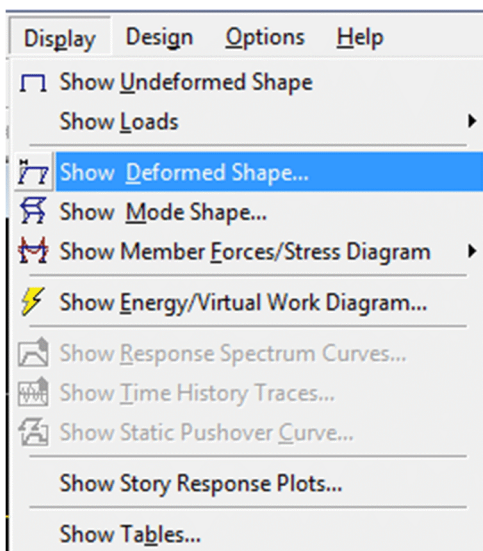
**Vu en trois dimensions (3D) :**



Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS .

Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

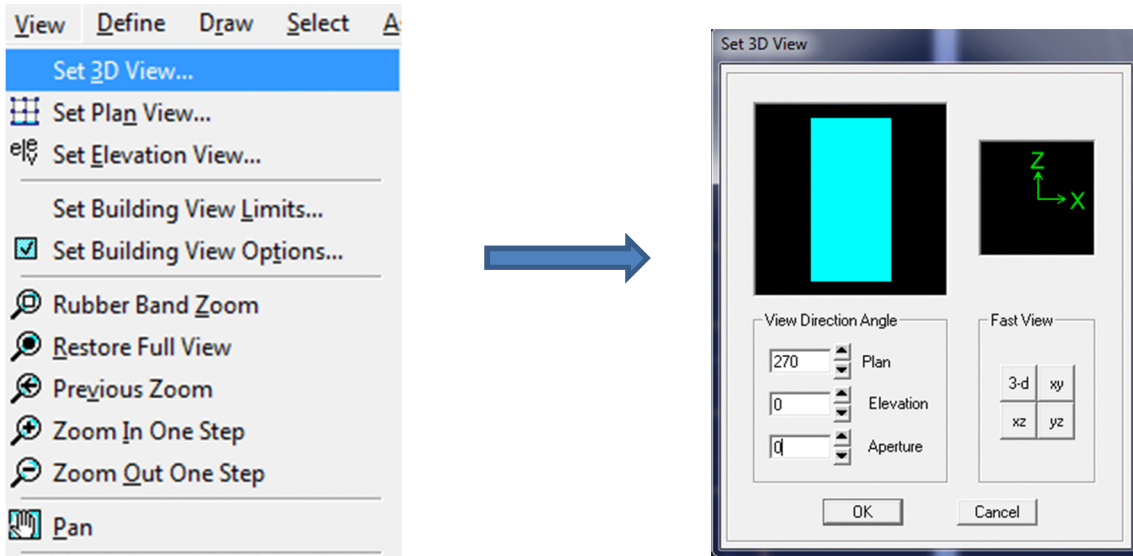
**1<sup>ère</sup> étape :**  
**Display → show deformation shop**



Une fois que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **G+0,2Q** dans la case **load** puis **OK**.

### 2<sup>ème</sup> étape :

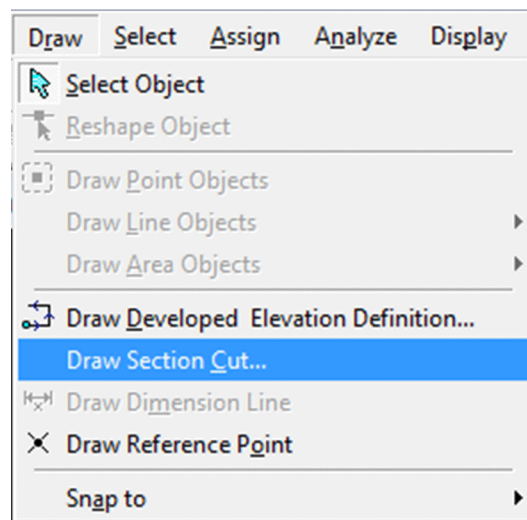
**View** → **Set 3D view**



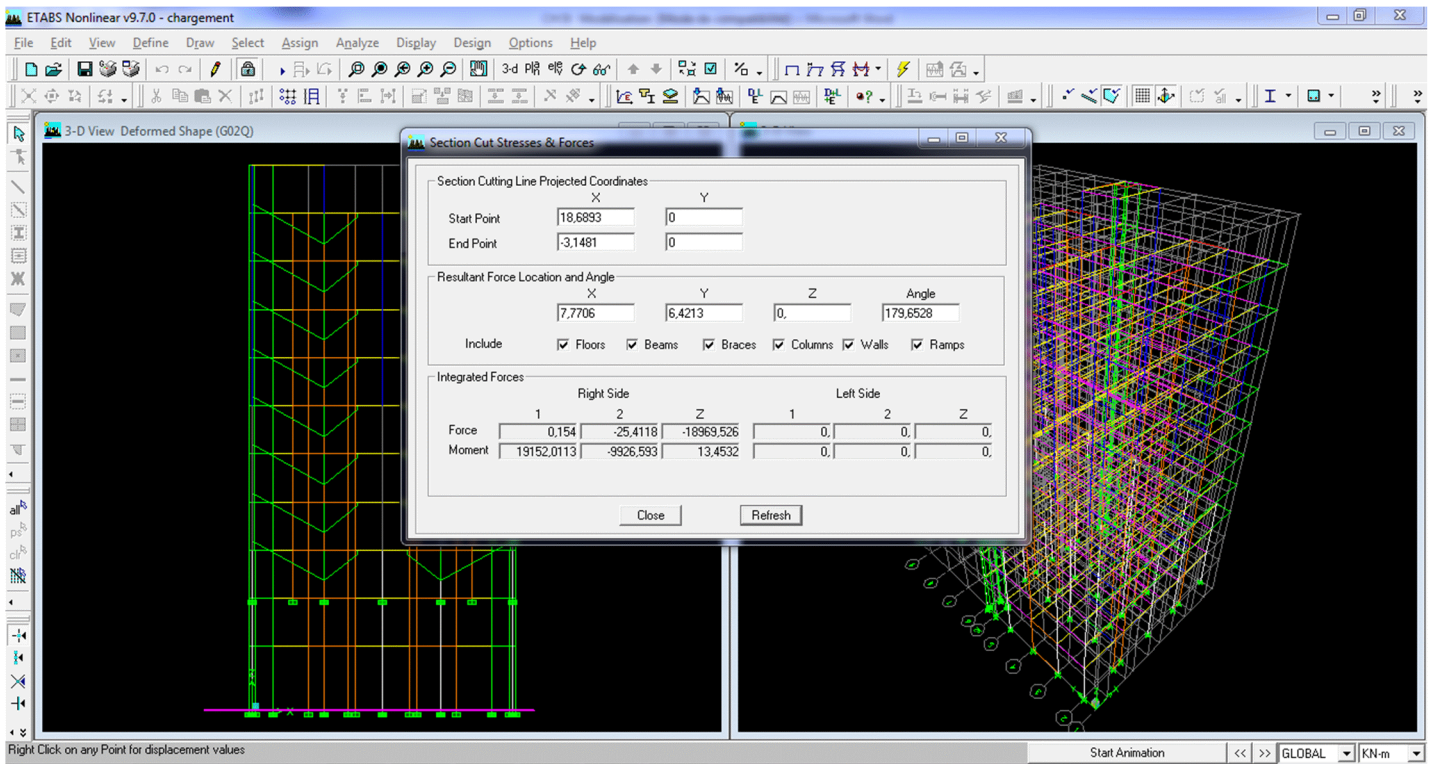
Une fois la fenêtre est affichée on va cocher la case de **XZ** puis on donne la valeur **0** dans la case **Aperture** après **OK**.

### 3<sup>ème</sup> étape :

**Draw** → **Draw Section Cut**



Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivante :



**Fig. V-5 : Affichage des résultats des efforts**

Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

- Donner la valeur **0** dans la case de **start point** pour l'axe Y.
- Donner la valeur **0** dans la case de **End point** pour l'axe Y.
- Décocher toutes les cases sauf celle **columns** et **walls** pour déduire le chargement global repris par les voiles et les portiques.
- Appuyer sur **refresh** et relever la valeur de l'effort de la case **RIGHT Side** l'axe z Effort verticale.
  - l'axe 1 Effort horizontale suivant (**XX**).
  - l'axe 2 Effort horizontale suivant (**YY**).

Une fois la valeur est relevée on décoche aussi la case **column** et on relève les valeurs de l'effort repris par les voiles uniquement

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement ainsi que l'effort repris par les portiques.

#### 6) Efforts internes dans les éléments structuraux :

##### a) Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Les combinaisons : **G+Q+E** ; **0,8G+E** ; **ELU** ; **ELS**

**Avec :**

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action sismique représentée par ses composantes horizontales.

**b) Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les combinaisons : **G+Q+E** ; **0,8G+E** ; **ELU** ; **ELS**

**c) Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Les combinaisons : **G+Q+E** ; **0,8G+E** ; **ELU** ; **ELS**

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VII)

# CHAPITRE VI

Vérification des conditions du RPA

Ce chapitre consiste à vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- L'excentricité.
- le pourcentage des masses participantes au dernier mode et la torsion au 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> mode.
- l'effort tranchant à la base.
- les déplacements.

### VI-1) La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,663	67,9638	0	0	0	95,882	0,254
2	0,642	0	60,98	0	93,116	95,882	0,254
3	0,518	0,2356	0	0	93,116	96,591	64,227
4	0,193	15,4794	0	0	93,116	98,341	64,507
5	0,155	0	17,77	0	97,484	98,341	64,507
6	0,132	0,0327	0	0	97,484	98,419	81,381
7	0,093	8,1723	0	0	97,484	99,500	81,415
8	0,089	0	0,877	0	97,683	99,500	81,415
9	0,089	0,1507	0	0	97,683	99,509	81,808
10	0,067	0	11,513	0	99,465	99,509	81,808
11	0,061	1,0681	0	0	99,465	99,511	87,674
12	0,053	3,1942	0	0	99,465	99,810	90,143

**Tableau VI-1-a** : tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel

**Le mode fondamental de vibration est le mode 1 avec une période correspondante :**

$$T = 0,663 \text{ s } 0,867$$

### V-2) Vérification de l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

**Excentricité théorique :**  
(ETABS)

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

**Excentricité accidentelle :**  
(RPA 2003 Art 4.2.7)

$$e_x = 0,05.L_x$$

$$e_y = 0,05.L_y$$

- Le tableau des coordonnées des deux centres et leurs écartements :

niveaux	Centre de Masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	Ey	0,05 L <sub>x</sub>	0,05L <sub>y</sub>
1	8,3	7,215	8,3	7,379	0	-0,164	<b>0,830</b>	<b>1,14</b>
2	8,3	7,179	8,3	7,443	0	-0,264		
3	8,3	11,357	8,3	11,165	0	0,192		
4	8,3	11,349	8,3	11,186	0	0,163		
5	8,3	11,349	8,3	11,186	0	0,163		
6	8,3	11,342	8,3	11,186	0	0,156		
7	8,3	11,334	8,3	11,195	0	0,139		
8	8,3	11,334	8,3	11,204	0	0,13		
9	8,3	11,334	8,3	11,204	0	0,13		
10	8,3	11,311	8,3	11,238	0	0,073		

**Tableau VI-2-b:** tableau représentatif de l'excentricité trouvée par logiciel

❖ **Comparaison des résultats trouvés :**

- Sens longitudinale L<sub>x</sub> :

On :  $e_x = 0\text{m}$

$5\%L_x \geq e_x \Leftrightarrow 0,05 \times 16,6 = 0,830 \geq 0 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- Sens transversal L<sub>y</sub> :

On a l'excentricité la plus grande est celle du 2<sup>ème</sup> niveau .  $e_y = 0,264\text{m}$

$5\%L_y \geq e_y \Leftrightarrow 0,05 \times 22,8 = 1,14 \geq 0,264 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**VI-3) Vérification de masse participante :**

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode.

D'après le tableau (**Tableau VI-1-a** tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel).

❖ **Comparaison des résultats trouvés :**

Toutes les valeurs trouvées pour SumRX, SumRY sont supérieur à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

$\min(\text{SumRX}; \text{SumRY}) \geq 90\% \Leftrightarrow \min 99,4656 ; 99,8109 \geq 90\%$

$\Leftrightarrow 99,46 \geq 90\% \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**VI-4) Vérification de l'effort tranchant à la base : (RPA Version 2003 ART 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport  $0.8V_t / V_D$

**❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

**A** : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D**: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

**W** : poids de la structure.

**Application :**

a) **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : **A = 0,15**

b) **R : coefficient de comportement global de la structure**

Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

Donc : **R = 5**

c) **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Le facteur D se calcul par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases}$$

➤ **Détermination La période « T<sub>2</sub> » :**

T<sub>2</sub> période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7(RPA)

Notre projet est implanté dans un site de catégorie S2(site ferme) => **T<sub>2</sub> =0.40s.**

On a pour :

$$T_2 \leq T \leq 3,0s \Leftrightarrow 0,40s \leq 0,667s \leq 3,0s$$

$$D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

- **η : Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte donc on prend :ξ =8.5 %

$$D'où : \xi = 8.5\% \Rightarrow \eta = 0,816 > 0,7$$

Donc :

$$D = 2,5 \times 0,816 (0,4 / 0,667)^{2/3} = 1,45$$

$$D=1,45$$

- a) **Q** : Facteur de qualité: d'après le tableau (**Tableau Fig. V-2-1-e<sub>2</sub>**) du (**chapitre V**) ; tableaux représentatif des valeurs des pénalités P<sub>q</sub>.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Les résultats trouvés son les mêmes pour les deux blocs et dans les deux sens x et y.

$$Q_x = Q_y = 1 + (0+0+0+0,05+0+0) = 1,20 \quad Q_x = Q_y = 1,05$$

$$D'où : Q = 1.05$$

**d) W : poids de la structure.**

Donc pour chaque niveau « i » on aura : **W<sub>i</sub> = W<sub>Gi</sub> + βW<sub>Qi</sub>** d'où **W<sub>T</sub> = Σ<sub>i=1</sub><sup>10</sup> W<sub>i</sub>**

**W<sub>Gi</sub>** : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

**W<sub>Qi</sub>** : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant **β=0,20**

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

**Poids : G + 0.2 Q**

**1) Calcul de V statique**

$$W_T = G + BQ = 19939,08 + (0,2 \times 3534,58) = 20645,996 \text{ KN}$$

$$W_{TG} = 20645,99 \text{ KN}$$

$$V_{ST} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_{Xst} = V_{Yst} = \frac{(0,15 \times 1,45 \times 1,05 \times 20645,99)}{5} = 943 \text{ KN}$$

$$V_{Xst} = 943 \text{ KN}$$

**2) Calcul de V dynamique :**

➤ Le tableau récapitulatif des efforts tranchants calculé a la base avec le logiciel :

Pec	mode	V <sub>x.etabs</sub> ( kN)	V <sub>y.etabs</sub> ( kN)
<b>EX</b>	all	<b>1542,97</b>	1494,29
<b>Ey</b>	all	1494,29	<b>1542,97</b>

On doit vérifier que :  $V_{dy} > 80\% V_{st}$

**SENS X-X**

$$80\% V_{Xst} = 0,8 \times 943 = 754,40 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 1542,97 \text{ KN} > 80\% V_{Xst} = 754,40 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

**SENS Y-Y**

$$80\% V_{Yst} = 0,8 \times 1258,89 = 1007,11 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 1542,97 \text{ KN} > 80\% V_{Yst} = 1007,11 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**VI-5) calcul des déplacements :**

a) Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 4.43) : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

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

R : Coefficient de comportement.

b) Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

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

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niveaux	$\delta_k(x)$ (m)	$\delta_k(y)$ (m)	$\Delta_k(x)$ (m)	$\Delta_k(y)$ (m)	1% $h_e$ (m)	Vérification
10	0,0116	0,0115	0,0012	0,0017	0,036	Ok
9	0,0104	0,0098	0,0014	0,0017	0,036	Ok
8	0,009	0,0081	0,0015	0,0017	0,036	Ok
7	0,0075	0,0064	0,0016	0,0017	0,036	Ok
6	0,0059	0,0047	0,0016	0,0016	0,036	Ok
5	0,0043	0,0031	0,0016	0,0014	0,036	Ok
4	0,0027	0,0017	0,0013	0,001	0,036	Ok
3	0,0014	0,0007	0,0007	0,0005	0,036	Ok
2	0,0007	0,0002	0,0005	0,0002	0,036	Ok
1	0,0002	0	0,0002	0	0,048	OK

**Remarque:**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (ona spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

**❖ Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante :} \quad \delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec : f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{31,62}{500} = 0,06\text{m} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V-6) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :**

l'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée(P)et au déplacement « Delta »,la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \{ \text{RPA 99/ Art 5,9} \}$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Niv	$P_k$ (KN)	sens xx			sens yy			vérification
		$\Delta_k(x)$	$V_k(x) \cdot h_k$	$\Theta_x$	$\Delta_k(y)$	$V_k(y) \times h_k$	$\Theta_y$	
10	196,0556	0,0012	1202,274	0,00019	0,0017	1303,9578	0,00025	Ok
9	183,6783	0,0014	1993,7124	0,00012	0,0017	2065,0716	0,00015	Ok
8	301,4034	0,0015	2631,7224	0,00017	0,0017	2633,9562	0,00019	Ok
7	295,7709	0,0016	3173,4342	0,00014	0,0017	3155,166	0,00015	Ok
6	295,7709	0,0016	3627,8748	0,00013	0,0016	3573,8352	0,00013	Ok
5	290,8272	0,0016	3999,0834	0,00011	0,0014	3882,1302	0,00010	Ok
4	286,5793	0,0013	4285,0404	$8,694 \cdot 10^{-5}$	0,001	4158,2034	$6,891 \cdot 10^{-5}$	Ok
3	286,5793	0,0007	4511,97	$4,446 \cdot 10^{-5}$	0,0005	4387,5198	$3,265 \cdot 10^{-5}$	Ok
2	286,5793	0,0005	427,3596	0,00033	0,0002	1469,259	$3,901 \cdot 10^{-5}$	Ok
1	282,2594	0,0002	853,4136	$6,614 \cdot 10^{-5}$	0	2003,2392	0	Ok

**Tableaux VI-6-a :** justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**VI-9) Etude du contreventement :**

Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS.

- Effort vertical repris par les voiles et les portiques:  $T_t=19674,952\text{kN}$
- Effort tvertical repris par les voiles uniquement:  $T_v=10114,813\text{KN}$
- 

- Le pourcentage d'effort vertical repris par les voiles uniquement :

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{total}} = 19674,952\text{kN} \longrightarrow 100\% \\ T_{\text{voiles}} = 10114,813\text{Kn} \longrightarrow x\% \end{array} \right\} = 51,41\%$$

- Le pourcentage d'effort vertical repris par les portiques uniquement :

$$T_{\text{portiques}} = 100 - 51,41 = 48,59\%$$

**Sens X-X :**

Effort horizontale repris par les portiques = 25,82%.

Effort horizontale repris par les voiles = 74,17%.

**Sens Y-Y :**

Effort horizontale repris par les portiques = 16,92%.

Effort horizontale repris par les voiles = 82,08%.

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ L'excentricité est vérifiée
- ✓ selon le RPA99 vérifié 2003 la structure avec contreventement mixte.

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

# CHAPITRE VII

## Fichier résultats

Dans ce chapitre, on procède à une exploitation des résultats des éléments structuraux après avoir lancé l'analyse.

Les efforts internes pour les éléments structuraux : **M en (KN.m) et V en (KN)**

- Poutres principales
- Poutres secondaires
- poteaux

## VI-1) Poutres principales :

### VI-1-1) Les poutres principales de section (30x40) cm<sup>2</sup>

- En travée :

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	27.14	19.61	19.98	19.66	17.36	12.23
2	26.78	19.35	30.88	19.53	35.24	12.20
3	35.17	25.10	55.62	25.91	59.84	14.06
4	35.84	25.58	71.31	26.91	77.16	15.24
5	36.28	25.90	76.23	27.54	82.87	16.57
6	36.67	26.17	71.45	27.94	78.31	17.50
7	37.26	26.6	58.12	28.41	66.32	18.20
8	37.56	26.81	46.90	28.65	55.72	18.45
9	37.70	26.91	35.78	28.72	44.83	18.43
10	37.72	26.98	32.25	27.46	32.97	18.89

**Tableau VI-1-1-a<sub>1</sub> : Les moments fléchissant dans les poutres principales en travées**

Aux appuis :

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	-40.73	-29.43	-36.97	-29.91	-27.62	-18.73
2	-44.24	-31.99	-50.72	-33.71	-46.36	-21.68
3	-46.28	-33.47	-73.59	-36.94	-69.37	-24.38
4	-50.84	-36.59	-97.79	-41.93	-91.94	-28.22
5	-54.59	-39.48	-106.53	-46.23	-99.88	-31.47
6	-55.59	-40.21	-102.45	-47.24	-95.6	-32.23
7	-58.23	-42.12	-96.79	-48.96	-88.58	-33.61
8	-60.2	-43.55	-89.24	-50.37	-80.43	-34.61
9	-64.65	-46.81	-79.85	-53.64	-70.80	-36.88
10	-56.45	-40.46	-66.12	-43.37	-58.97	-28.97

**Tableau VI-1-1-a<sub>2</sub> : Les moments fléchissant dans les poutres principales en appuis**

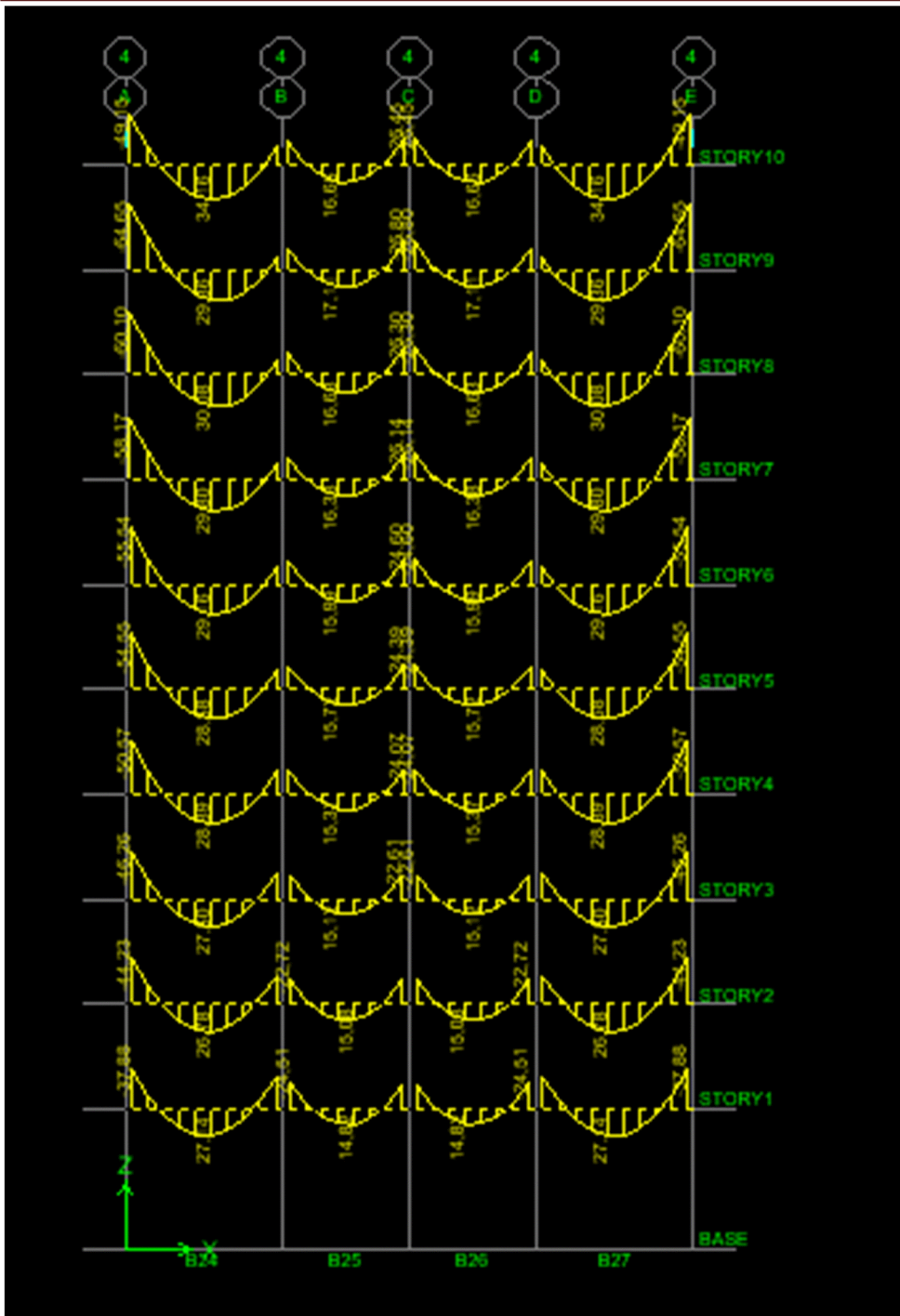


Diagramme des moments fléchissant M 3-3 à l'axe 4 (axe longitudinal sans voiles) à l'ELU,

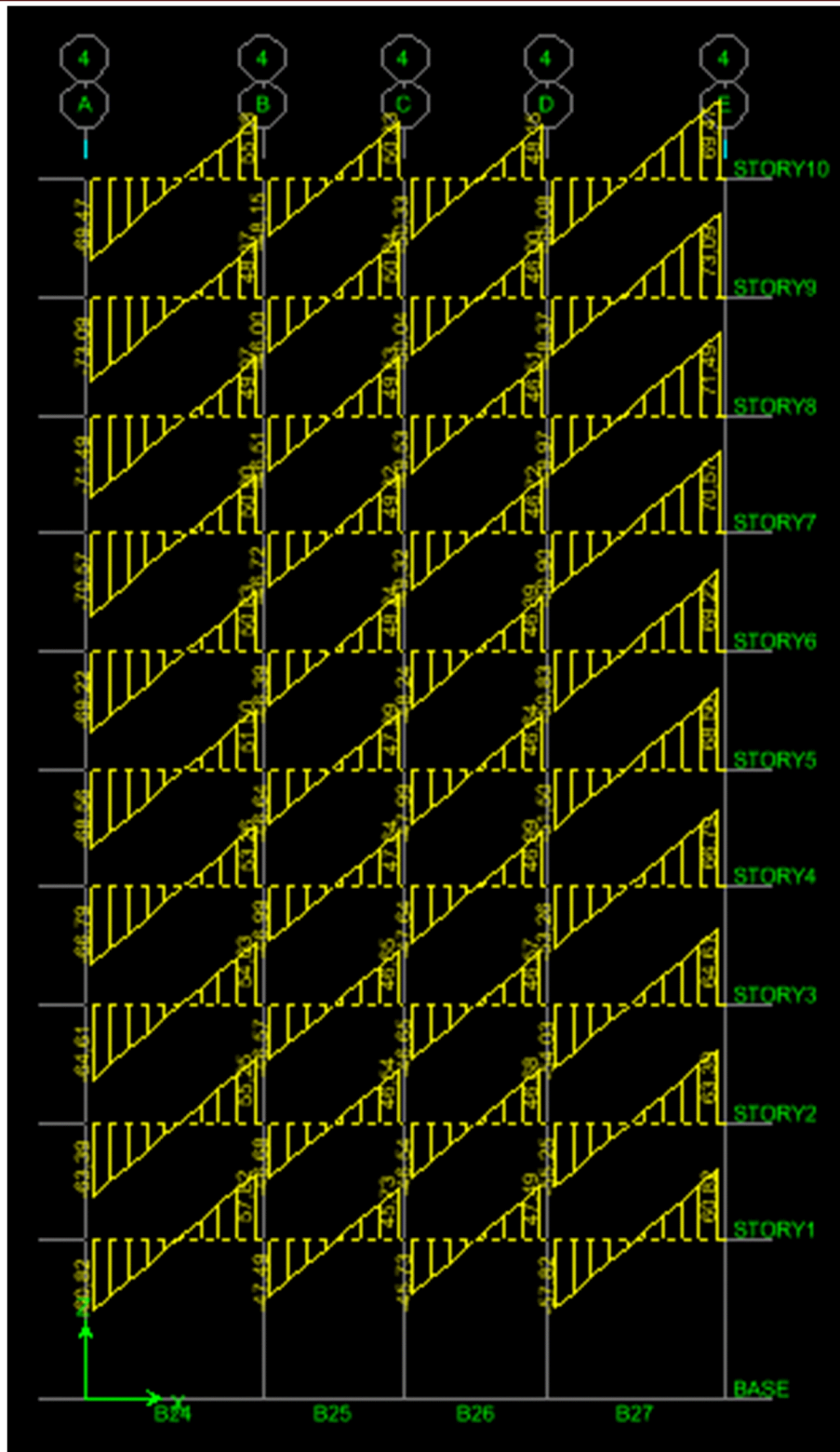


Diagramme de l'effort tranchant au poutre B24 axe 4 a  $G+Q \pm E$  (axe longitudinal sans voiles) à l'ELU,

## VI-2) Poutres secondaires :

VI-2-1) Les poutres secondaires de section : (30x30) cm<sup>2</sup>

➤ En travée :

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	6.30	4.56	5.32	4.63	3.81	2.94
2	6.28	4.54	7.42	8.49	6.88	6.80
3	10.89	7.86	13.32	16.08	12.75	15.99
4	11.24	8.12	18.90	24.25	21.03	24.66
5	14.11	10.20	21.37	29.11	24.13	29.74
6	16.02	11.59	22.73	33.27	25.30	32.68
7	18.50	13.38	22.52	36.18	25.07	35.18
8	20.53	14.86	20.72	36.63	22.98	35.41
9	22.18	16.06	21.18	35.97	20.43	34.64
10	20.87	15.11	19.62	34.80	17.06	33.41

Tableau VI-2-1-a<sub>1</sub>: Les moments fléchissant dans les poutres secondaires en travée

Aux appuis :

Niveaux	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
			EX	EY	EX	EY
1	-14.47	-10.47	-15.47	-10.96	-11.61	-7.10
2	-15.76	-11.40	-22.16	-13.25	-17.96	-10.79
3	-26.12	-18.87	-39.09	-22.94	-31.86	-20.16
4	-27.65	-19.98	-48.80	-33.81	-41.17	-30.48
5	-28.76	-20.78	-52.69	-40.69	-44.77	-36.93
6	-29.02	-21.38	-54.22	-43.12	-46.08	-39.10
7	-30.64	-22.14	-54.04	-43.75	-45.63	-39.26
8	-31.24	-22.57	-51.91	-44.36	-43.33	-39.54
9	-31.86	-23.02	-49.22	-43.94	-40.43	-38.19
10	-32.09	-23.34	-47.21	-41.80	-39.44	-36.30

Tableau VI-2-1-a<sub>2</sub>: Les moments fléchissant dans les poutres secondaires en appuis

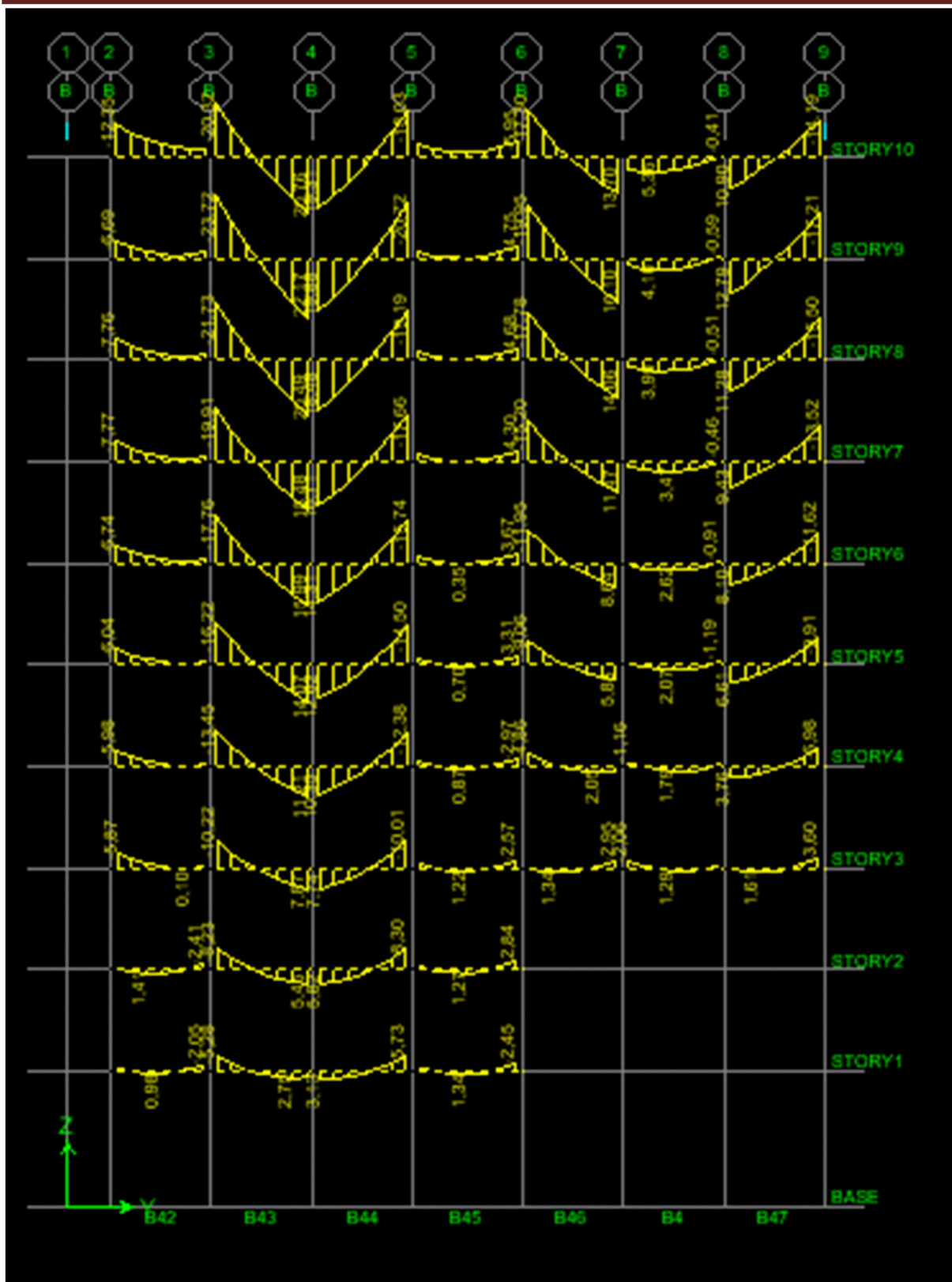


Diagramme des moments fléchissant M 3-3 à l'axe b (axe transversal sans voiles) a G+Q±E

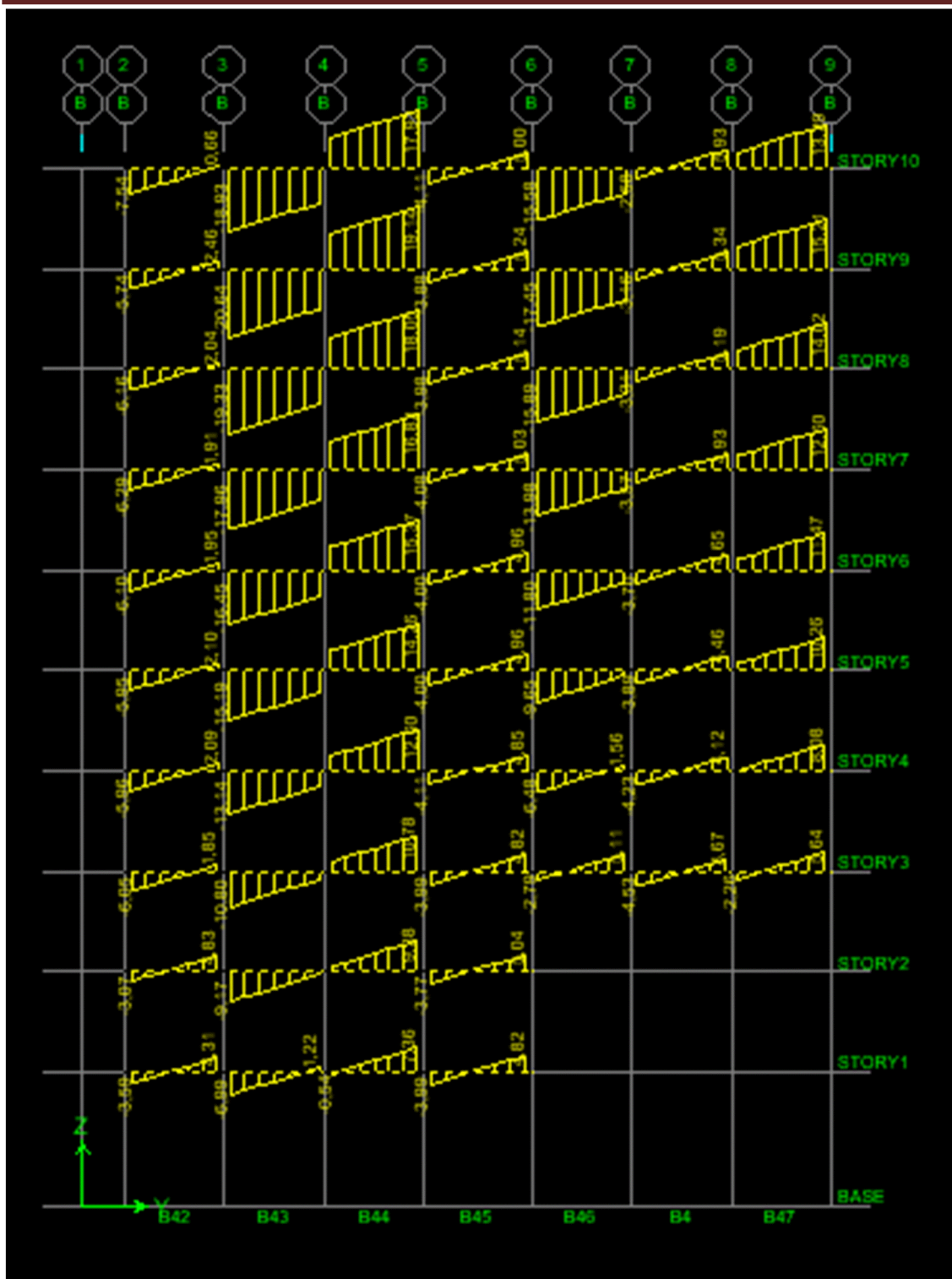
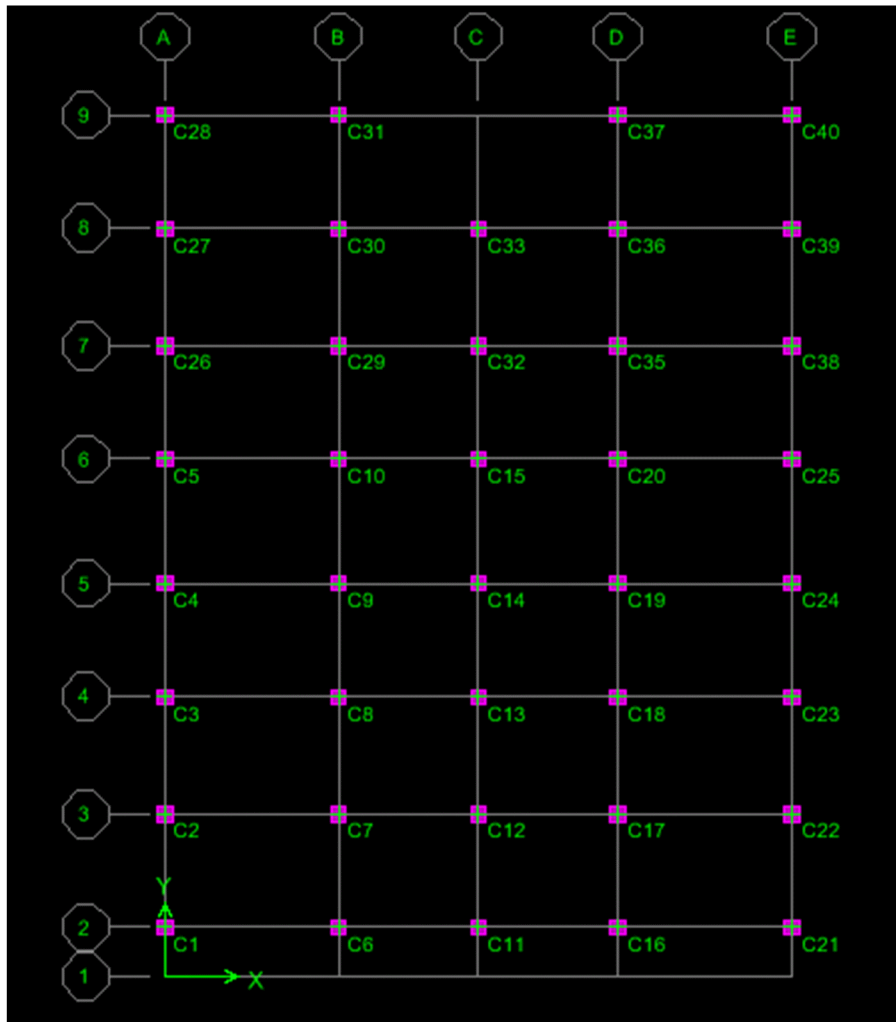


Diagramme de l'effort tranchant au poutre B43, axe 5B a G+Q±E

VIII-3) Les poteaux:

a) dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.



b) Tableau Des efforts internes dans les poteaux sens longitudinal [M3 (kn.m),P(kn)]

niv	EFFORTS	ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
						EX		EX	
ZONE I (RDC , 1 <sup>er</sup> ,2 <sup>eme</sup> )	Nmax-Mcor	-222,98	0,555	-163,6	-0,403	297,27	2,058	356,6	2,165
	Nmin-Mcor	-1108,77	1,669	-805,56	1,205	-852,62	-4,679	-626,23	-20,817
	Ncor Mmax	-493,86	23,844	-360,2	17,238	-702,31	-39,842	-456,14	39,07
ZONE II (3 ;4 ;5 )	Nmax-Mcor	-113,18	0,388	-83,06	0,281	18,22	9,933	60,75	10,643
	Nmin-Mcor	-844,93	4,514	-613,78	3,256	-627,89	-9,825	-418,06	-11,106
	Ncor Mmax	-149,21	19,393	-109,25	14,026	-209,54	51,89	-138,42	51,89
ZONE III (6 ;7 ;8 ;9 <sup>eme</sup> )	Nmax-Mcor	8,72	0,162	6,4	0,119	12,87	0,023	17,18	9,976
	Nmin-Mcor	-458,15	0,471	-333,07	0,326	-337,45	-12,876	-225,44	-13,108
	Ncor Mmax	-17,86	18,962	-13,06	13,789	-156,58	30,398	-103,95	30,398

C) Tableau des efforts internes dans les poteaux sens transversal M2(kn.m),P(kn)]

niv	EFFORTS	ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
						Ey		Ey	
ZONE I (RDC , 1 <sup>er</sup> ,2 <sup>eme</sup> )	Nmax-Mcor	-222,98	-0,712	-163,6	-0,514	297,27	2,058	508,01	7,132
	Nmin-Mcor	-1108,77	0,329	-805,56	0,235	-852,62	-2,269	-811,52	-17,685
	Ncor Mmax	-666,06	4,075	-479,78	2,863	-735,92	-39,842	-403,15	-19,64
ZONE II (3 ;4 ;5 )	Nmax-Mcor	-113,18	-0,111	-83,06	-0,082	18,22	9,933	60,75	10,643
	Nmin-Mcor	-844,93	-0,14	-613,78	-0,073	-627,89	-9,825	-418,06	-11,106
	Ncor Mmax	-296,44	14,178	-214,66	10,01	-209,54	51,89	-140,2	28,084
ZONE III (6 ;7 ;8 ;9 <sup>eme</sup> )	Nmax-Mcor	8,72	-0,049	6,4	-0,036	12,87	-4,237	22,21	0,408
	Nmin-Mcor	-458,15	-3,958	-333,07	-2,838	-337,45	-12,876	-225,7	-12,198
	Ncor Mmax	-79,39	14,479	-57,23	10,26	-156,58	30,398	-49,38	22,767



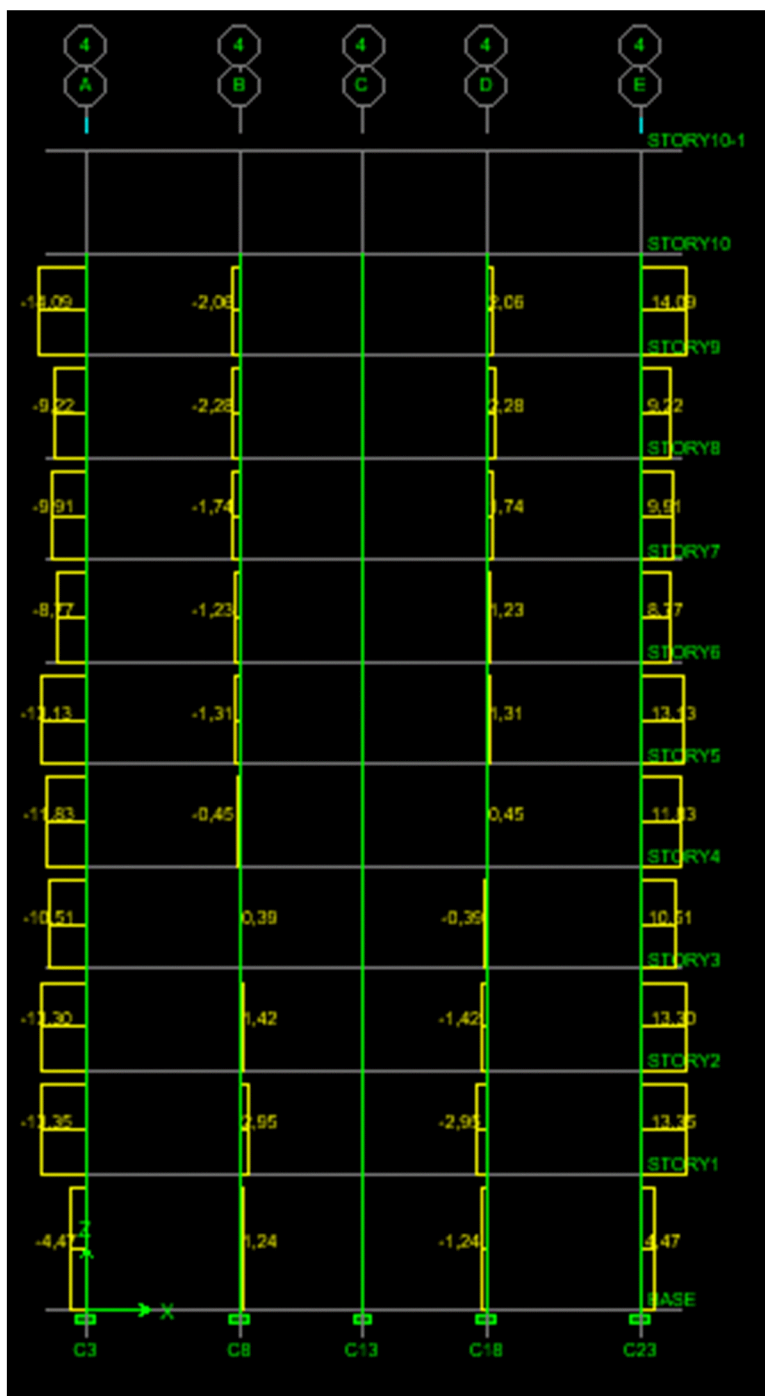


Diagramme de l'effort tranchant au poteau C8, axe 4 à l'ELU

# CHAPITRE VIII

## Ferraillage des éléments structuraux

**VIII-1) POUTRES :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL

- a)  $1,35G + 1,5Q$  : à L'ELU
- b)  $G + Q$  : à L'ELS

Selon le RPA 99 version 2003

- c)  $G + Q \pm E$
- d)  $0,8G \pm E$

**VIII-1-2) Recommandations du RPA99 Modifié 2003 et du BAEL91modifié 99 :****1) Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

- Poutre principales (30x40) :  $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$ .
- Poutre secondaire (30x30) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$ .

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

**Poutres principales:**

- Poutres (30x40) :**  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$  (en zone courante).  
 $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

**Poutres secondaires:**

- Poutres (30x30) :**  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$  (en zone courante).  
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ en zone II**

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

**2) Armatures transversales :**

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 S_t \cdot b$$

- **L'espace maximum entre les armatures transversales :**

$$S'_t \leq h/2 \text{ En zone courante.}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing l; 30 \text{ cm}\right) \text{ En zone nodale.}$$

- **Diamètre des armatures transversales:**

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{b}{10}\right)$$

Avec :  $\Phi_1$  Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui

- **la longueur de recouvrement:**

$$L=40\varnothing_l$$

**3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

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

$A_s$  : section inférieure tendue ou la moins comprimée.

$A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$M_u$  : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Situations	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{bc}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situations durable</b>	1,5	1,15	14,20	25	348
<b>Situations accidentelle</b>	1,15	1,00	18,50	25	400

Si :  $\mu_b \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée c.-à-d. la section ne

comprendra que les aciers tendus alors:

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si  $\mu_b \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée

c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

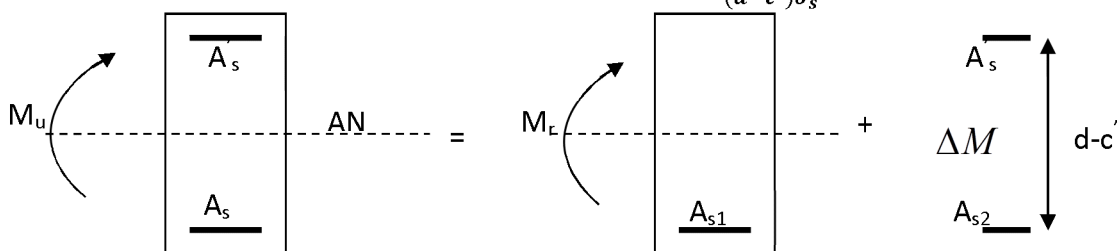
$$\Delta M = M_u - M_l$$

Avec :  $M_l$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

**Armatures tendues :**  $A_s = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

**Armatures comprimées :**  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$



**VIII-1-3) calcul des armatures longitudinales :**

Le Ferrailage des poutres principales (30x40) à l'ELU.

➤ **En travée :**

Niv	Armature en travée							
	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
1	27.14	0,046	SSA	0,976	2.15	6	6.79	<b>6HA12</b>
2	35.24	0.030	SSA	0.985	2.41	6	6.79	<b>6HA12</b>
3	59.84	0.067	SSA	0.965	4.18	6	6.79	<b>6HA12</b>
4	77.16	0.086	SSA	0.955	5.45	6	6.79	<b>6HA12</b>
5	82.87	0.092	SSA	0.952	5.86	6	6.79	<b>6HA12</b>
6	78.31	0.087	SSA	0.954	5.54	6	6.79	<b>6HA12</b>
7	66.32	0.074	SSA	0.962	4.65	6	6.79	<b>6HA12</b>
8	55.72	0.062	SSA	0.968	3.88	6	6.79	<b>6HA12</b>
9	44.83	0.050	SSA	0.974	3.10	6	6.79	<b>6HA12</b>
10	37.72	0,065	SSA	0,966	2.99	6	6.79	<b>6HA12</b>

➤ **Aux appuis : PP (30x40)**

Niv	Armature aux appuis							
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
1	-40.73	0,07	SSA	0,964	3.31	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>
2	-50.72	0.056	SSA	0.971	3.52	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>
3	-73.59	0.082	SSA	0.952	5.22	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>
4	-97.79	0.109	SSA	0.942	7.01	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>
5	-106.53	0.119	SSA	0.936	7.69	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>

6	-102.45	0.114	SSA	0.939	7.37	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>
7	-96.79	0.108	SSA	0.943	6.92	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>
8	-89.24	0.100	SSA	0.942	6.40	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>
9	-79.85	0.089	SSA	0.953	5.66	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>
10	-66.12	0.074	SSA	0.962	4.64	6	8.01	<b>3HA14+3HA12</b>

**Le Ferrailage des poutres secondaires (30x30):**

➤ **En travée:**

Niv	Armature en travée							
	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
1	7.618	0,018	SSA	0,991	0.711	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
2	16.124	0,040	SSA	0,980	1.52	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
3	31.24	0,077	SSA	0,960	3.00	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
4	46.71	0,115	SSA	0,939	4.6	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
5	58.037	0,143	SSA	0,923	5.82	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
6	65.473	0,162	SSA	0,911	6.65	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
7	70.826	0,175	SSA	0,904	7.25	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
8	71.62	0,177	SSA	0,902	7.35	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
9	70.323	0,075	SSA	0,962	6.76	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
10	68.403	0,169	SSA	0,907	6.98	4.5	4.62	<b>3HA14</b>

➤ Aux appuis : Ps (30x30)

Niv	Armature aux appuis							
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
1	-10.232	0,032	SSA	0,984	0.965	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
2	-19.026	0,047	SSA	0,976	1.80	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
3	-34.028	0,084	SSA	0,975	3.23	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
4	-51.377	0,126	SSA	0,932	5.10	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
5	-62.848	0,155	SSA	0,916	5.18	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
6	-68.475	0,169	SSA	0,907	6.92	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
7	-73.149	0,180	SSA	0,900	7.52	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
8	-75.101	0,180	SSA	0,900	7.72	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
9	-75.129	0,180	SSA	0,900	7.72	4.5	4.62	<b>3HA14</b>
10	-71.366	0,176	SSA	0,902	7.32	4.5	4.62	<b>3HA14</b>

**VIII-1-4) Vérification du RPA99 révisé 2003 :****VIII-1-4-1) Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

Zone nodale:

➤ **Sens principal : P(30x40) ;**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens secondaire : P(30x30)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adop}} \geq A_{t \min} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Zone courante:

➤ **Sens principal : P(30x40) ;**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens secondaire : P(30x30)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adop}} \geq A_{t \min} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**VIII-1-4-2) Espacement d'armatures :**➤ **Sens principale : P(30x40)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) = 10cm \quad \text{en prend : } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \rightarrow \text{soit } S_t' = 20cm.$$

➤ **Sens secondaire : P(30x30)**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30cm\right) = 7.5cm. \quad \text{Soit } S_t = 7.5cm.$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm \quad \text{soit } S_t' = 15cm.$$

**VIII-1-4-3) Diamètre des armatures transversales:**

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lim}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Sens principal : P(30x40)**

$$\Phi_T \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_T \leq \min(1,14; 1,2; 3) = 1,14cm$$

$$\text{On prend : } \Phi_T = 8mm$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{30}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(0,85; 1,6; 3) = 0,85cm$$

$$\text{On prend : } \Phi_T = 8mm$$

$$\text{Soit un cadre et un étrier de } A_t = 4HA8 = 2,0cm^2$$

**VIII-1-4-4) la longueur de recouvrement:**

$$L = 40\phi_1 = 40 \times 2,00 = 80cm$$

**VIII-1-5) Vérification de BAEL 91 :****1. Vérification de la condition de non fragilité :**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire à la condition de non fragilité suivante :

**Poutres principales :**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1 / 400 = 1,34cm^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires :**

$As \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 32 \times 2.1/400 = 1,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  **condition vérifiée.**

**La condition de non fragilité est vérifiée.**

**2) Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi$$

➤ **Sens principale : Poutre (30x40)**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times (1,2 + 1,4) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{0,9d} = 118,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{118,28 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 244,9} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,45 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

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

➤ **Sens secondaire : Poutre (30x30)**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times (2 \times 1,4) = 26,37 \text{ cm}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{0,9d} = 54,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{54,08 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 263,7} = 0,843 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,843 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

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

**3) Vérification de la contrainte tangentielle :**

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

**Sens principale : Poutre (30x40)**

$$V_u = 118,28 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{118,28 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,06 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Sens secondaire : Poutre (30x30)**

$$V_u = 54,08 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{54.08 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.667 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

##### a) Influence sur le béton : BAEL 91 ( Effort tranchant Art6.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

##### Sens principale : Poutre (30x40)

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 370 \times 300 \times \frac{25}{1,5} = 666 \text{ KN.}$$

$$V_u = 118.28 \leq 666 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### Sens secondaire : Poutre (30x30)

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 270 \times 300 \times \frac{25}{1.5} = 486 \text{ KN.}$$

$$V_u = 54.08 \leq 640 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### b) Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec :  $M_u$  en valeur algébrique.

$$\text{Si } \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{ la vérification n'est pas nécessaire.}$$

- Pour les poutres principale :

$$\text{P(30x40) : } V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 118.28 + \frac{-106.53}{0,9 \times 0,37} = -201.62 < 0$$

- Pour les poutres secondaires :

$$\text{P(30x30) : } V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 54.08 + \frac{-54.53}{0,9 \times 0,27} = -168.49.6 < 0$$

$\Rightarrow$  **Donc aucune vérification n'est nécessaire.**

##### **VIII-1-6) Etat limite de déformation (la flèche) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

##### Sens principale :

###### Poutre (30x40) :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{460} = 0,087 > 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}.$$

Avec :  $M_t = 0,85M_0$

$$M_t = 82,87 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 82,87 / 0,85 = 193,08$$

$$0,087 > \frac{82,187}{10 \times 139,50} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 37} = 0,006 < 0,011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Poutre (30x30) :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{330} = 0,090 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$M_t = 36,63 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_t = 0,85M_0$

$$M_0 = M_t / 0,85 = 36,63 / 0,85 = 43,09 \text{ KN.m}$$

$$0,090 > \frac{36,63}{10 \times 43,09} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 27} = 0,005 < 0,011 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### VIII-1-7) Vérifications à l'ELS :

#### 1)- Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette Vérification n'est pas nécessaire.

#### 2)-Etat limite de déformation du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = \sigma_s / k \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_u}$$

( $A_u$  : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul: } \rho_1 = \frac{100 A_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \rightarrow$$

K

#### 3) contrainte limite dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5,2)

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

**Fissuration non préjudiciable  $\Rightarrow$  ( BAEL 91/Art A.4.5,34) :**

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**a) Vérification du la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres principales (30x40) :**

**En travée :**

$M_{s(\max)}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
26.98	6,79	0.606	0,885	28.48	4.26	15	121.34	348	Vérifiée

**Aux appuis**

$M_{s(\max)}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
46.81	8,01	1.398	0,843	16.85	11.11	15	187.35	348	Vérifiée

**b) Vérification du la compression dans le béton et les contraintes limite dans l'acier des poutres secondaires (30x30) :**

**En travée :**

$M_{s(\max)}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
16.06	4.62	0.570	0,888	29.64	4.89	15	144.98	348	Vérifiée

**Aux appuis :**

$M_{s(\max)}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
23.34	4.62	0.570	0,888	29.64	7.10	15	210.70	348	Vérifiée

**-Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes :

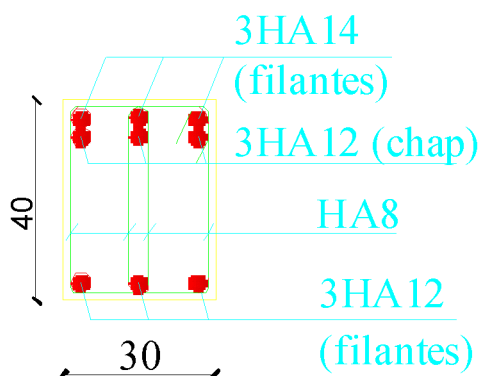
La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

#### **VIII-1-8 schéma de ferrailage :**

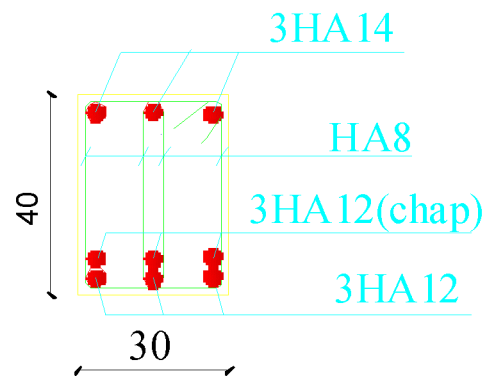
- **Ferrailages des poutres principales**

En travée



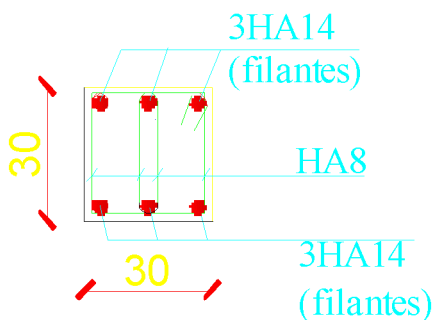
Coupe A-A

En appuis



Coupe B-B

- **Ferrailages des poutres secondaires**



Coupe A-A

**VIII-2 POTEAUX :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivants :

**Selon le BAEL 91**

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

**Selon le RPA99 ver2003 (art 5.2),**

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**VIII-2-1 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :****1) Armatures longitudinales :**

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique II est limité par:
  - **0,8% de la section de béton en zone II  $\Rightarrow A_{min}=0,008(b \times h)$ .**
    - RDC ; 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :  $(40 \times 40) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$ .
    - Etages ( 3 ; 4 ; 5) :  $(35 \times 35) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$ .
    - Etages ( 6 ; 7 ; 8,9) :  $(30 \times 30) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (30 \times 30) = 7,2 \text{ cm}^2$
- Leur pourcentage **maximal** sera de :
  - **4% de la section de béton en zone courante  $A_{max} = (0,04 \times b \times h)$ .**
    - RDC ; 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :  $(40 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (40 \times 40) = 64,00 \text{ cm}^2$ .
    - Etages ( 3 ; 4 ; 5) :  $(35 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (35 \times 35) = 49,00 \text{ cm}^2$ .
    - Etages ( 6 ; 7 ; 8 ; 9) :  $(30 \times 30) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (30 \times 30) = 36,00 \text{ cm}^2$
  - **6% de la section de béton en zone de recouvrement  $A_{max} = (0,06 \times b \times h)$ .**
    - RDC ; 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étages :  $(40 \times 45) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (40 \times 40) = 73,50 \text{ cm}^2$ .
    - Etages ( 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup>) :  $(35 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (35 \times 35) = 84,00 \text{ cm}^2$ .
    - Etages ( 6<sup>ème</sup> ; 7<sup>ème</sup> ; 8<sup>ème</sup> ; 9<sup>ème</sup>) :  $(30 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (30 \times 30) = 54,00 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimum est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de: **40  $\phi$**  .
  - \* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

**2) Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : effort tranchant de calcul.

$h_t$ : hauteur totale de la section brute.

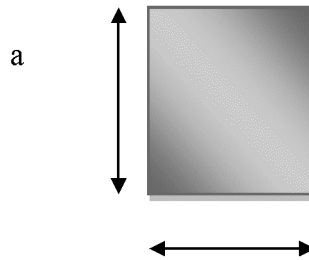
$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

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

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{cases}$$



b

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$l_f$ : la longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec :  $l_f = 0,7 \times h_0$

**• 2-1) La quantité d'armatures transversales :**

-La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  ..... 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  ..... 0,8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  ..... interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  minimum.

**• 2.2 Diamètre des armatures transversales:**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3}$$

**• 2.3 L'espacement maximum entre les armatures transversales :**

**• dans la zone nodale :**

$$s_t \leq \text{Min} (10\Phi_l, 15\text{cm})$$

**• dans la zone courante :**

$$s_t \leq 15 \Phi_l$$

Où :  $\Phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**• 2.4 la longueur de recouvrement:**

$$L = 40\Phi_l$$

• **2.5 la longueur de la zone nodale**

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

- h<sub>e</sub>**: hauteur libre d'un niveau.
- b<sub>1</sub>** : la largeur de la section de poteau.
- h<sub>1</sub>** : la hauteur de la section de poteau.

➤ **Conventions:**

**Efforts normaux :**

- N < 0 : compression
- N > 0 : traction

**VIII-2-3 Exposé de la méthode de calcul :**

Etape de calcul en flexion composée :

❖ **Calcul des armatures longitudinales a ELU :**

**a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures  
(∇ l'effort normal appliqué, effort 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 de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de traction.}$$

➤ **Détermination des armatures :**

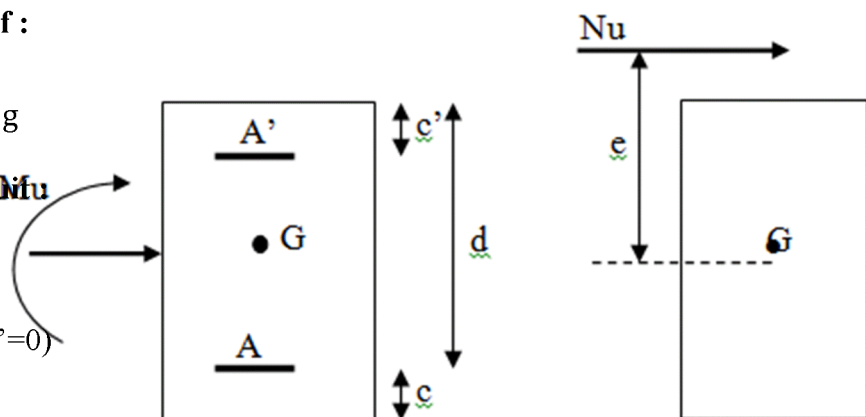
- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

- **Calcul du moment réduit**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (A}'=0)$



- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} \text{si (+)N : effort de compression.} \\ \text{(-) si N : effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- **Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

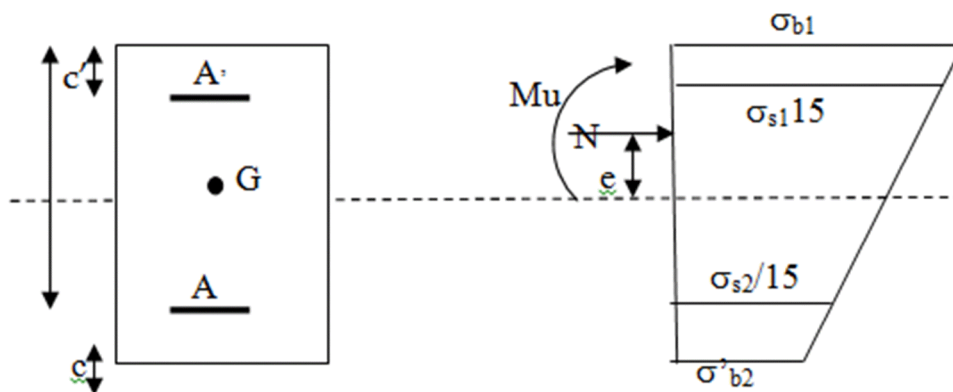
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- **Armatures en flexion composée :**

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- $N$  : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

**1<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

$A'$  : Armatures comprimées.

$A$  : Armatures tendues.

**2<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.hf_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$A = 0$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\epsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h}\right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\epsilon'_s \geq \epsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que :  $\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s.E_s}$

**c) Section entièrement tendu (S.E.T) :**

$$A = \frac{N.a}{\sigma(d - c')} = \frac{N.a}{\sigma_{s1}.Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

➤ **Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :**

$$Nu \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

$B_r$  : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

$A_s$  : Section d'armature

$$A_s \geq \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

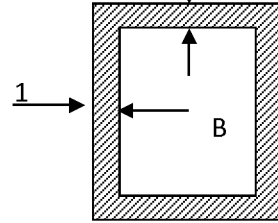


Fig. IX.5

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours "α" doit être divisé par 1,1

Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } : \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

Avec :  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$  Section total homogène.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

**a) Section entièrement comprimée S.E.C :****a-1) Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

**VIII-2-4) Ferraillage des poteaux à l'état l'ELU :****1. Les armatures longitudinales :**

**Remarque :** on prend le moment max entre  $M^{XX}$  et  $M^{YY}$ .

- $N_{max} \longrightarrow \max (M_{cor}^{33} \text{ et } M_{cor}^{22})$
- $N_{min} \longrightarrow \max (M_{cor}^{33} \text{ et } M_{cor}^{22})$
- $M_{max} \longrightarrow N_{cor}$

Le ferraillage sera le même dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Les résultats du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivant :

Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section bxh (cm <sup>2</sup> )	Obs	A <sub>s</sub>	A's	A <sub>min</sub> duRPA	A <sub>adopt</sub>	Choix des barres
				(Cm <sup>2</sup> )	(Cm <sup>2</sup> )	(Cm <sup>2</sup> )	(Cm <sup>2</sup> )	
356,6	2,165	40x40	SET	4.60	4.30	12,8cm	14.2	4HA14 + 4HA16
-1108,77	1,669		SEC	0	0			
-702,31	39,842		SEC	0	0			
60,75	10,643	35x35	SET	1.83	0	9,8	10.68	4HA14 + 4HA12
-844,93	4,514		SEC	0	0			
-209,54	51,89		SPC	0	0			
17,18	9,976	30x30	SET	1.17	0	7,2	9.05	8HA12
-458,15	0,471		SEC	0	0			
-156,58	30,398		SPC	0	0			

Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Nature	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs.
-163,6	-0,403	14.2	SET	0,78	12,4	15	348	vérifiée
-805,56	1,205		SEC	4,05	60.6	15	348	vérifiée
-360,2	17,238		SEC	2,78	39.8	15	348	vérifiée
-83,06	0,281	10.68	SET	0.45	6.72	15	348	vérifiée
-613,78	3,256		SEC	3.41	50.7	15	348	vérifiée
-109,25	14,026		SPC	1.52	20.9	15	348	vérifiée
6,4	0,119	9.05	SET	0,04	0,6	15	348	vérifiée
-333,07	0,326		SEC	1.8	27	15	348	vérifiée
-13,06	13,789		SPC	1.31	38.2	15	348	vérifiée

**VIII-3) Ferrailage des voiles :**

Le voile est un élément structural de contreventement, considéré comme une console encadrée à sa base, soumis à des forces verticales et autres horizontales dues aux séismes.

Les sollicitations présentes dans le voile sont :

- Un moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, le calcul des armatures se fera en flexion composée et au cisaillement, pour cela on prévoit :

- ① Des aciers verticaux.
- ③ Des aciers horizontaux.
- ③ Des aciers transversaux.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles que nous allons ferrailer par zones.

- Zone 1: RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage .
- Zone 2: 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, et 5<sup>ème</sup> étage ;
- Zone 3 : 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage.

Les différentes combinaisons exigées à prendre :

- Selon le RPA 99 version 2003 : 
$$\begin{cases} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0,8G \pm E} \end{cases}$$
- Selon le BAEL 91 modifié 99 : 
$$\begin{cases} \mathbf{1,35G + 1,5Q} \\ \mathbf{G + Q} \end{cases}$$

**VIII-3-1) Etude de la section soumise à la flexion composée :**

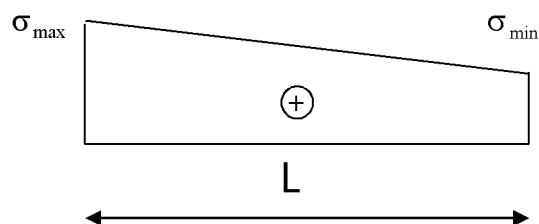
Dans notre cas, les contraintes sont tirées directement à partir du fichier résultat sont donné par le logiciel ETABS.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

**a) Section entièrement tendue :**

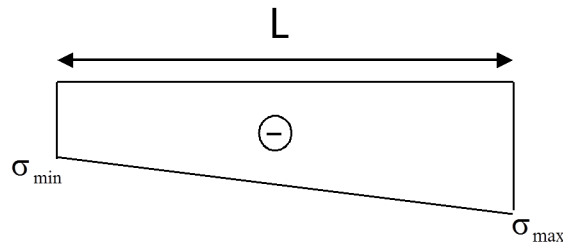
Dans ce premier cas, la longueur tendue "L<sub>t</sub>" est égale à "L" et l'effort de traction est égale à :

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot L \cdot e$$



**b) Section entièrement comprimée :**

Dans ce deuxième cas, on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum).

**c) Section partiellement comprimée :**

Dans ce premier cas, la longueur tendue "L<sub>t</sub>" est calculée à partir des triangles semblables :

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

Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

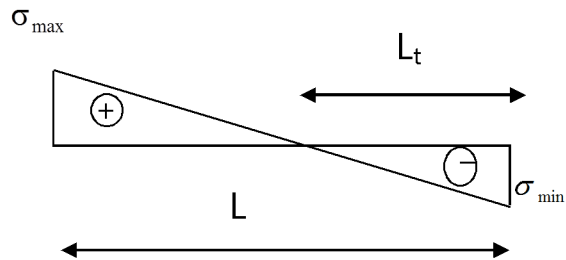


Fig.VI-3-2: Diagrammes de contrainte

**VIII-3-2) Armatures dans le trumeau :****a) Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N}{\sigma_s} \quad \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.}$$

**- Armatures minimales :**

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

**b) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Globalement dans la section de voile :  $A_H \geq 0.15\%.B$

En zone courante :  $A_H \geq 0.10\%.B$

B : Section du béton.

$A_v$  : Section d'armature verticale.

**c) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

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

**d) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1.4 \times V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**e) Armatures pour les potelet :**

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

**f) Disposition constructive :**

• **Espacement :**

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, l'espacement des barres doit être inférieur à la plus petites des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5 e \\ S \leq 30 \text{ [cm]} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

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

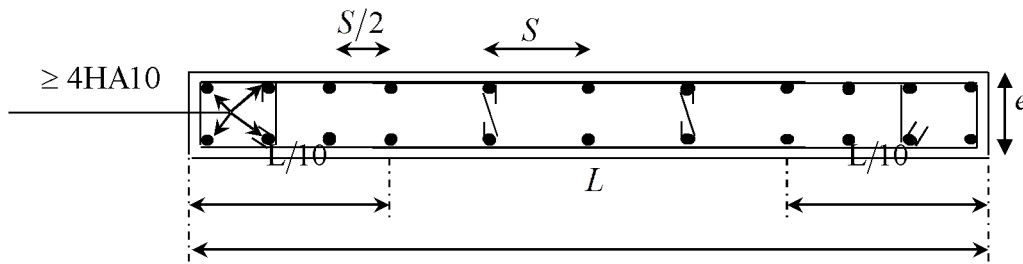
• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

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

• **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser de  $\frac{1}{10}$  l'épaisseur du voile.



**Fig. VII-3-2) :** Ferrailage des trumeaux.

### VIII-3-4) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du trumeau VL1 (Zone I).

#### a) Caractéristique géométrique :

$$L = 1,80\text{m} ;$$

$$e = 0,2\text{m} ;$$

$$B = 0,36\text{m}^2.$$

#### b) Sollicitations de calcul :

$$\sigma_{\max} = 3816,83 [\text{KN} / \text{m}^2] \quad \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

$$\sigma_{\min} = -6518,21 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$T = +624,83 [\text{KN}]$$

$$N_s = -504,63 [\text{KN}]$$

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

$$d \leq \min \left( \frac{he}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3816,83}{3816,83 + 6518,21} \times 2,00 = 0,66\text{m}$$

Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1,80 - 0,660 = 1,14\text{m}$$

Calcul de la longueur (d2)

$$d \leq \min \left( \frac{4,08}{2} ; \frac{2}{3} 0,66 \right) = \min(2,04 ; 0,44)$$

Soit un tronçon :

$$d = \frac{L_t}{2} = 0,57\text{m}$$

**1<sup>ere</sup> bande :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = 3259,105 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 557,30 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{557,30}{40} = 13,93 \text{ cm}^2$$

**2<sup>eme</sup> bande :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} (Lt - d) \times e = \frac{3259.105}{2} (1.14 - 0.57) \times 0.2 = 185,77 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{185,77}{40} = 4,64 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left( 0.2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (2,28 \text{ cm}^2, 5,96 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 5,96 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1.4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 624,83}{400 \times 10^{-1}} \Rightarrow A_{vj} = 24,05 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures calculées :**

$$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = \frac{13,93}{2} + \frac{24,05}{4} = 12,97 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = \frac{4,64}{2} + \frac{24,05}{4} = 10,65 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage adopte :**

$$A_1 = 7\text{HA}16 = 14,07 \text{ cm}^2,$$

$$A_2 = 7\text{HA}14 = 10,78 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 24,85$$

**a) Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \frac{14,07}{4} \Rightarrow A_h = 3,51 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 5,4 \text{ cm}^2$

Soit 7HA10 = 5,50 cm<sup>2</sup>/nappe

### - Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

#### -Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S \leq \{ 1,5 \times e ; 30 \text{ cm} \} = 30$$

$S = 10 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### VIII-3-3) Vérification :

##### ➤ Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :  $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée.

##### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

##### ➤ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} \quad \text{tel que } \tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{et } \bar{T} = 1,4 \cdot T$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

##### ➤ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que  $\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$

Avec  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}.$$

➤ **vérification des contraintes :**

$$\begin{aligned} \text{- BAEI 91 : } \tau_u &= \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{624,83 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 0,85 \text{ MPa} \\ \tau_u &= 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- RPA 2003 : } \tau_b &= \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 624,83 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 1,19 \text{ MPa} \\ \tau_b &= 1,19 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{504,63 \times 1000}{200 \times 1800 + 15 \times 2485} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

**Le ferrailage des voiles est résumé dans les tableaux si après :**

- des voiles dans le sens longitudinal:  
Tableau1 : (VL2, VL3, VL9, et VL10)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,825	1,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,36	0,365	0,36	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3816,83	924,82	2457,69	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6518,21	-4654,9	-3283,83	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	624,83	160,85	103,51	
	L <sub>t</sub> (m)	1,14	1,52	1,06	
	L <sub>c</sub> (m)	0,66	0,30	0,79	
	d (m)	0,57	0,761	0,529	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3259,105	2327,450	1641,915	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	557,30	531,54	260.60
		N <sub>2</sub>	185,77	177,179	86.865
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	13,93	13,29	6,51
		A <sub>v2</sub>	4,62	4,43	2,17
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )		24,05	6,19	3.99
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> /2+A <sub>v2</sub> /4	12,97	8,18	4,25
		A2=A <sub>v2</sub> /2+A <sub>v1</sub> /4	10.65	5,98	3,17
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,96	7,79	5,56
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	14,07	9,05	5,50
		Bande 2	10.78	7,92	4,71
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	7HA16	8HA12
Bande 2			7HA14	7HA12	6HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bande1	12cm	12cm	12cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3,41	4,65	4,73	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,51	2,26	1,37	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA10	7HA10	7HA10	
ep =15cm		A=5,50cm <sup>2</sup>	A=5.50cm <sup>2</sup>	A=5,50cm <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,85	0,490	0,311
		$\tau_b$ (MPa)	1,19	0,686	0,435
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-504,63	-332,47	-41,02
		$\sigma_b$ (MPa)	1,3	0,77	0,97

- des voiles dans le sens longitudinal: Tableau2 : (VL5, VL6, VL7, et VL8)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,3	1,325	1,35		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,26	0,265	0,27		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	891,53	789,75	2112,03		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3998,22	-3647,57	-3502		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	26,04	108,18	70,8		
	L <sub>t</sub> (m)	1,06	1,09	0,84		
	L <sub>c</sub> (m)	0,24	0,24	0,51		
	d (m)	0,531	0,545	0,421		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1999,110	1823,785	1751,000		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	318,75	297,96	221,18	
		N <sub>2</sub>	106,250	99,321	73,728	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	7,97	7,45	5,53	
		A <sub>v2</sub>	2,66	2,48	1,84	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,00	4,16	2,73	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> /2+A <sub>vi</sub> /4	4,23	4,76	3,44	
		A2=A <sub>v2</sub> /2+A <sub>vi</sub> /4	2,91	3,52	2,52	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,58	5,72	4,42	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	5,65	5,65	4,71	
		Bande 2	3,93	3,93	3,93	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	5HA12	5HA12	6HA10
			Bande 2	5HA10	5HA10	5HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bande1	12cm	12cm	12cm	
		Bande 2	12cm	12cm	12cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3,19	4,65	4,73		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		1,41	1,41	1,00		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA10	7HA10	7HA10		
ep =15cm		A=5,50cm <sup>2</sup>	A=5.50cm <sup>2</sup>	A=5,50cm <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,111	0,454	0,291	
		$\tau_b$ (MPa)	0,156	0,635	0,408	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-555,76	-390,06	-95,54	
$\sigma_b$ (MPa)		2,0	1,4	0,33		

Tableau3 :VL1, VL2,

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,8	0,825	0,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,16	0,165	0,17	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	649,91	849	3076,51	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4310,2	-4685,66	-3891,05	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	16,34	58,22	45,89	
	L <sub>t</sub> (m)	0,70	0,70	0,47	
	L <sub>c</sub> (m)	0,10	0,13	0,38	
	d (m)	0,348	0,349	0,237	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2155,100	2342,830	1945,525	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	224,73	245,45	138,53
		N <sub>2</sub>	74,909	81,817	46,176
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	5,62	6,14	3,46
		A <sub>v2</sub>	1,87	2,05	1,15
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,63	2,24	1,77
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4	2,96	3,63	2,17
		A2=A <sub>v2</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4	2,02	2,61	1,60
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,65	3,67	2,49
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	3,93	3,93	3,14
Bande 2		3,14	3,14	3,14	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	5HA10	5HA10	4HA10
		Bande 2	4HA10	4HA10	4HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	10cm	10cm	10cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		2,09	4,65	4,73
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		1.00	1.00	1.00
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA10	6HA10	6HA10
ep =15cm		A=4,71cm <sup>2</sup>	A=4,71cm <sup>2</sup>	A=4,71cm <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,113	0,392	0,300
		$\tau_b$ (MPa)	0,159	0,549	0,420
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-504,63	-354,43	-65,78
		$\sigma_b$ (MPa)	2,9	0,19	0,36

- des voiles dans le sens transversal: Tableau3 : (VT3, VT4, VT5, et VT6)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,7	2,75	2,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,54	0,55	0,56	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3637,24	2442,34	3641,4	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6293,53	-4712,63	-4134,34	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	847,51	241,75	158,14	
	L <sub>t</sub> (m)	1,71	1,81	1,49	
	L <sub>c</sub> (m)	0,99	0,94	1,31	
	d (m)	0,856	0,906	0,744	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3146,765	2356,315	2067,170	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	807,66	640,20	461,63
		N <sub>2</sub>	269,221	213,399	153,875
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	20,19	16,00	11,54
		A <sub>v2</sub>	6,73	5,33	3,85
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		32,63	9,31	6,09
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> /2+A <sub>vi</sub> /4	18,25	10,32	7,29
		A2=A <sub>v2</sub> /2+A <sub>vi</sub> /4	14,88	7,66	5,37
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,98	9,51	7,82
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	29,4	10,78	7,92
		Bonde 2	15,83	7,92	6,28
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	6HA20	7HA14
Bonde 2			5HA20	7HA12	7HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	12 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	14cm	10cm	10cm
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		5,13	4,65	4,73	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,56	2,58	1,82	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA10	7HA10	7HA10	
ep =15cm		A=5,50cm <sup>2</sup>	A=5.50cm <sup>2</sup>	A=5,50cm <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,744	0,488	0,314
		$\tau_b$ (MPa)	2,441	0,684	0,439
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-889,82	-390,06	-88,71
$\sigma_b$ (MPa)		1,5	0,66	0,15	

# CHAPITRE IX

## Etude de l'infrastructure

**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.

**IX.1. Choix du type de 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);
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et 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 admissible de 4 bars.

**IX 1.1. Dimensionnement :**

**a) Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

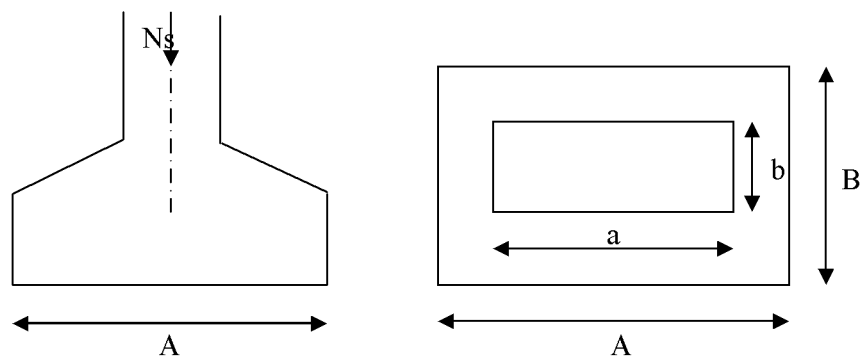


Figure X.1 : Dimensions d'une fondation

**Exemple de calcul:**

$$N_{ser} = 805.56 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 1,41 \text{ m}$$

**Remarque**

Puisque notre structure est de R+9 on a pensés à des semelles filantes :

**b) Semelles filantes :**

**b.1) semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

**Q** : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.4\text{MPa}$ )

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens longitudinal :**

**Tableau IX.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux**

Voile	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> ) = B xl	$\sum Si$ (m <sup>2</sup> ) = B xl
V <sub>L1,2</sub>	662.29	1	1.66	1.66	1.66x2
V <sub>L3,4</sub>	1218.65	2	1.52	3.04	3.04x2
V <sub>L5,6</sub>	866.15	1,5	1.44	2.16	2.16x2
V <sub>L7,8</sub>	866.15	1,5	1.44	2.16	2.16x2
<b>somme</b>					<b>18.04</b>

**Sens transversal :**

**Tableau IX.2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

Voile	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> ) = B xl	$\sum Si$ (m <sup>2</sup> ) = B xl
V <sub>L1,2</sub>	1231.27	3.10	0.99	3.07	3.07x2=6.15

$$\Rightarrow S_v = \sum S_i = 24.19\text{m}^2$$

### b.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 telle 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 de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

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

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

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

$$\text{Détermination de la largeur de la semelle : } B \geq \frac{q\left(\frac{l}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

• **Exemple de calcul :**

**Charges transmises par le portique :**

**Tableau IX.3 : Détermination de la résultante des charges**

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	$e_i$ (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	$M_i$ (KN.m)
<b>C 10</b>	339.76	6	2038.56	-0.777
<b>C9</b>	447.11	2.7	1207.19	-0.955
<b>C8</b>	805.56	-0.10	-80.55	-2.102
<b>C7</b>	470.1	-3.2	-1457.21	0.703
<b>C6</b>	477.42	-6.2	-2960.00	0.187
	$\sum N_s = 2539.95$		<b>-1251.46</b>	<b>-2.94</b>

**1) La charge totale transmise par les poteaux :**

$$\sum N_s = 2539.95 \text{ KN}$$

**2) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :**

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \implies e = -0.49 \text{ m.}$$

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

$$e = -0.49 < \frac{L}{6} = \frac{12.40}{6} = 2.06 \text{ m} \implies \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{2539.95}{12.40} \times \left( 1 + \frac{6 \times -0.49}{12.40} \right) = 253.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{2539.95}{12.40} \times \left( 1 - \frac{6 \times -0.49}{12.40} \right) = -253.40 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{2539.95}{12.40} \times \left(1 + \frac{3 \times -0.49}{12.40}\right) = 180.55 \text{ KN/ml}$$

#### 4) Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{180.55}{400} = 0.45 \text{ m} \quad \Rightarrow B = 1.00 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1.00 \times 12.40 = 12.40 \text{ m}^2$$

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.

$$S_T = 5 \times 12.40 + 24.19 = 86.19 \text{ m}^2$$

#### Remarque :

$$S_{bat} = 217.6 \text{ m}^2.$$

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

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{86.19}{217.6} = 0.3960$$

⇒ La surface totale des semelles représente 39.60 % de la surface totale du bâtiment.

( $S_s < 50\% S_T$ ), ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

#### .IX. 1.2) -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 : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

b = 0.40m pour les poteaux et 0.20m pour les voiles.

#### 1.3 .Semelles filantes sous voiles :

$$h_s \geq \frac{100 - 20}{4} + 5 = 25 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur  $h_s = 30 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : **B = 100 cm** **hs = 30 cm**

#### 1. 4. Semelles filantes sous poteaux :

$$h_s \geq \frac{100 - 40}{4} + 5 = 20 \text{ cm}$$

On prend : **hs = 30cm**

#### 1.5. Vérification des contraintes réelles :

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) = \frac{2539.95}{12.40} \left(1 + \frac{3 \times (-0.49)}{12.40}\right) = 180.55 \text{ kN/ml}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{q_s^{1/4}}{B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{180.55}{1} = 180.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 180.55 < \bar{\sigma}_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

### . - IX. 2 Etude de la poutre de rigidité :

#### • Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur :  $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur :  $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$

$L$  étant la plus grande portée dans le sens étudié :  $L = 4.6 \text{ m}$

• **La hauteur :**  $\frac{460}{9} \leq h_p \leq \frac{460}{6} \Rightarrow 51.11 \leq h_p \leq 76.66$

On adopte une hauteur  $h_p = 60 \text{ cm}$

• **La largeur :**  $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 20 \leq b_p \leq 40 \text{ cm}$

• Soit  $b_p = 40$   
 $h = 60 \text{ cm}$   
 $b = 40 \text{ cm}$   
 $d = h - c = 55 \text{ cm}$

### . IX. 2.1 Ferrailage de la poutre (ELU) :

Poteau	$N_U$ (KN)	M (KN.m)	e (m)	$N_U * e$
C22	308.27	-6.529	8.3	2558.64
C17	470.1	0.703	3.7	1739.37
C12	500.24	-0.655	0	0
C7	470.1	0.703	-3.7	-1739.37
C2	308.27	6.52	-8.3	-2558.64
SOMME	2056.98	0.74		0

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_u} = \frac{0 + (0.742)}{2056.98} = -0.00036 \text{ m}$$

- **Calcul de la charge uniforme :**

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left( 1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{2056.98}{16.6} \left( 1 + \frac{3 \times (-0.00036)}{16.6} \right) = 123.90 \text{ kN / ml}$$

### IX. 2.2\_ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

#### ➤ **Domaine d'application :**

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

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

**Charge permanente :**  $G_{\text{bat}} = 19939.08 \text{ KN}$ .

**Surcharge d'exploitation :**  $Q_{\text{bat}} = 3534.58 \text{ KN}$ . Avec G (poids de la structure) (**condition vérifiée**).  
Bâtiment à usage d'habitation et commercial donc fissuration non préjudiciable. **Condition vérifiée**.

-Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.  $\Rightarrow$  **La condition est vérifiée**.

-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.6}{3.7} = 1.24 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.7}{3.7} = 1 ; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.7}{4.6} = 0.80 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

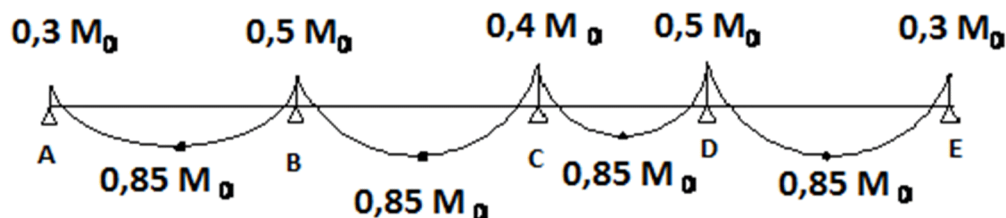
### IX. 2.3 Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{123.90 \times (4.6)^2}{8} = 327.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{123.90 \times (3.70)^2}{8} = 212.02 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{123.90 \times (3.70)^2}{8} = 212.02 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{123.90 \times (4.60)^2}{8} = 327.73 \text{ kN.m}$$



$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_t 28}{f_{bc}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 40 \times 55 \times 2,1}{142} = 7.48$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}}$$

#### IX. 2.4 Calcul des armatures :

##### ❖ Aux appuis

Tableau IX-2.4 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

Appui	M (kN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$	Observation	A (adoptée)
A	98.31	0,057	0.970	5.29	7.48	Au < Amin	5HA10+5HA12=9.58
B	163.86	0.095	0.950	9.01	7.48	Au > Amin	5HA12+5HA12=11.31
C	84.80	0.049	0.974	4.54	7.48	Au < Amin	5HA10+5HA12=9.58
D	163.86	0.095	0.950	9.01	7.48	Au > Amin	5HA12+5HA12=11.31
E	98.31	0,057	0,970	5.29	7.48	Au < Amin	5HA10+5HA12=9.58

En travée :

Tableau . IX. 2.4 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée :

Travée	$M_t$ (kN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$	Observation	A (adoptée)
AB	278.57	0.162	0.911	15.97	7.48	Au > Amin	5HA14+5HA16=17.75
BC	180.21	0.104	0.945	9.96	7.48	Au > Amin	5HA12+5HA14=12.72
CD	180.21	0.104	0.945	9.96	7.48	Au > Amin	5HA12+5HA14=10.67
DE	278.57	0.162	0.911	15.97	7.48	Au > Amin	5HA14+5HA16=17.75

**IX. 2.5 Vérification de la contrainte à l'ELS :**

- **Dans le béton :**

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} \quad \text{à partir des tableaux, on tire les valeurs de } k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

- **Calcul de la charge uniforme :**

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T} \left( 1 + \frac{3es}{L_T} \right) = \frac{2539.95}{16.6} \left( 1 + \frac{3 \times (-0.00036)}{16.6} \right) = 152.99 \text{ kN / ml}$$

**IX. 2.6 Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{152.99 \times (4.60)^2}{8} = 404.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{152.99 \times (3.70)^2}{8} = 261.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{152.99 \times (3.70)^2}{8} = 261.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{152.99 \times (4.60)^2}{8} = 404.68 \text{ kN.m}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

**Aux appuis :****Tableau IX. 2.6 : Vérifications des contraintes**

Appui	M <sub>s</sub> (kN.m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Observation
<b>A</b>	121.40	0.299	0,914	43.14	8.52	15	Vérifiée
<b>B</b>	121.40	0.299	0,914	43.14	8.52	15	Vérifiée
<b>C</b>	104.72	0.256	0.920	47.50	7.71	15	Vérifiée
<b>D</b>	121.40	0.299	0,914	43.14	8.52	15	Vérifiée
<b>E</b>	121.40	0.299	0,914	43.14	8.52	15	Vérifiée

## ❖ En travée

Tableau IX. 2.6 : Vérifications des contraintes en travée.

Travée	M <sub>s</sub> (kN.m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Observation
AB	343.97	0.920	0.865	22.04	14.59	15	Vérifiée
BC	222.53	0.568	0.888	29.64	12.97	15	Vérifiée
CD	222.53	0.568	0.888	29.64	12.97	15	Vérifiée
DE	343.97	0.920	0.865	22.04	14.59	15	Vérifiée

## IX. 2.7 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u \min\{0,13f_{c28}, 4MPa\} = 3,25MPa \quad \text{«Fissuration non préjudiciable »}$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{123.90 \times 4.6}{2} = 284.97 kN \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{284.97 \times 10^3}{400 \times 550} = 1.29 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## • Armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min(1.71; 4; 1) cm$$

$$\phi_t \leq 14cm \quad \text{on prend } \phi_t = 10mm$$

On adopte un cadre et un étrier de HA10, soit **4 HA10= 3.14cm<sup>2</sup>**

## • L'espacement maximum entre les armatures transversales :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30cm\right) \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \min(15; 12 \phi_l; 30cm)$$

on prend : **S<sub>t</sub>=10cm**

$$S'_t \leq h/2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$S'_t \leq \frac{60}{2} = 30cm \quad \text{on prend : S<sub>t</sub>=25cm}$$

## IX. 2.8 Vérification des Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 S_t \cdot b = 0.003 \times 25 \times 40 = 3$$

$$A_t = 3.14 > 3 \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

## IX. 2.9 Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 d \sigma_{st}}$$

$$N_{uf} = Bxq^4 \times 100 = 180.55 \times 1 \times 1 \text{ m} = 180.55 \text{ kn}$$

$A_B$  est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ).

$$A_B = 7.07 \text{ cm}^2$$

Ce qui nous donne

On prend **5 HA 14 = 7.70  $\text{cm}^2/\text{ml}$**

$$\text{Armatures de répartition : } A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 10 = 3,14  $\text{cm}^2$ .**

### IX. 3 Ferrailage de la semelle sous mur ( $V_{II}$ ) :

- **Dimensionnement :**

$$N_s = 253995 \text{ kN} ; L = 16,6 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 400 \text{ MPa}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{2539.95}{400 \times 16,6} = 0.40 \text{ m}$$

On prend :  $B = 100 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{100-20}{4} + 5 = 25 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : **B = 100 cm, h = 30 cm, d = 25 cm.**

#### IX. 3.1 Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{2539.95}{1 \times 16,6} = 153.009 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 153.009 < \bar{\sigma}_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### IX. 3.2 Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 349158 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u(B-b)^2}{8 B} \Rightarrow M_u = \frac{2056.98 \times (1-0,2)^2}{8 \times 1} = 164.55 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0,9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{164.55 \times 10^3}{0,9 \times 55 \times 348} = 9.55 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{5 \text{ HA16} = 10.05 \text{ cm}^2}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Soient **5 HA 10 = 4,52 cm<sup>2</sup>**

### IX. 3.3 Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm) : Site de catégorie  $S_2$  et  $S_3$

-(30 cm × 30 cm) : Site de catégorie  $S_4$

On adoptera pour notre cas une section de **(25 X 30)**.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec  $N$  : égale à la valeur maximale des charge verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- **Armatures longitudinales :**

$$N = 470,1 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2 est 3)}$$

$$F = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{470,1}{15} = 31,34 \text{ kN}$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 25 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml**

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \min}\right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(0,85; 2,5; 1,2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0,85 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

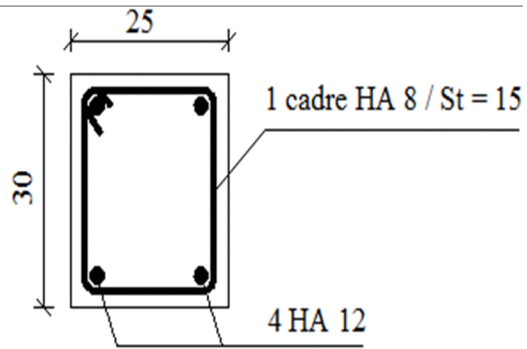
- **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20; 21) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Remarque**

après le calcul de la 2<sup>ème</sup> partie des fondations(17m x 9.10m ) on adopter le même Ferrailage que la 1<sup>ère</sup> partie.

# CHAPITRE X

*Etude de mur plaque*

**Introduction :**

Le voile plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

**X.1. Pré- dimensionnement :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25cm.

**X.2. Détermination des sollicitations :**

Dans notre cas on a un sol pulvérulent ( $\varphi \neq 0, c = 0$ ), notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

$K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**X.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

Surcharge du bâtiment :  $q = 9 \text{ KN} / \text{m}^2$

Charge permanent du bâtiment :  $G = 51.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

Calcul de  $K_0$  :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) = 0.50$$

**➤ calcul des sollicitations :**

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 [1.35(\gamma \times h + G) + (1.5 \times q)]$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times [(1.35 \times 51.5) + (1.5 \times 9)] = 41,51 \text{ KN} / \text{m}^2$$

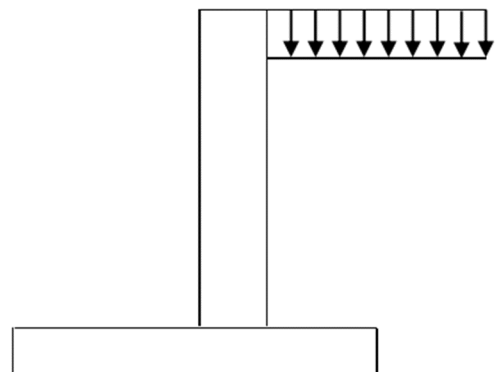
$$h = 7,14 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 [1.35 \times (18 \times 7.14 + 51.5) + (1.5 \times 9)] = 128,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

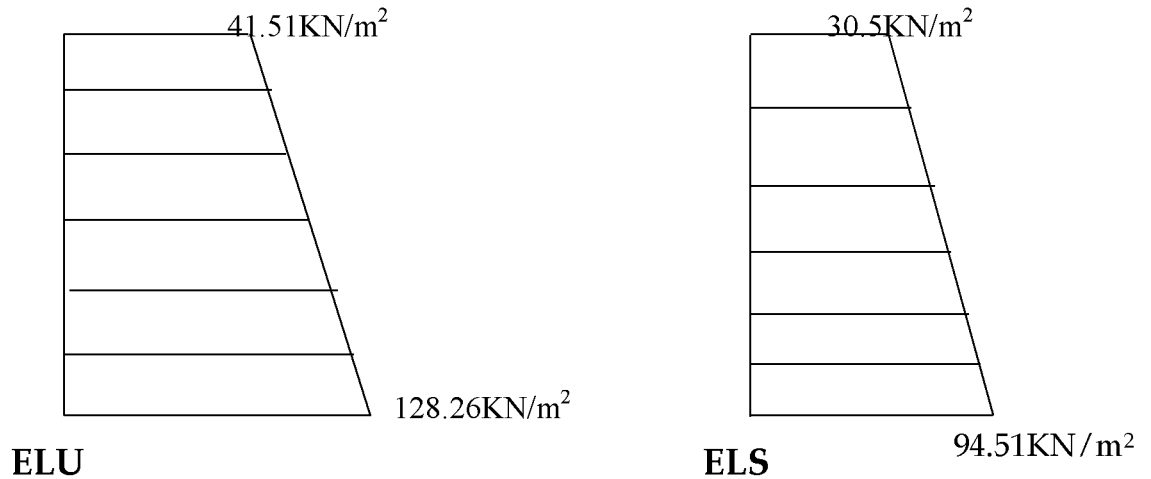
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 [(\gamma \times h + G) + q]$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 [51.5 + 9] = 30,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 7,14 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 [(18 \times 7.14 + 51.5) + 9] = 94.51 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ ELS :





### Diagrammes des contraintes au repos

#### ✚ Charges moyennes au repos:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

➤ ELU :

$$q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 106.57 \text{ kN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 78.50 \text{ kN/ml}$$

### X.4. Ferrailage du voile plaque de soutènement :

#### ❖ Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un côté et simplement appuyé des deux autres

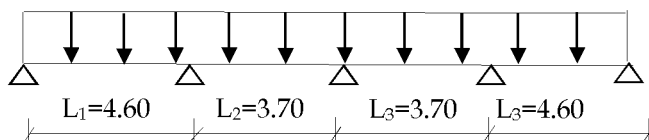
- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

#### ❖ Schémas statiques :

- Dans le sens xx' :

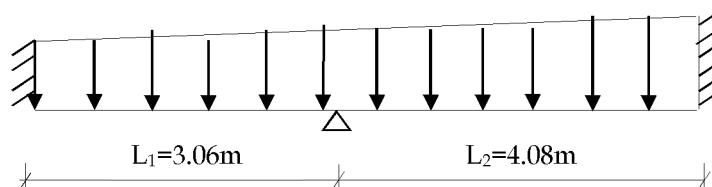
106.57 kN/ml	q <sub>s</sub> = 78.50 kN/ml
--------------	------------------------------



- Dans le sens  $zz'$  :

$q_u=41.51\text{KN/ml}$	$q_s=30.5\text{KN/ml}$
-------------------------	------------------------

$Q_u=128.26\text{KN/ml}$	$Q_s=94.51\text{KN/ml}$
--------------------------	-------------------------



❖ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS .les résultats sont représentés dans les figures ci-après.

✚ Dans le sens  $zz'$  (ELU) :armatures verticales.

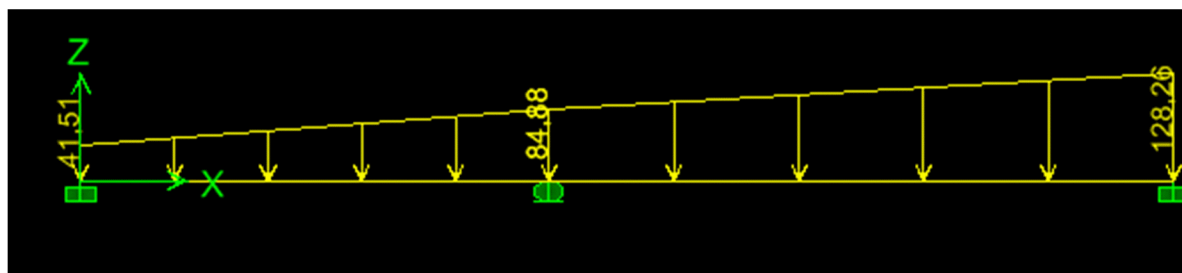


Fig VIII.6.chargement du mur plaque à L'ELU.

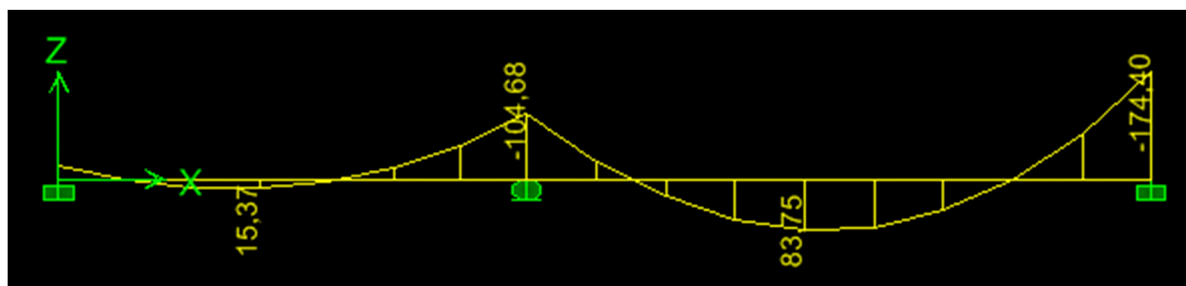


Fig .VIII.4.Diagramme des moments du mur plaque à L'ELU

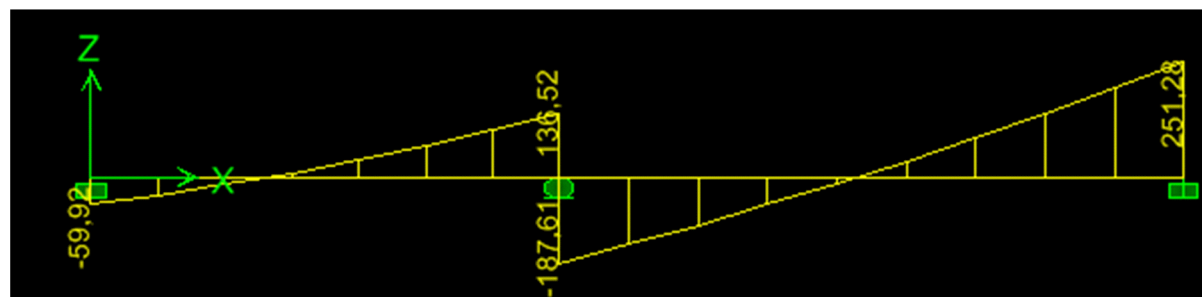


Fig VIII.5.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU

ELS :

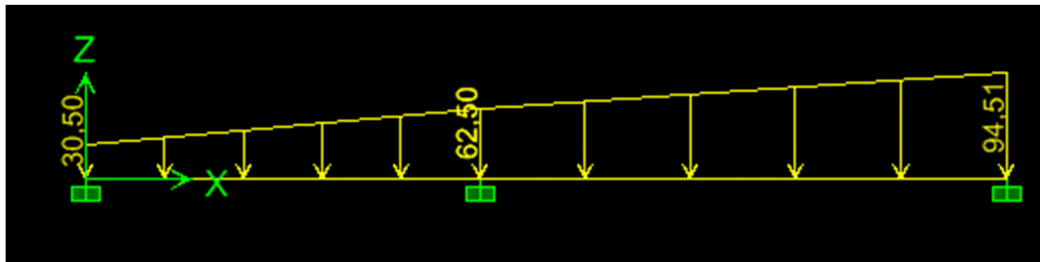


Fig VIII.6.chargement du mur plaque à L'ELS.

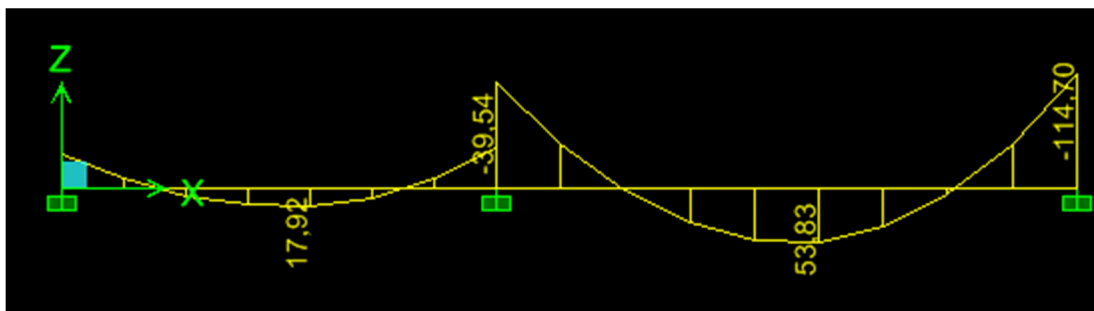


Fig.VIII.7.Diagrammes des moments fléchissants à L'ELS.

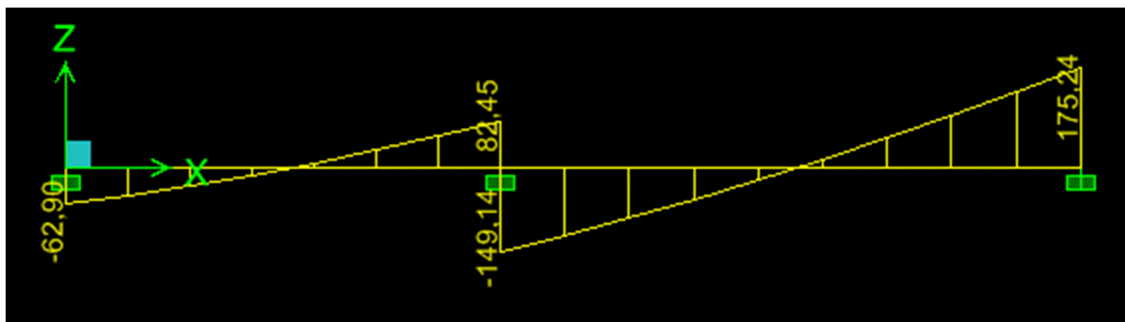


Fig .VIII.8.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELS

✚ Dans le sens  $xx'$  (ELU) :Horizontale.

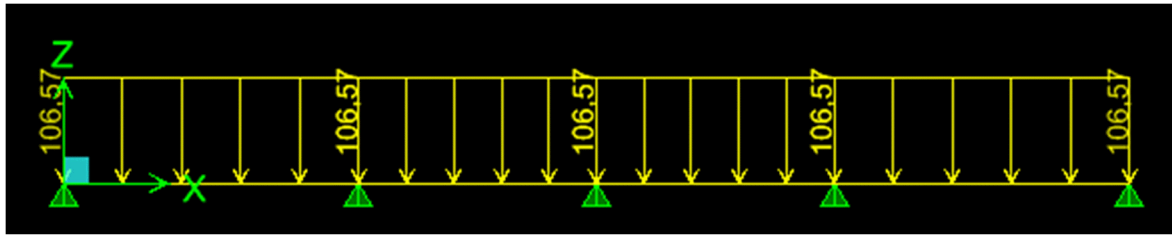


Fig. VIII.9:Chargement de mur plaque à L'ELU.

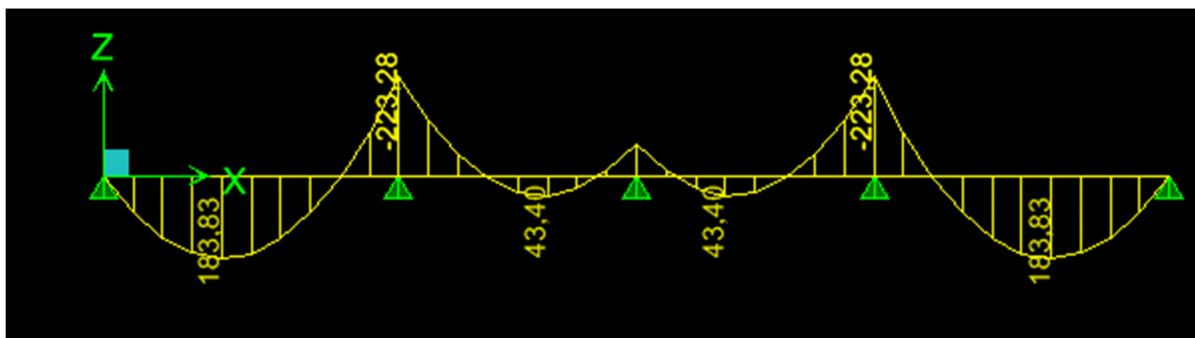


Fig . VIII.10.Diagramme des moments du mur plaque à L'ELU.

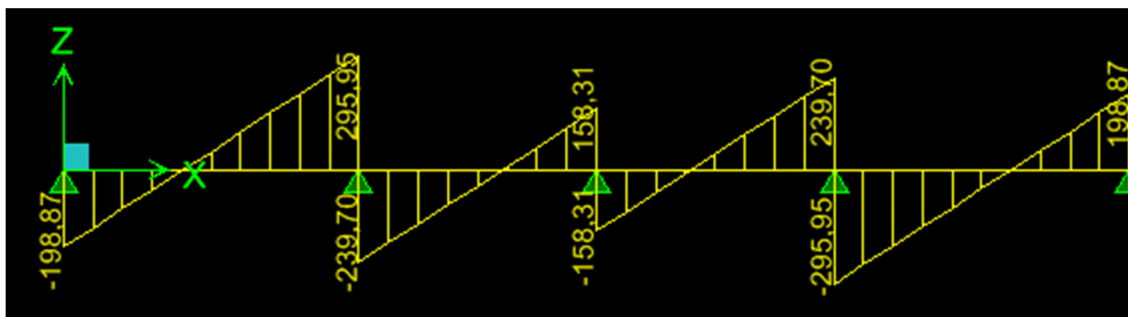


Fig . VIII.11.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU.

ELS.

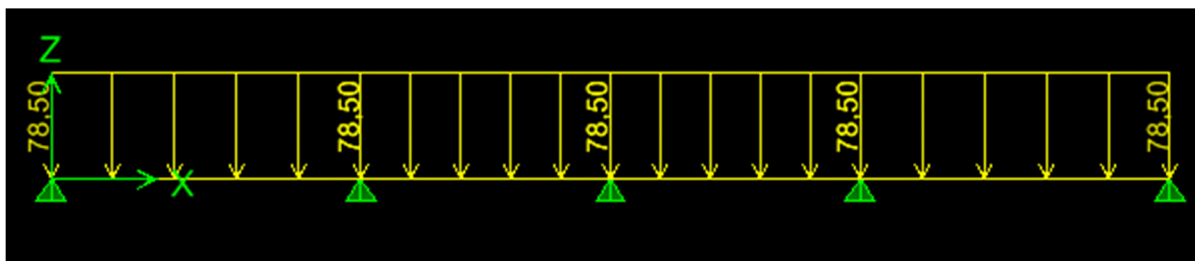


Fig. VIII.12.chargement du mur plaque à L'ELS.

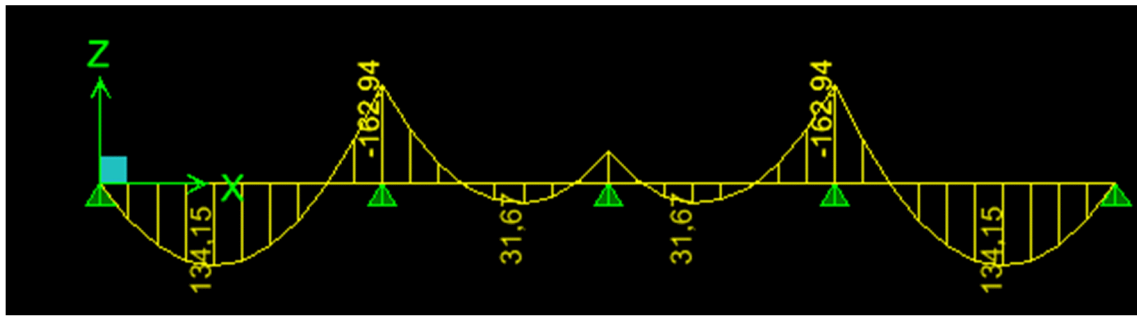


Fig.VIII.13.Diagrammes des moments fléchissants à L'ELS.

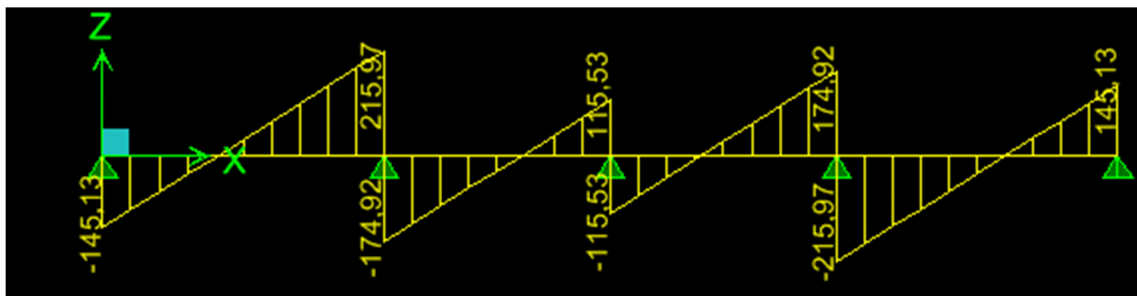


Fig.VIII.14.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELS .

**X.5. Ferrailage à l'ELU**

❖ **Les armatures longitudinale:**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et au travée

Calcul des sections d'armatures :

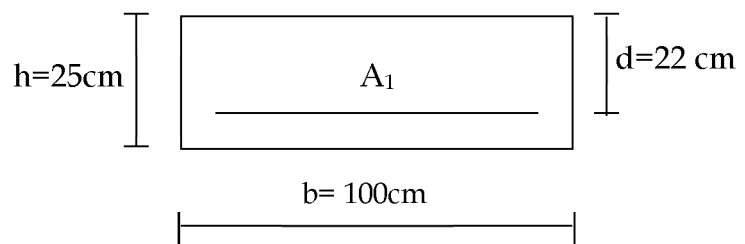


Fig .III.15. une section rectangulaire d'une bande de

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=25cm).

✚ **Armature dans le sens x-x :(Horizontale)**

$M_{max}=223.28KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{xx'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{223.28 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,324 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0,324 \Rightarrow \beta = 0.797$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{223.28 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0,797} = 36,59 \text{ cm}^2$$

On opte pour **12HA20=37.70 cm<sup>2</sup>/ml** ; avec **St= 9cm**.

#### 🚧 Armature dans le sens z-z :(Verticale)

**En appuis : M<sub>max</sub> =174.40KN.m**

$$\mu_u = \frac{M_{yy'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{174.40 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,253 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,253 \Rightarrow \beta = 0.852$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{174.40 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.852} = 26.73 \text{ cm}^2$$

On opte pour **9HA20=28.27cm<sup>2</sup>/ml** ; avec **St= 12 cm**.

#### a)Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\text{Armatures principales} \longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

Dans le sens xx' :

$$St=9 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Dans le sens zz' :

$$St=12\text{cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### b)Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

❖ Dans le sens  $xx'$  :

$$A_{ad} = 36.59 \text{ cm}^2 > 2.66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ Dans le sens  $zz'$

$$A_{ad} = 26.73 \text{ cm}^2 > 2.66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

c) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,15 \cdot f_{c25}}{\gamma_d}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :

Pour les fissurations préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$

❖ Calcul de  $\tau_u^{\max}$  :

$$V_{\max} = 295.95 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{295.95 \times 10^3}{1000 \times 220} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 1.34 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Entraînement des barres : (Art.A.6.1.3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de

❖ Dans le sens  $xx'$  :  $V_{\max}=295.95\text{KN}$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 12 \times 20 = 753.60 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{295.95 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 753.60} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{1.98\text{Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres } \checkmark$$

❖ Dans le sens  $zz'$  :  $V_{\max}=251.28\text{KN}$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 9 \times 20 = 565.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{251.28 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 565.2} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{2.24\text{Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres}$$

### X.7. Vérification à l'ELS :

- Vérifications des contraintes (BAEL 91/Art.A.4.5.2)

Si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ ----- (I) Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x:

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{162.94 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.237$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{223.28}{162.94} = 1,37$$

$$\alpha = 0,34 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens z-z:**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{114.70 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,166$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,229$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{174.40}{114.70} = 1,52$$

$$\alpha = 0,229 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,510 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la flèche :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b \cdot d} < 4.2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$A_s$  : Section adoptée.

$f_e$  : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

$M_t$  : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

$M_0$  : Moment max isostatique ( $q_{\max} l^2 / 8$ ).

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{306} = \mathbf{0.08} > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s f_e}{b \cdot d} = \frac{37.70 \cdot 40}{100 \cdot 22} = \mathbf{0.68} < 4.2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{162.94}{10 \cdot 281,87} = \mathbf{0.057} < 0.08 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

# Conclusion générale

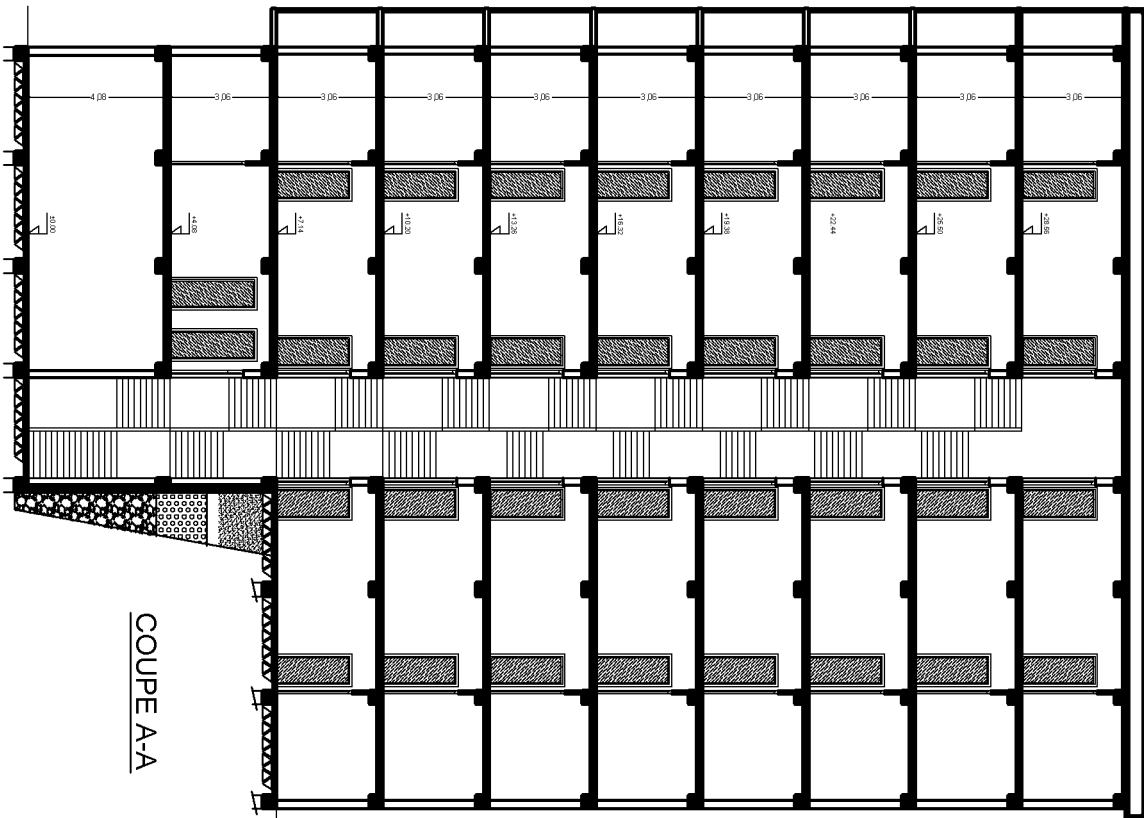
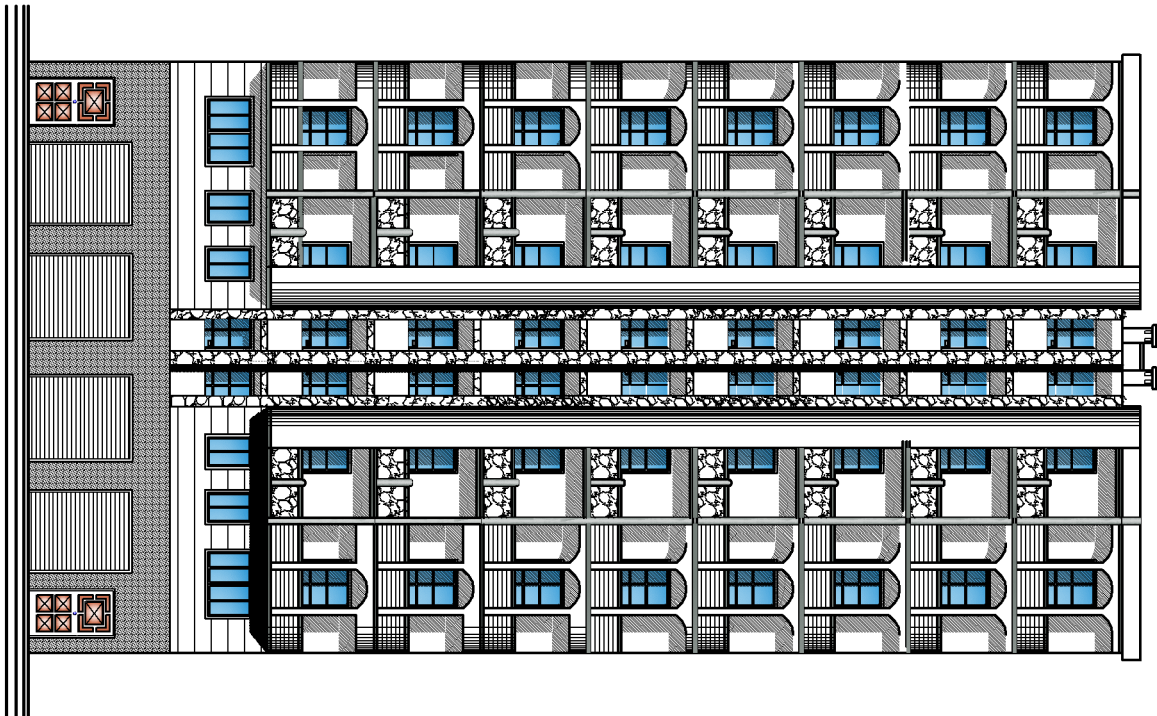
L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet est un prolongement de celui de la 3<sup>ème</sup> année universitaire (licence professionnelle), qui nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, à savoir :

- La modélisation avec le logiciel ETABS nous a permis d'apprendre beaucoup de choses à savoir :
  - ↳ Le comportement de la structure.
  - ↳ La période, les modes, les moments, les contraintes qui nous ont aidé dans le ferrailage de la structure.
  - ↳ Le choix de la disposition des voiles, celle-ci représente un facteur beaucoup plus important que leur quantité.
- La pratique des logiciels comme ETABS, EXCEL, AUTOCAD...
- Partager la structure en zones nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).

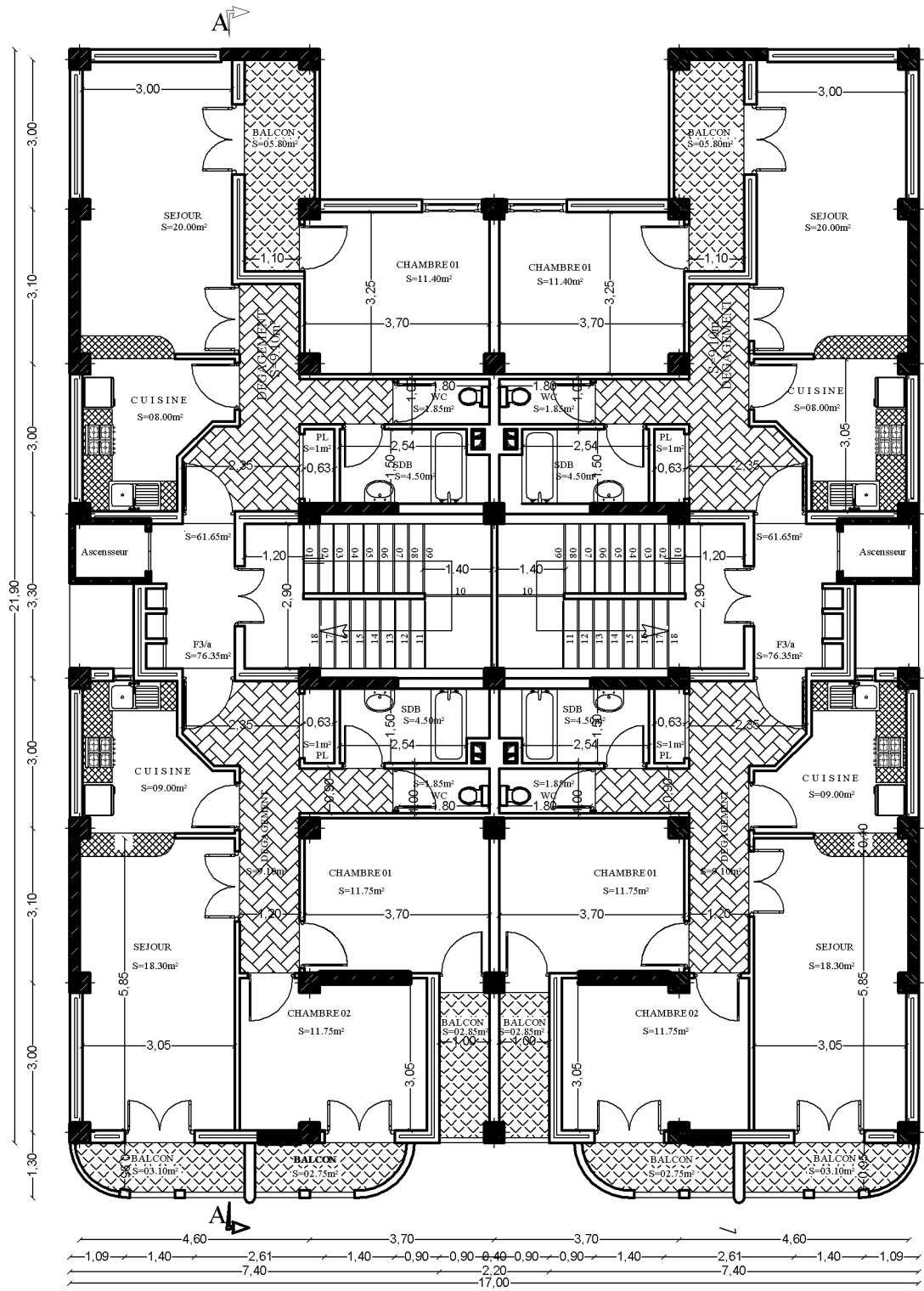
En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

FACADE PRINCIPALE



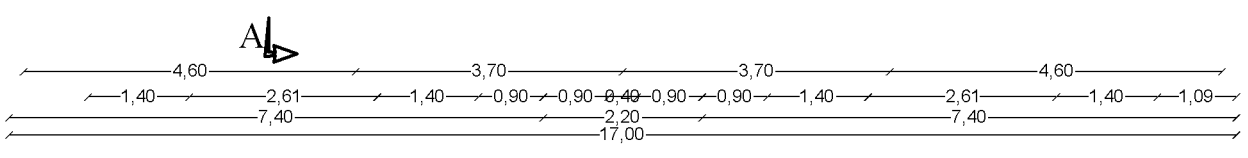
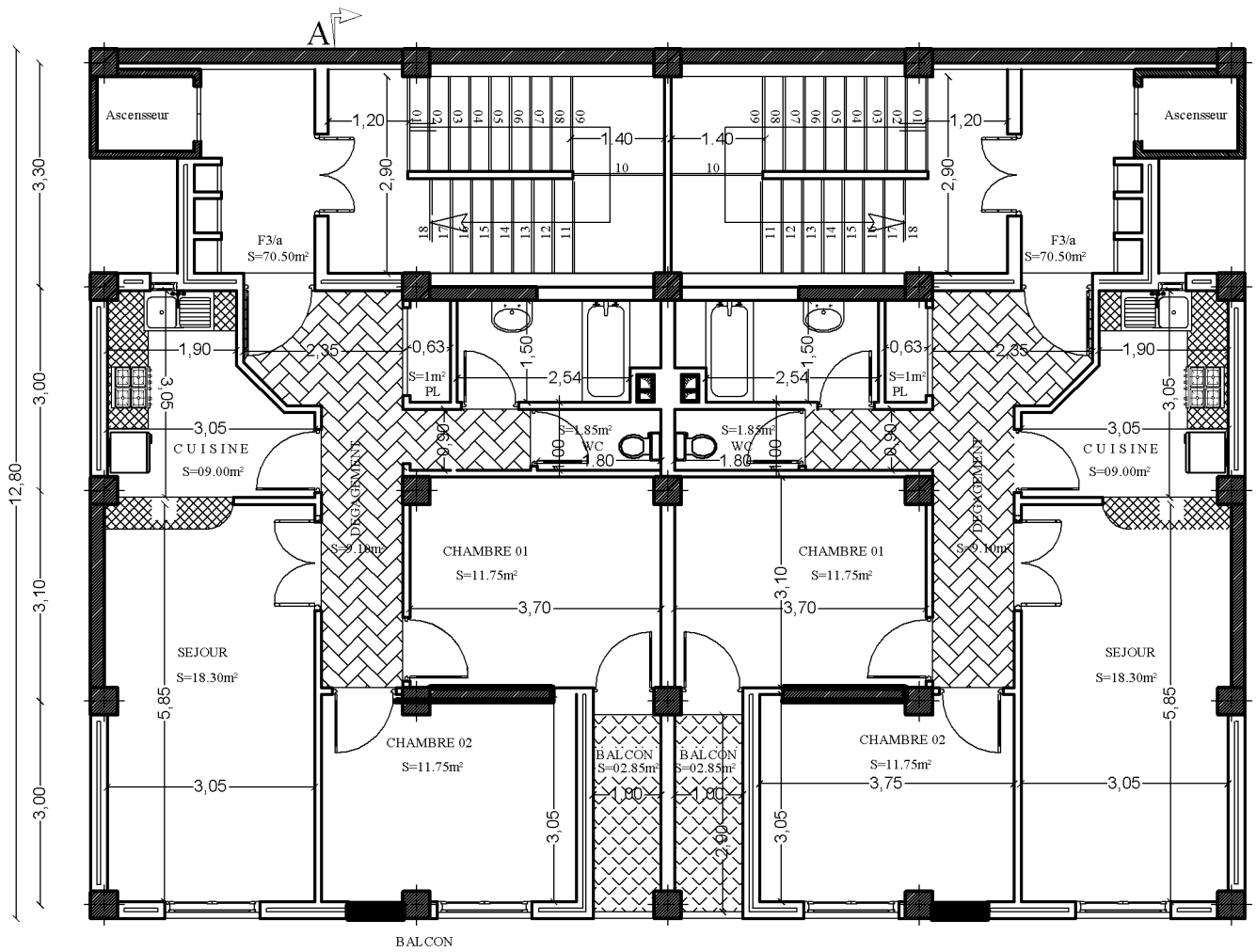
COUPE A-A

ACT U		Région Agglomération Démocratique de Populone N°09_1125/2020 Commune de TROUVON	
COURT ET COMMISSIONS EN CHARGE DE LA REVISION COMMUNALE		COURT ET COMMISSIONS EN CHARGE DE LA REVISION COMMUNALE	
CORRECTIONNELLE - COMMISSION D'ENQUETE		CORRECTIONNELLE - COMMISSION D'ENQUETE	
TITRE		VISA	
- FAÇADE PRINCIPALE		- FAÇADE PRINCIPALE	
- COUPE AA		- COUPE AA	
N° 003		N° 120	
Date		Date	
1/16		1/16	

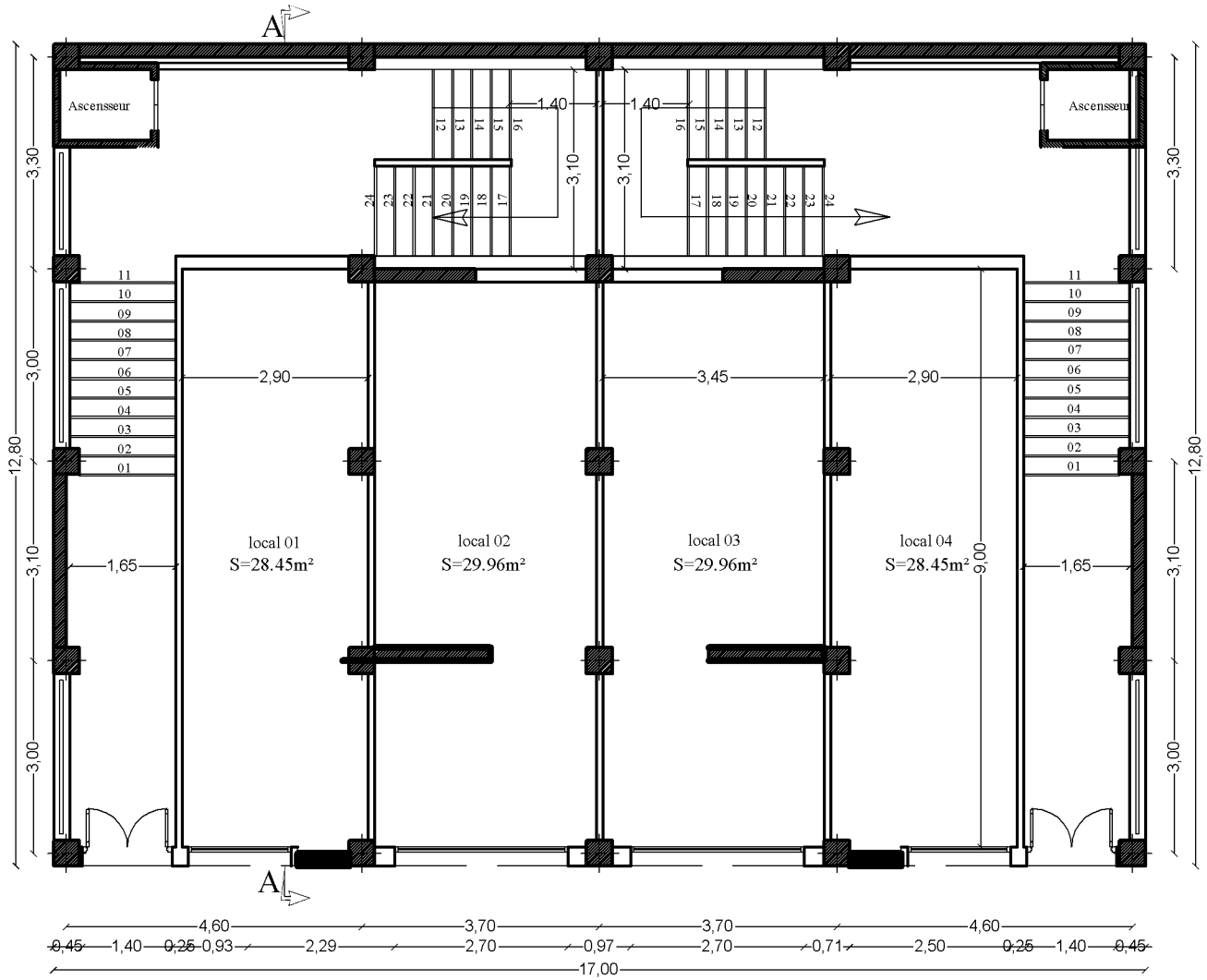


ACT.U	République Algérienne Démocratique et Populaire	
	Wilaya : TIZI-OUZOU Daïra : TIZI-OUZOU Commune : TIZI-OUZOU	
Cabinet des Techniques d'Architecture & d'Urbanisme ACT.U		
PROJET : Construction à usage d'Habitation et commercial en R+9		Dossier : Architecture
PROPRIÉTAIRE : COOPERATIVE PRIVEE		
TITRES	Plan de l'ETAGE COURANT (2,3,4,5,6,7,8 et 9)	
	VISA	
Date	/2012	Echelle 1 / 50
Modifications :		Numéro 4 / 6

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



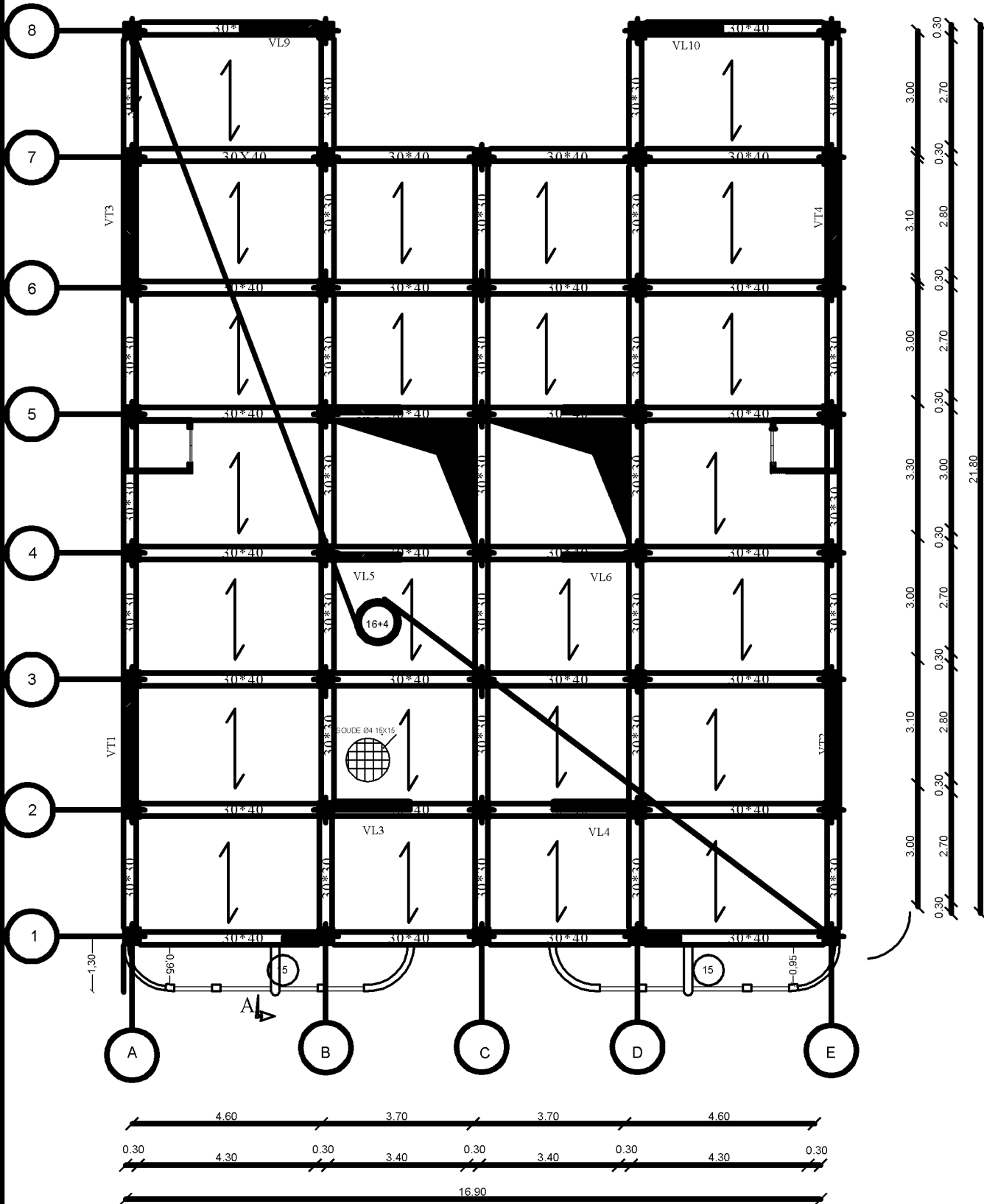
ACT.U	République Algérienne Démocratique et Populaire	
	Wilaya : TIZI-OUZOU Daira : TIZI-OUZOU Commune : TIZI-OUZOU	
Cabinet des Techniques d'Architecture & d'Urbanisme ACT.U		
PROJET : Construction à usage d'Habitation et commercial en R+9		Dossier : Architecture
PROPRIÉTAIRE : COOPERATIVE PRIVEE		
TITRES	- Plan du 1er ETAGE	
	VISA	
Date	/2012	Echelle 1 / 50
Modifications: .....		



## PLAN DU RDC

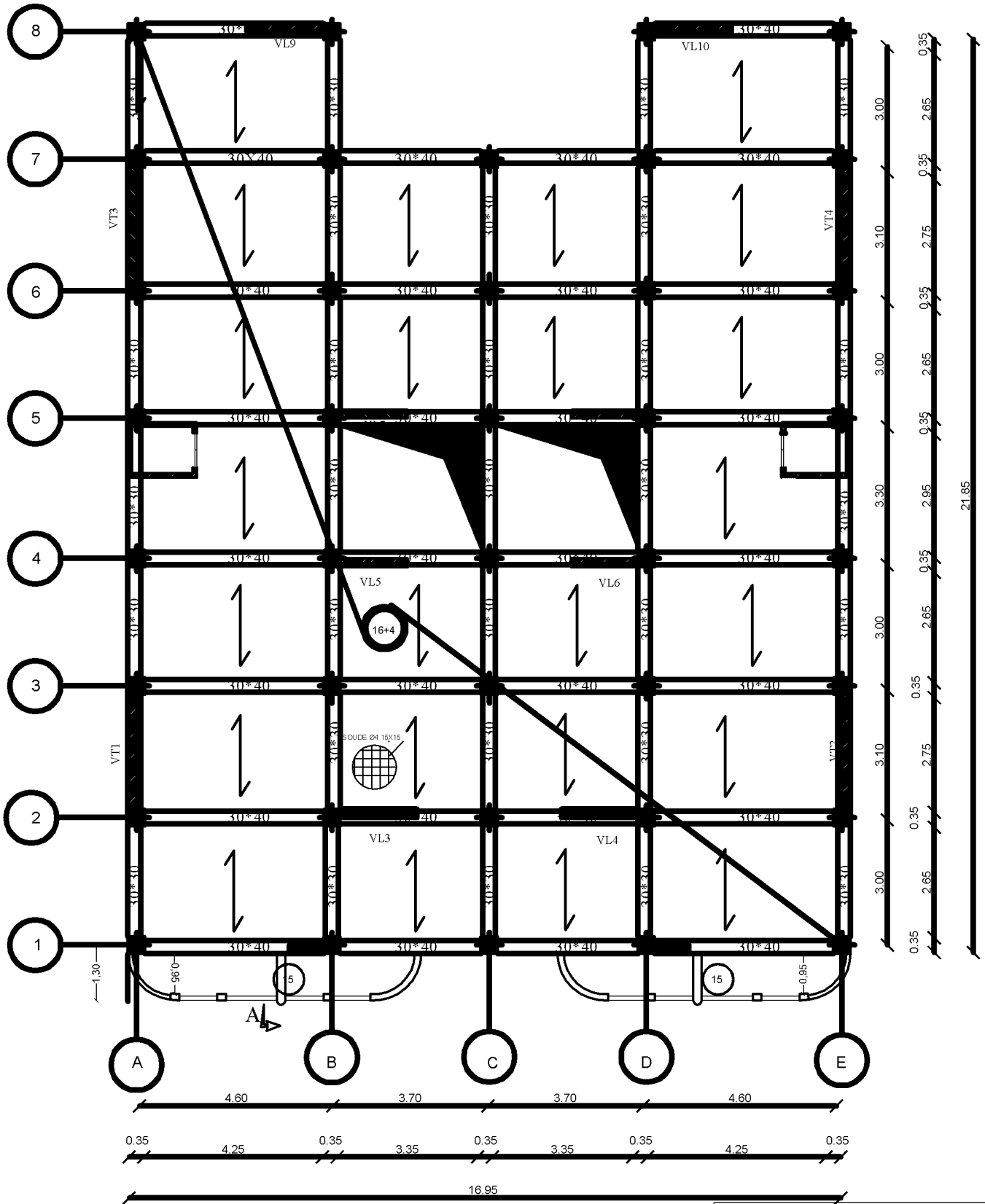
ACT.U	République Algérienne Démocratique et Populaire			
	Wilaya : TIZI-OUZOU Daira : TIZI-OUZOU Commune : TIZI-OUZOU			
Cabinet des Techniques d'Architecture & d'Urbanisme ACT.U				
PROJET : Construction à usage d'Habitation et commercial en R+9			Dossier : Architecture	
PROPRIETAIRE : COOPERATIVE PRIVEE				
TITRES	- Plan du RDC			VISA
	Date : /2012	Echelle : 1 / 50	Numéro : 4 / 6	
Modifications : .....				

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: MR OUAÏED OUERDIA MR KRIB GADIA	TITRE: plan de coffrage du plancher 6.7.8.9eme étage	
DIRIGE PAR: Mme BOUBRIT	PROMOTION 2013/2014	PLANCHE N°    ECHELLE: 1/100 1/50

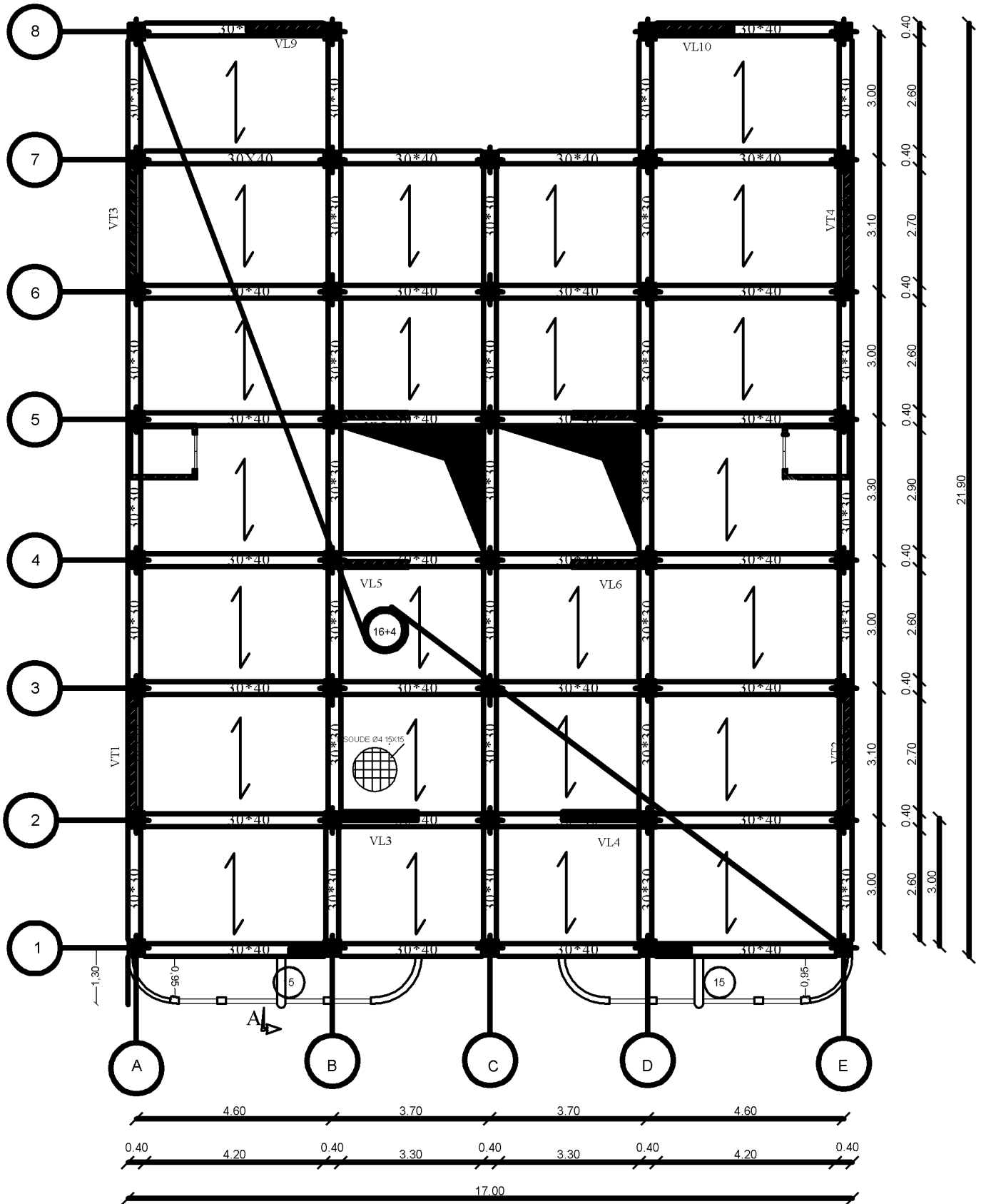
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

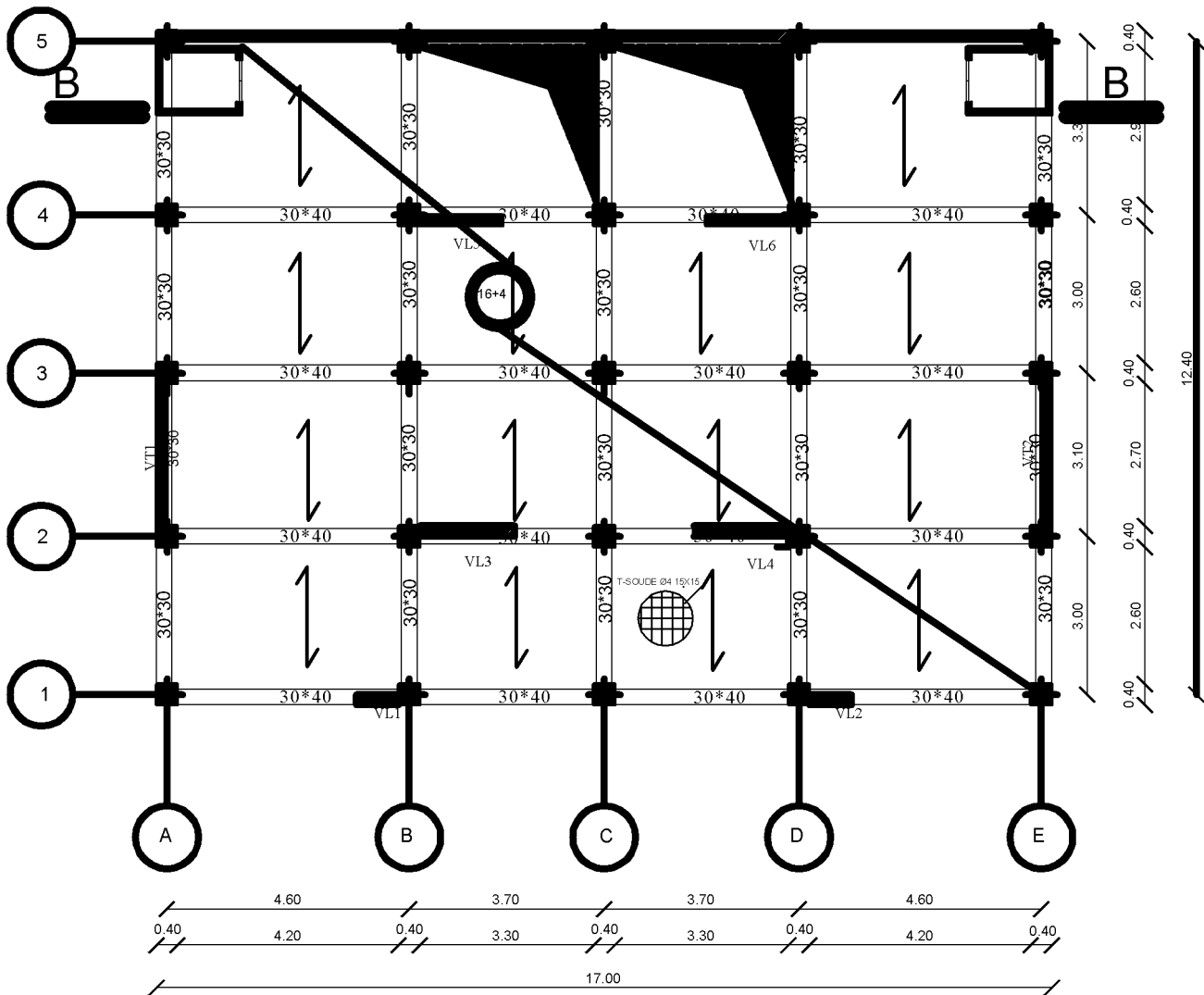
<p>ETUDIE PAR:                  M.le OUAKEB OUERDA                  M.le KRIB SADA</p>	<p>TITRE:                  plan de coffrage du plancher 3,4,5eme                  étage</p>
<p>DIRIGE PAR:                  M.me BOUBRIT</p>	
<p>PROMOTION 2013/2014</p>	<p>PLANCHEN*    ECHELLE: 1/100 1/50</p>

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



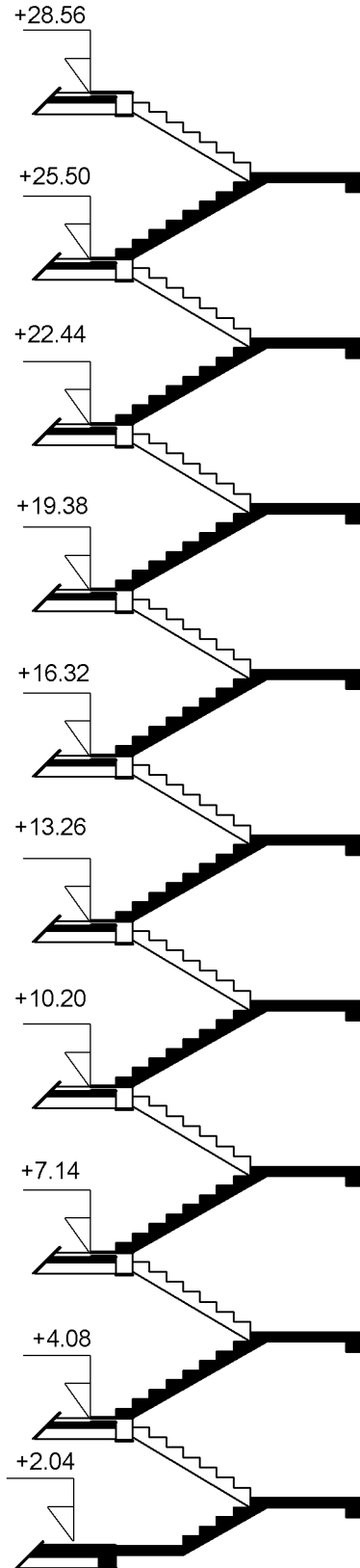
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR Mlle: OUAKED OUERDIA Mlle: KRIB SAGIA	TITRE plan de coffrage du plancher 3,4,5eme étage
DIRIGE PAR Mme BOUBRIT	

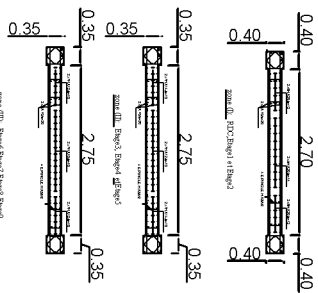
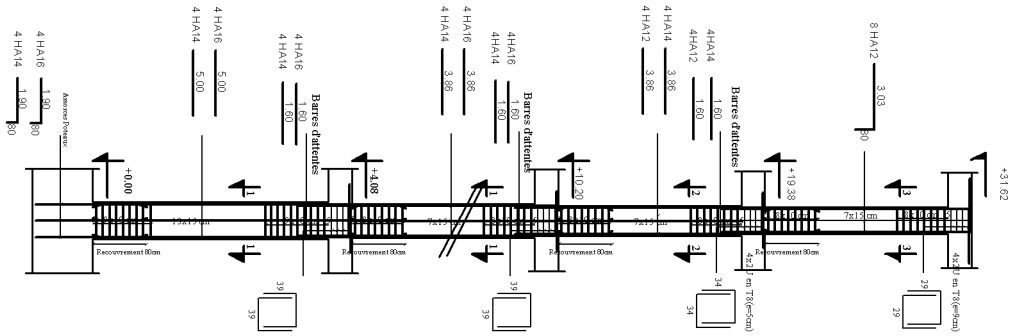


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

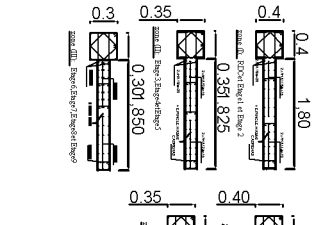
ETUDE PAR: Mlle OUAKEB OUERDIA Mlle KHIB SADA DIRIGE PAR: Mme BOUBRIT	TITRE: plan de coffrage du plancher 3,4.5eme étage
PROMOTION 2013/2014	PLANCHE N°      ECHELLE: 1/100 1/50



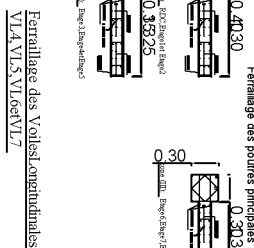
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR M. OUARABOU QUERDA M. YEB SAHA	TITRE coupe d'escalier	
DIRIGE PAR Mme BOUBRIT	PROMOTION 2013/2014	PLANCHE N° ECHELLE 1/100 1/50



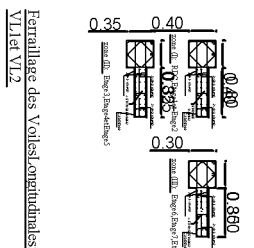
Ferrillage des Voiles Transversales:  
VT1, VT2, VT3, et VT4.



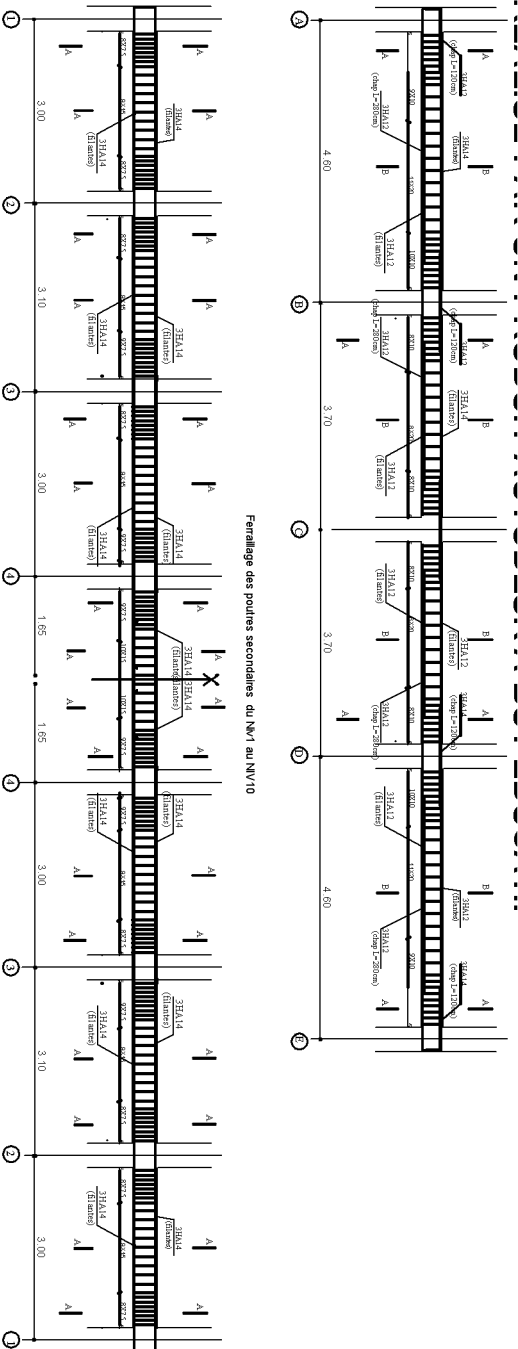
Ferrillage des Voiles Longitudinaux:  
VL2, VL3, VL9 et VL10.



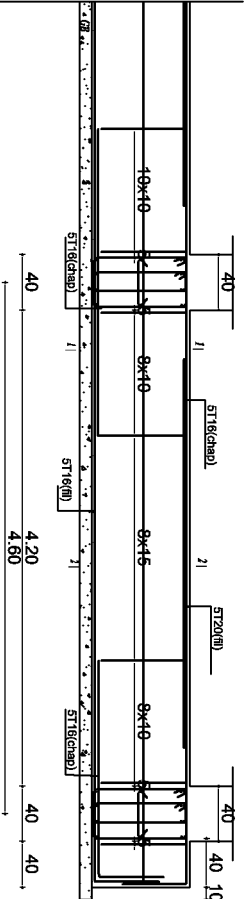
Ferrillage des Voiles Longitudinaux:  
VL4, VL5, VL6 et VL7.



Ferrillage des Voiles Longitudinaux:  
VL1 et VL2.

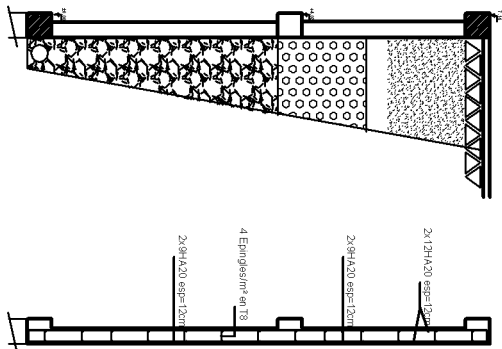
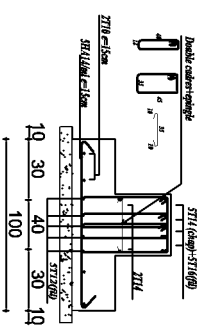
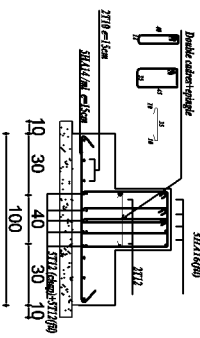


Ferrillage des poutres principales du N+1 au N+10



COUPE 1-1

COUPE 2-2

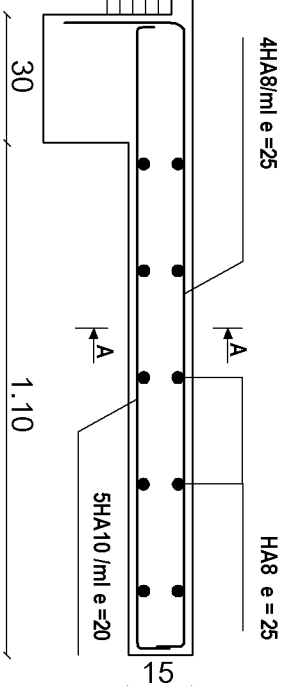
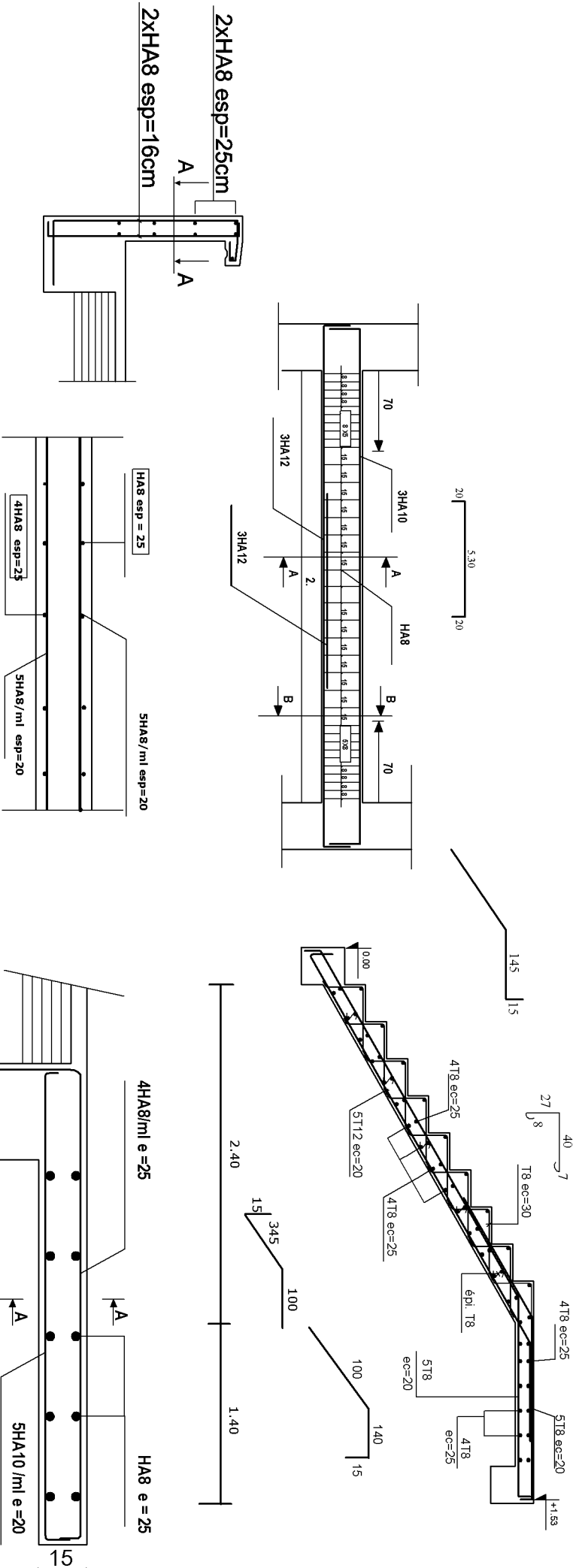


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:  
Mme BOUBERT  
Mme BOUBERT

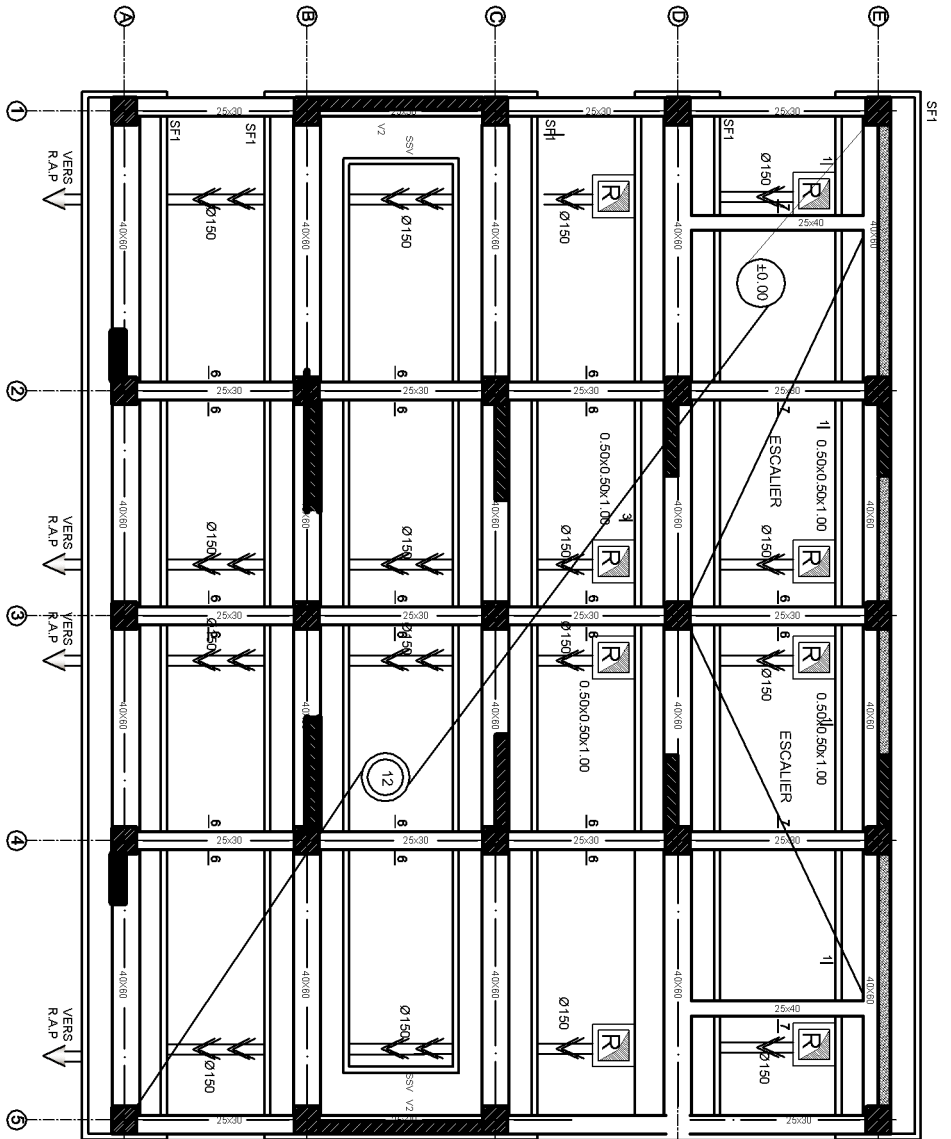
TITRE:  
Ferrillage des elements structuraux

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UN ETAT MODERNE LIBRE ET JUSTICIER FACILITE VOUS OUVREZ LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITULAIRE Préalable des permis non tirés au sort N° 188/2024 MISE A JOUR PROPOSITION 2017/2024	
ETAT DES LIEUX N° 188/2024 MISE A JOUR PROPOSITION 2017/2024		TITULAIRE Préalable des permis non tirés au sort N° 188/2024 MISE A JOUR PROPOSITION 2017/2024	

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
 MME. OUAROUA  
 MME. FERROUKA  
 MME. BOUBERT

TITRE :  
**PLAN DE FONDATIONS**

PROMOTION 2019/2014

PLANCHER :      ECHELLE : 1/100 / 50