

REPUBLICQUE ALGRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

# Mémoire de fin d'études

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

*Option : constructions civils et industriels.*

# Thème

*Etude d'un bâtiment RDC+3+4S-SOL à usage  
D'habitation avec l'application d'ETABS.*

Réalisé par :

M<sup>lle</sup> BATTOU Lydia

M<sup>lle</sup> CHOUBANE Sara

Dirigé par :

Mr KAHIL

Année universitaire : 2019/2020



# Remerciements

*Nous remercions avant tout ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.*

*Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour nos études.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à notre chef de département à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.*

*Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr KAHIL de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.*

*Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*



# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mon cher père MUSTAPHA et à ma chère mère NOUARA pour leur amour, leur encouragement et leur sacrifice durant toutes mes études, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière, que Dieu les protèges et les entoures de sa bénédiction.*

*A ma chère sœur THANINA et à mon cher frère BELAID que j'aime beaucoup.*

*A mon grand père et ma grand-mère, aux quelles je souhaite une longue vie.*

*A mes chers oncles et mes chères tantes.*

*A la mémoire mon cher oncle RAMDANE et ma chère grand mère DJOUHER, que dieu les accueille dans son vaste paradé.*

*A mes cousin (es) : BIBA, LYÈS, TITICHE, IMEN, SIHEM, AMINE, LYDIA, INES, SAMIA, BRAHIM, KARIM, HAKIM, MAMOU, YOUNES et la petite EVA ...*

*A ma binôme LYDIA que je lui souhaite tout le bonheur du monde, et une belle vie, et tous mes respects à sa famille.*

*A mes meilleurs amis (es): LOUIZA, MASSI, JUGURHA et FLORA*

*Tous les étudiants de ma promotion 2019-2020.*

*A mes profs et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.*

**Sara**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mon cher père AMIROUCHE et à ma chère mère DJEDJIGA pour leur amour, leur encouragement et leur sacrifice durant toutes mes études, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière, que Dieu les protèges et les entoures de sa bénédiction.*

*A mes chères sœurs NADIA et AMIRA et à mes chers frères MOHAMED et JUGURTHA et JUBA que j'aime beaucoup.*

*A mon grand père et ma grand-mère, aux quelles je souhaite une longue vie.*

*A mon fiancé NASSIM et a mon beau père HAMID et ma belle mère NOURIA ainsi mes beaux frères YANIS et YUCEF que Dieu les protèges et les entoures de sa bénédiction.*

*A ma binôme SARA que je lui souhaite tout le bonheur du monde, et une belle vie, et tous mes respects à sa famille.*

*A mes meilleurs amis (es): MEHENI, LAMARA, DJOUHER, FARES, LOUIZA, MASSI, JUGURTHA et FLORA*

*Tous les étudiants de ma promotion 2019-2020.*

*A mes profs et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.*

# Lydia

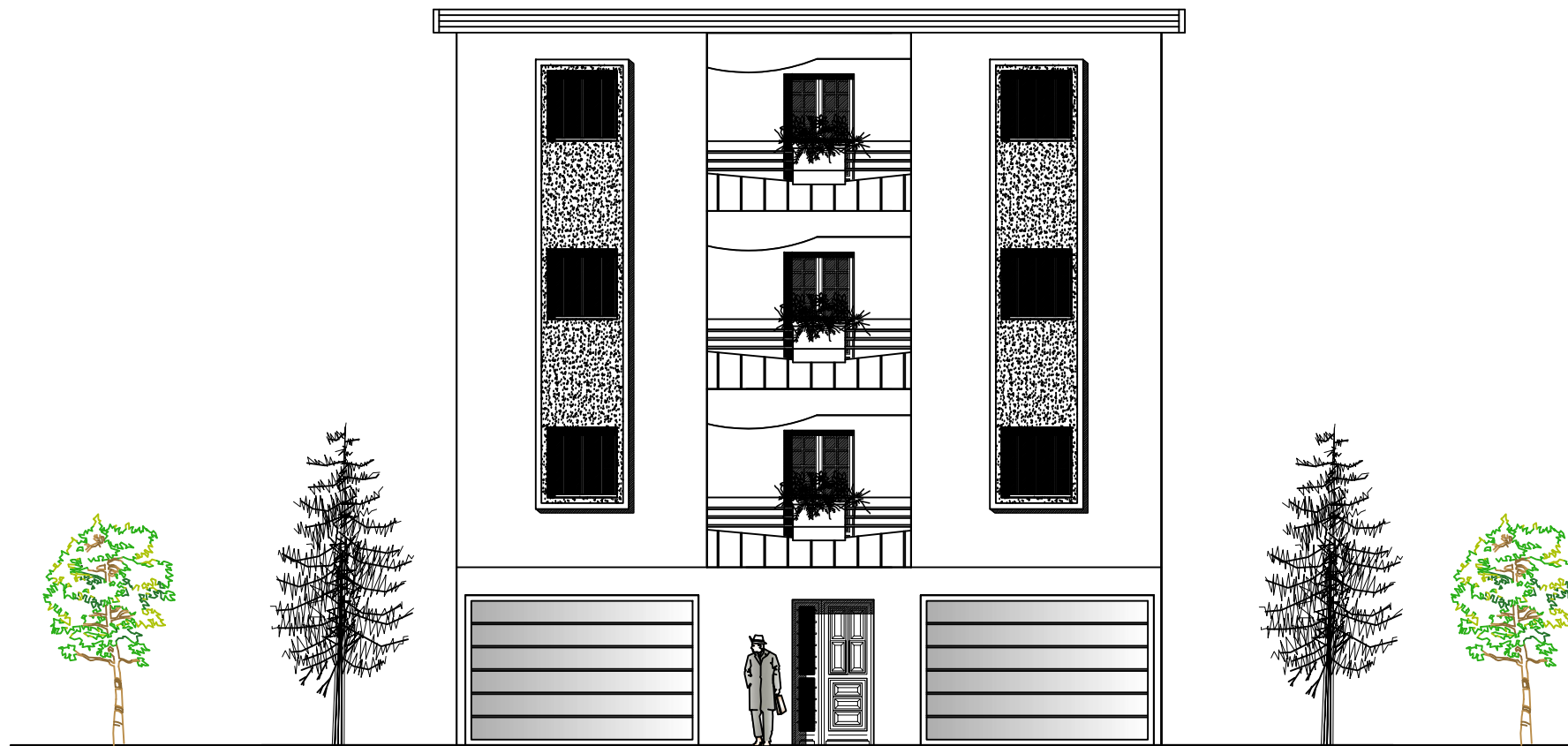
# SOMMAIRE

## *Introduction générale*

<i>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage .....</i>	<i>01</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge .....</i>	<i>13</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments.....</i>	<i>30</i>
<i>Chapitre IV : Modalisation de la structure.....</i>	<i>126</i>
<i>Chapitre V : Vérification RPA.....</i>	<i>140</i>
<i>Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....</i>	<i>155</i>
<i>Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.....</i>	<i>165</i>
<i>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....</i>	<i>181</i>
<i>Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....</i>	<i>200</i>
<i>Chapitre X : Etude du voile périphérique.....</i>	<i>238</i>

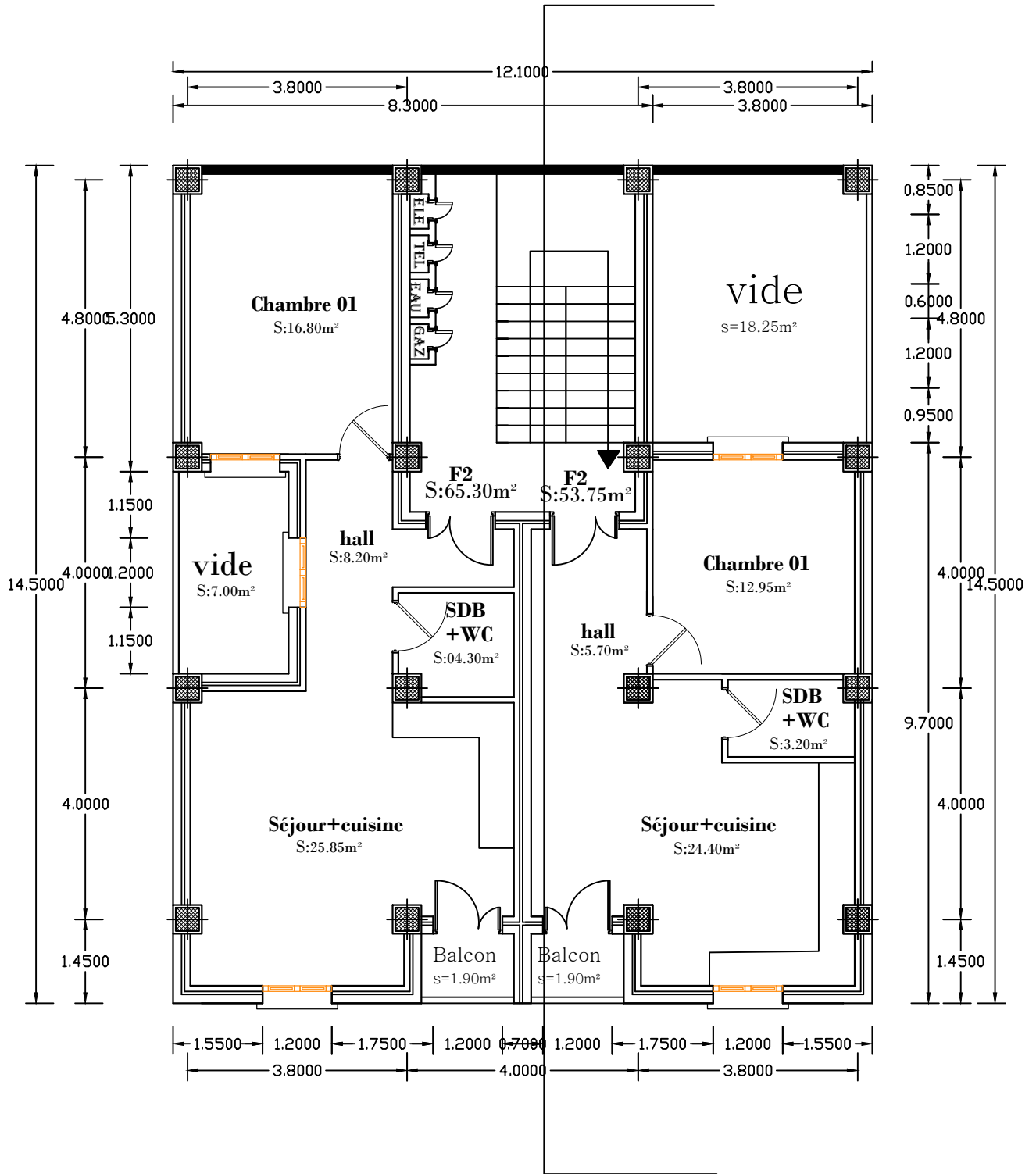
## *Conclusion générale*

## *Bibliographie*

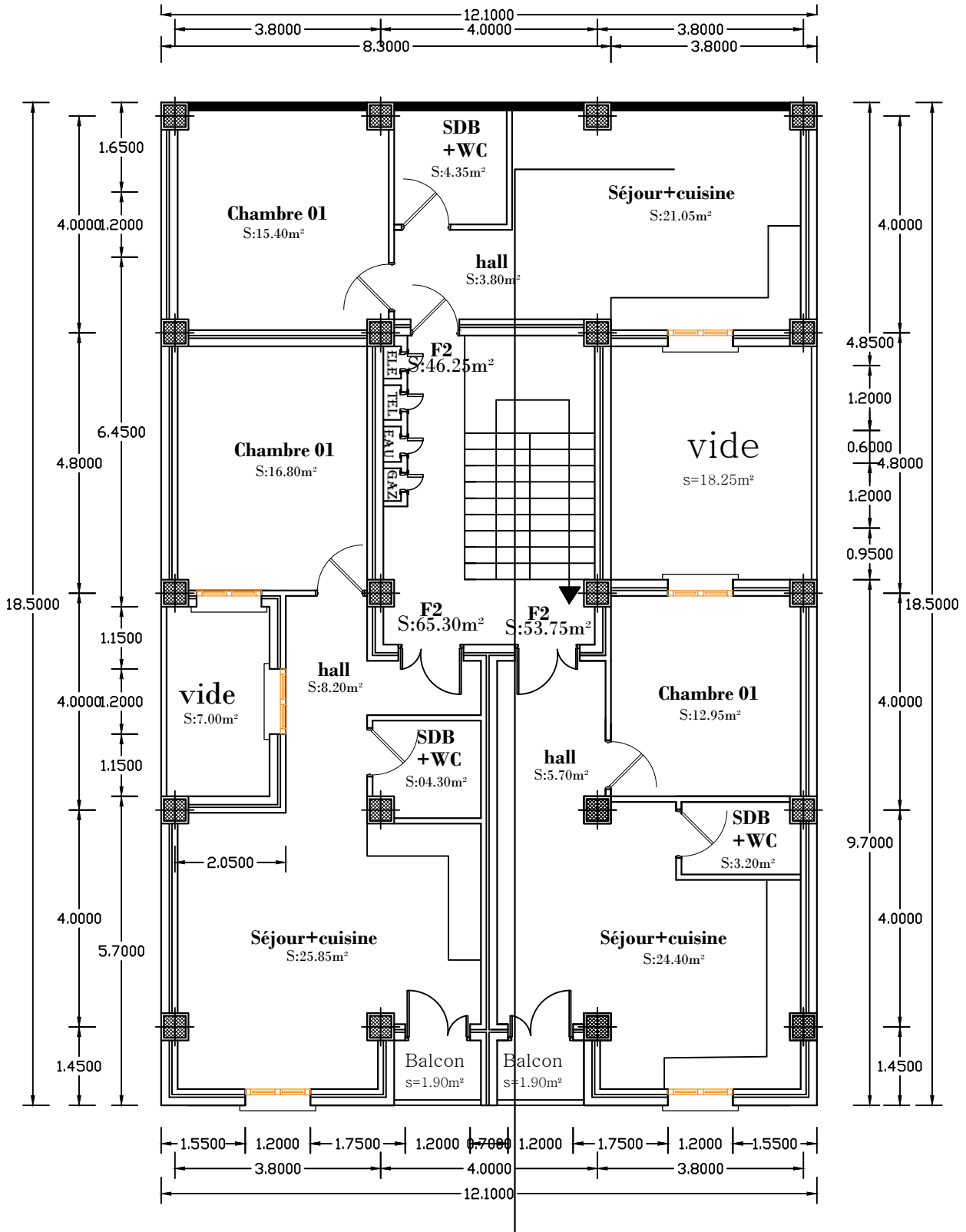


façade principale

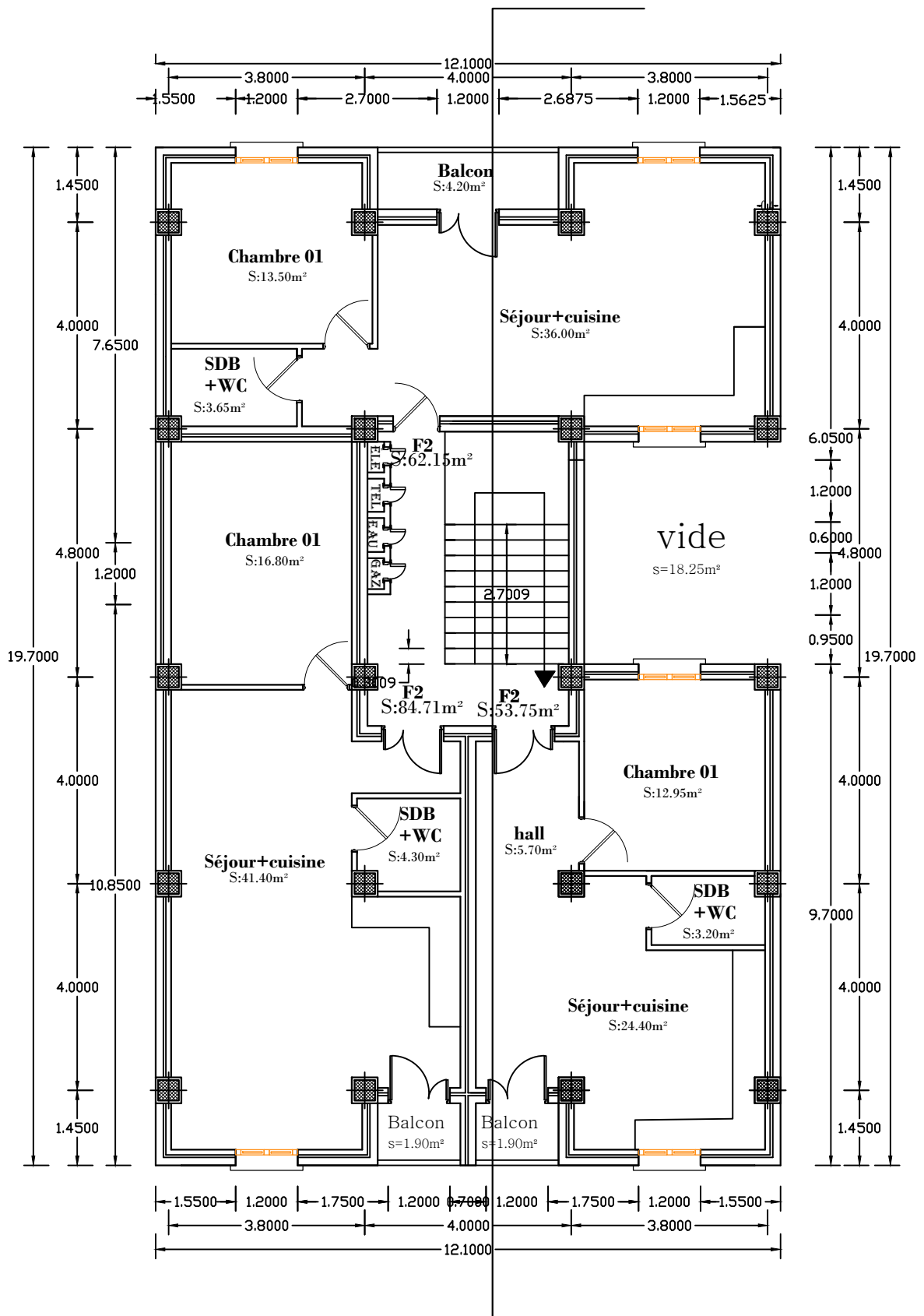
Echelle 1/50



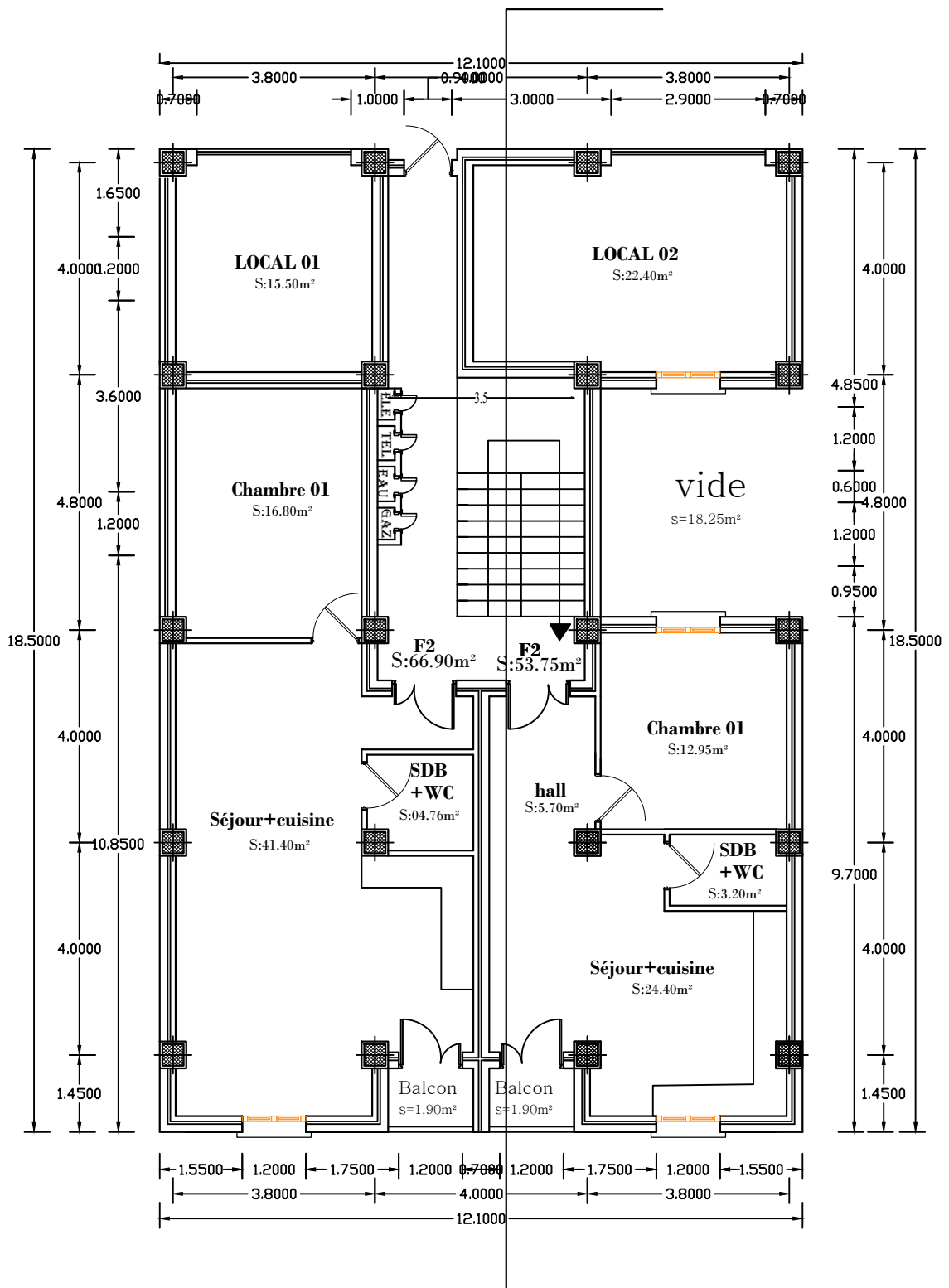
**PLAN entre sol 01**



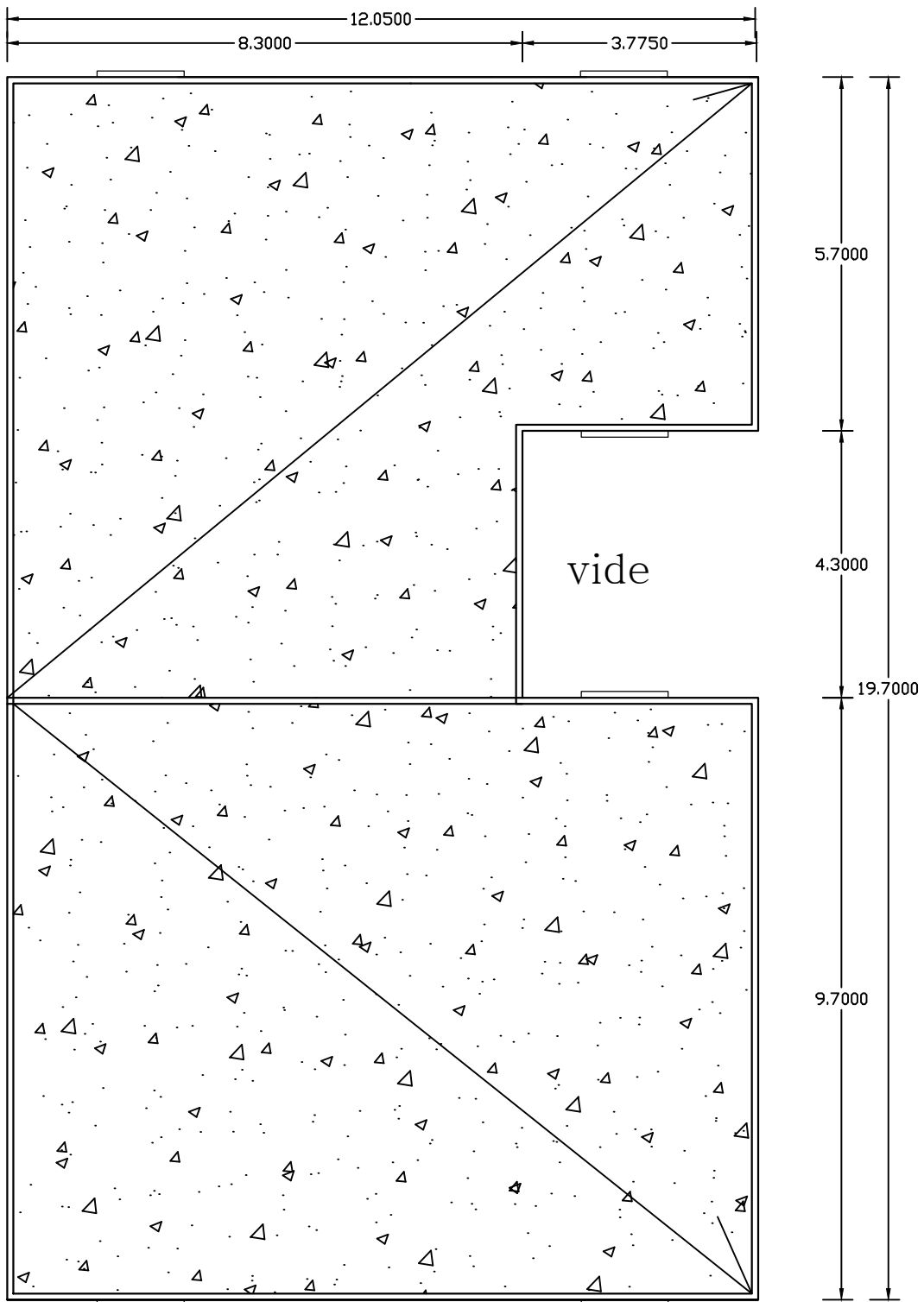
PLAN entre sol 02



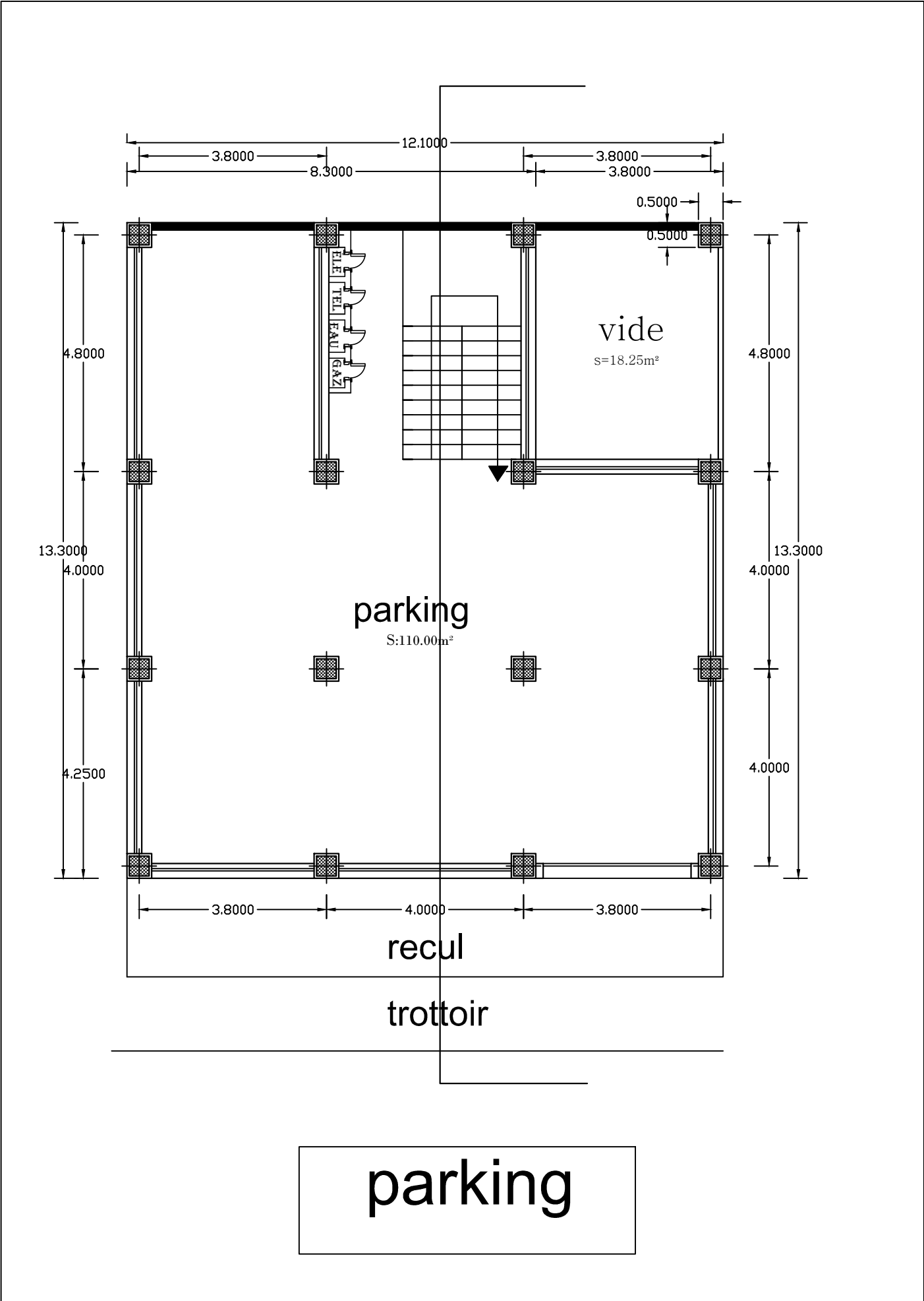
**PLAN ETAGE COURANT**

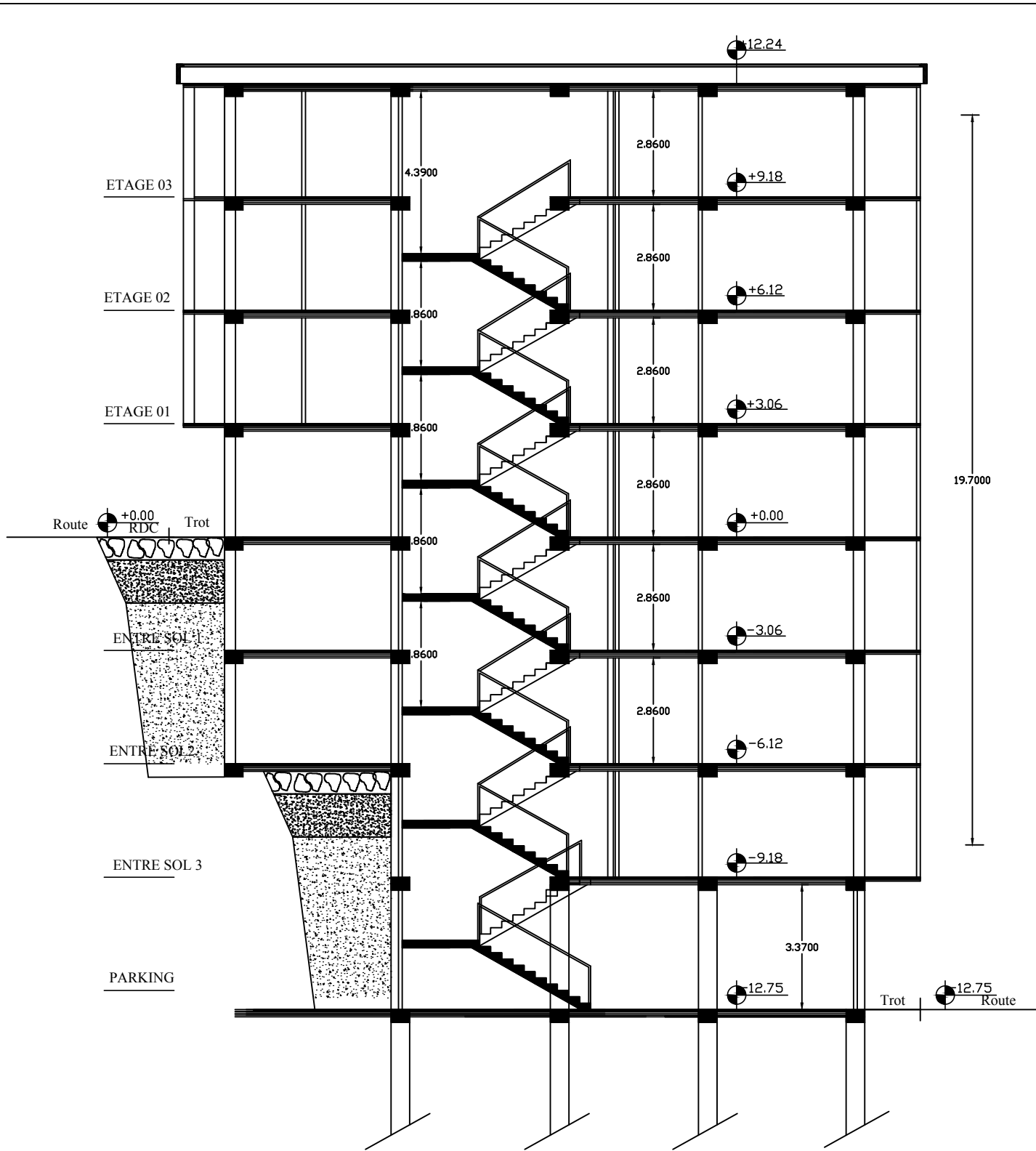


**PLAN RDC**



**PLAN DE TOITURE**





COUPE A-A

# Introduction Générale

*Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.*

*Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.*

*L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.*

*Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.*

*Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.*

*Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.*

*Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.*

*Dans notre projet d'étude d'une tour (R+3+4 SS) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS. C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.*

*Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers ...). Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.*

*Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.*

*Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.*



# Chapitre 1

Présentation et description de  
l'ouvrage

### I.1.1 Introduction :

On regroupera sous le terme « **Bâtiment** » les immeubles à usages d'habitation, il est composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation et d'une partie hors terre superstructure : d'un rez-de-chaussée, trois étages et quatre entre sol (4 S-SOL+ RDC+3 étages).

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

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, (4 S-SOL+ RDC+3 étages), et calcul de ces éléments résistants à ossature mixte, voiles et portiques, de caractéristiques :

- **Zone sismique III** : Implanté à **Alger** la ville de BOUZAREAH (LOT N°125BOUSCOULT 2). Selon le **RPA99** version **2003** comme étant une zone de grande sismicité. (**ANNEXE 1 de RPA**)
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**. « Ouvrages d'importance moyenne »

(**Article 3.2 de RPA**).

- Une étude du sol par un cabinet d'études géotechniques, nous a donnée les résultats suivant :
  - Le site sera classé dans la catégorie **S2**, site ferme (selon le RPA 99 modifié 2003).
  - En termes de portance, la contrainte admissible est de **1.8 bars**.
- **Description de l'ouvrage** :
  - 1<sup>er</sup> sous-sol à usage parking
  - les autres étages et sous-sols à usages d'habitation
  - Une terrasse inaccessible.
  - Une cage d'escalier.

### I.1.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivantes :

**En élévation :**

- Hauteur de l'acrotère : **0.6m**.
- Hauteur totale : **24.99m**.
- Hauteur d'étage courant : **3.06m**.
- Hauteur de RDC : **3.06m**.
- Hauteur des entrés-sol : **3.06m**.
- Hauteur du parking : **3.57m**.

**En plans :**

- Longueur du parking et le 3eme entré-sol: **13.30m.**
- Largeur du parking : **12.10m.**
- Longueur du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> entrés-sol, le RDC et les étage courant : **18.50m.**
- Largeur du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> entrés-sol, le RDC et les étage courant : **12.10m.**

**I.1.3. Le système structural :**

La structure du bâtiment est choisi en tenant de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. En conséquence, notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux- poutres) et des voiles en béton armé.

**I.1.4. Eléments de l'ouvrage :****• Ossature :**

La tour a une ossature mixte (portique voile)

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.

-Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

**• Les planchers :**

A l'exception des balcons qui seront réalisés en dalles pleines les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse inaccessible comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- Forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Un isolant thermique (liège).
- Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.
- Pare vapeur (feuille polystyrène) permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

- **La maçonnerie :**

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm  $(10+5+10) = 25\text{cm}$ .

Les murs de séparation intérieurs seront de simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Les escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

- Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.

- Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

- **Les revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cage d'escalier et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Système de coffrage :**

On utilise un coffrage traditionnel en bois et métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

- **Eléments composant l'infrastructure :**

- **Fondation :** le choix de la fondation se ferait selon l'importance de l'ouvrage et la nature du sol ; dans notre cas on a un sol meuble site S2.

- **Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.

- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

- **L'acrotère :**

- Sera calculé comme une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il sera soumis à son poids propre et une poussée latérale  $P=1,00\text{KN/ml}$  dû à la main courante d'un ouvrier qui tendra à la renverser.

- **Etude du sol :**

Une étude du sol par un cabinet d'études géotechniques, nous a donnée les résultats suivant :

- Le site sera classé dans la catégorie **S2**, site ferme (selon le RPA 99 modifié 2003).
- En termes de portance, la contrainte admissible est de **1.8 bars**.

- **Principes des justifications (ArtA1.2BAEL91) :**

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

### **I.1.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

#### **1)- Le béton :**

##### **- Comportement expérimentale:**

Le béton est un matériau composite confectionné à base de ciment, gravier, sable et eau après une étude de composition réalisée par un laboratoire spécialisé.

##### **- Essai de compression :**

Le béton présente une bonne résistance à la compression, qui dépend de la composition. Les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées (16×32), de forme cylindrique.

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les caractéristiques suivantes :

Le module de Young instantané  $E_{ij} \approx 32164,2\text{MPa}$

La contrainte maximale  $\sigma_{\max} = 20\text{à}40\text{MPa}$

La déformation maximale à la rupture  $\varepsilon_{\max} \approx 2\text{‰} = 2 \times 10^{-3}$

##### **- Essai de traction :**

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression

$$F(t) = 0.6 + 0.06F_{c28}$$

### - Fluage de béton :

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

$$E_v = E^\infty = 3.E_i$$

### - Phénomène de retrait :

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner selon l'humidité de l'environnement des déformations de l'ordre de  $1,5 \times 10^{-4}$  à  $5 \times 10^{-4}$

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, dont sa valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

### - Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation du béton vaut entre  $9 \times 10^{-6}$  à  $12 \times 10^{-6}$  et on adoptera une valeur forfaitaire de  $10^{-5}$  pour le béton armé. Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation. Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

### -Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon (**Art A. 2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99**) comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (CBA 93 - A.2.1.1.1).}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**-Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL91modifiées 99)**

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

**-Contraintes limites :****- Contrainte limite à la compression :(Art A.4.3, 41 BAEL91modifiées 99)**

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

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle}$$

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

} pour  $\theta=1$

$\theta$  coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$  si la durée d'application est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures

$\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieur à 1 heures

**- Contrainte limite de cisaillement :(Art A.5.1, 21 BAEL91)**

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$  pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

**- Contraintes de service à la compression :(Art A .4 .5 ,2 BAEL91)**

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**-Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module

**- Module d'élasticité instantané:( Art A.2 .1, 21 BAEL91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow E=32164,2 \text{ MPa}$

**- Module d'élasticité différé :(Art A. 2.1,22 BAEL91)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

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

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{vj}= 10819 \text{ MPa}$

**- Module d'élasticité transversale :**

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

$\nu$ : Coefficient de poisson avec  $\nu = \frac{\epsilon_l}{\epsilon_t}$

**- Coefficient de poisson :(Art A.2.1,3 BAEL91)**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\nu = 0,2 \quad \text{L'état limite de service}$$

$$\nu = 0 \quad \text{L'état limite ultime}$$

**Diagramme contraintes déformations :(Art A.4.3, 41 BAEL 91)**

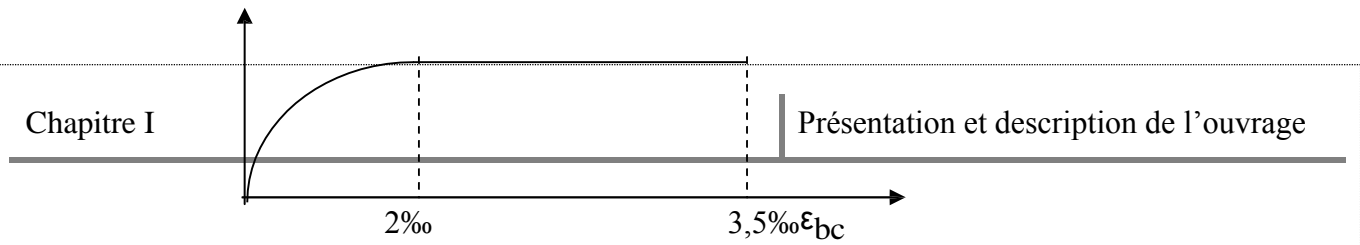
Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, le diagramme (contraintes-déformations) réel est remplacé par le diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle)

**- Modèle de calcul à L'E.L.U :**

Pour les calculs à L'.E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1

$$\frac{0,85f_{c2}}{8} \sigma_{bc}$$

$\theta.\gamma_b$



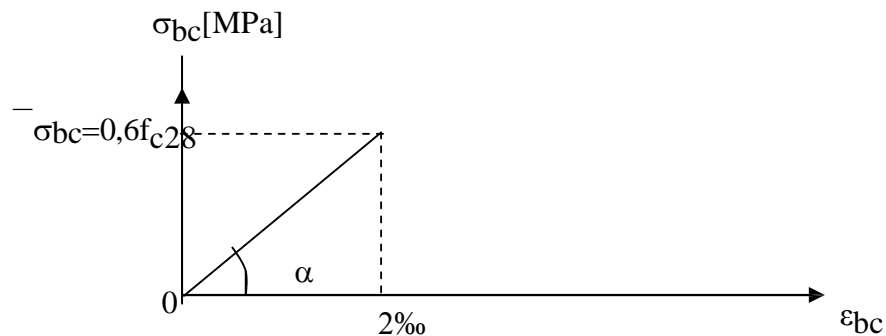
**Figure I.1: Diagramme contrainte déformation du béton L'E.L.U.**

**-Modèle de calcul à L'E.L.S:**

C'est au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

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



**Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à L'E.L.S.**

**2)- Les aciers :**

**-Types d'aciers :**

On distingue 3 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

**Les aciers doux :** Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.

**Les aciers durs, type I :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.

**Les aciers durs, type II :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.

**Les aciers fortement écrouis :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser les 03 types d'aciers suivants :

- Haute adhérence FeE400.
- Rond lisses S235.
- Treillis soudés TL520 ( $\Phi < 6$ ).

<b>Principales caractéristiques des aciers</b>		
<b>Barres lisses</b>	<b>Φ</b>	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	215	235
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
<b>Barres à haute adhérence</b>	<b>HA</b>	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	400	500
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
<b>Treillis soudés</b>	<b>TS</b>	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	500	
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

<b>Barres (tous diamètre)</b>			
	<b>Lisses</b>	<b>HA</b>	
$\psi_s$	1	1,5	
$\eta$	1	1,6 en général	
<b>Treillis soudés (tous types standard)</b>			
	<b>TSL</b>	<b>TSHA</b>	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
$\psi_s$	1	1,5	1,5
$\eta$	1	1,3	1,6

**- module d'élasticité longitudinal :**

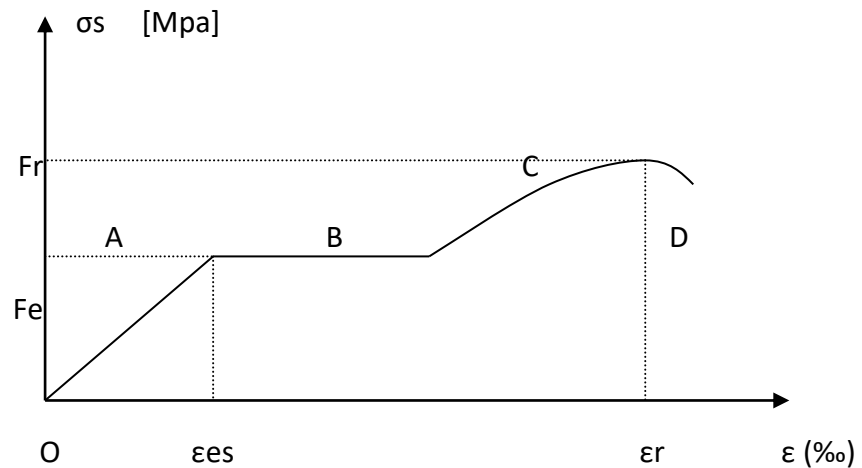
Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

**- diagramme contraintes-déformations:**

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

Le diagramme contraintes- déformations a l'allure suivante :



**Figure I.3: diagramme contraintes-déformations**

Avec:  $F_r$  : Résistance à la rupture.

$F_e$  : Limite d'élasticité.

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction

**- Diagramme contrainte déformation de calcul :** ( Art Art A.2.2,2 BAEL 91)

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

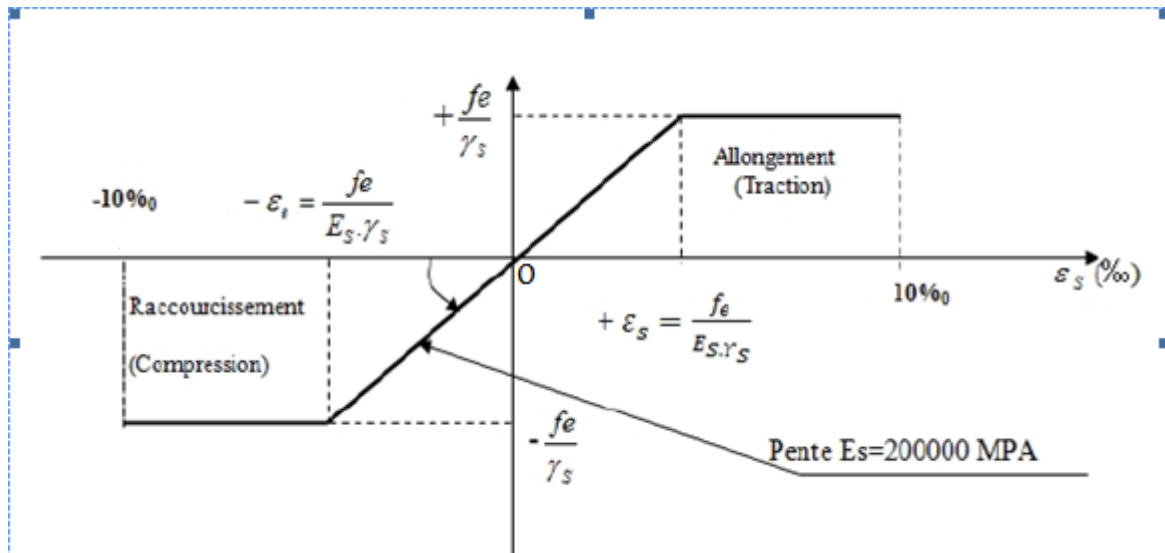


Figure I.4: Diagramme contrainte déformation de calcul.

**-Limite d'élasticité :( Art A.4.3,2 BAEL 91)**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$  En situation durable

$\gamma_s = 1,00$  En situation accidentelle

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

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

**- Fissuration peu nuisible :(Art A.4.5,32 BAEL 91)**

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

**- Fissuration préjudiciable :(Art A.4.5,33 BAEL 91)**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left[ 2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \text{ MPa} \right]$$

avec:

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

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

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

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

$$\left[ \begin{array}{l} \eta=1,0 \text{ pour les RL} \\ \eta=1,6 \text{ pour les HA} \end{array} \right.$$

**- Fissuration très préjudiciable :( Art A.4.5,34 BAEL 91)**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left[ 2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \right] \text{ MPa}$$

**-Protection des armatures : (Art A.7.1. BAEL91)**

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

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

A decorative border of small, stylized house icons with orange roofs and white walls, arranged in a rectangular frame around the central text.

# Chapitre II

Pré dimensionnement et  
descente de charge

### II.1.1. Pré dimensionnement :

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

#### 1)- Les planchers :

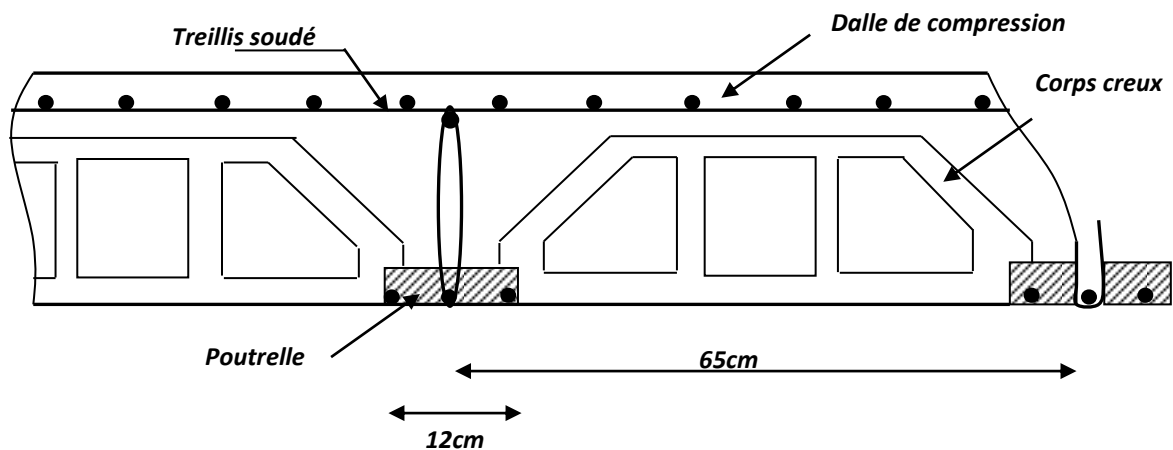
##### Introduction :

Un plancher est une aire généralement plane, assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.

- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.



**Figure II.1 : coupe transversale sur un plancher à corps creux**

Les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de BAEL 91 modifiées 99/ Art.B.6.8,4.2.4 suivante :

$$ht \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

Avec:

**ht** : hauteur totale du plancher.

**l<sub>max</sub>**: portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le **RPA** nous impose qu'en **zone (III)** la section minimale du poteau est de **(30x30)** cm.

Dans notre cas la portée libre maximale est :

$l_{max} = 400 - 30 = 380$  cm ce qui nous donne :

$ht \geq 380 / 22,5 = 16,88$  cm

Nous adopterons un plancher de **20 cm** d'épaisseur composé d'un corps creux de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm**.

## 2)-plancher dalle plane :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- **Résistance a la flexion :**

**L<sub>x</sub>** : est la portée libre

**L<sub>y</sub>**: est la portée libre entre deux appuis

**e**: épaisseur de la dalle.

$\rho = L_x / L_y < 0,4$  d'où  $L_x / 35 \leq e \leq l_x / 30$   $\longrightarrow$  pour une dalle sur un ou deux appuis.

$0,4 \leq \rho = L_x / L_y \leq 1$  d'où  $L_x / 50 \leq e \leq l_x / 40$   $\longrightarrow$  pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

Dans notre cas :

**L<sub>x</sub> = 145 - 15 = 130 cm**

**L<sub>y</sub> = 400 - 30 = 380 cm.**

Donc :  $\rho = L_x / L_y = 130 / 380 = 0,342 \longrightarrow \rho = L_x / L_y \leq 0,4$ .

-Nous avons des panneaux de dalle continus portants dans un seul sens, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

$L_x / 35 \leq e_p \leq L_x / 30$ .

$130 / 35 \leq e_p \leq 130 / 30$ .

$3,71 \text{ cm} \leq e_p \leq 4,33 \text{ cm}$ .

### -La Résistance au feu:

$e = 7 \text{ cm} \longrightarrow$  pour une heure de coup feu.

$e = 11 \text{ cm} \longrightarrow$  pour 2 heures de coup feu.

$e = 17,5 \text{ cm} \longrightarrow$  pour quatre heures de coup feu.

Dans notre cas :

$e = 11\text{cm}$  → pour 2 heures de coup feu

### -L'isolation acoustique:

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  **$e = 14\text{ cm}$** .

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

$$e \geq \frac{Lx}{10}$$

D'où :

$$e = \frac{130}{10} = 13\text{cm}$$

On prend → dalle plane de 15 cm.

### 3)- Les poutres :

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

▪ Hauteur :  $L / 15 \leq ht \leq L / 10$

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

L : la portée maximum entre nus d'appuis de la travée considérée.

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 liées à la zone

III telles que :

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ ht / b \leq 4 \end{array} \right\}$$

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

- poutres principales (ou porteuses).
- poutres secondaires (ou de chaînage).

**3.1). Poutres Principales :**

Sachant que  $L = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$ , il vient :

$$\frac{450}{15} \leq ht \leq \frac{450}{10} \text{ ce qui donne : } 30 \leq ht \leq 45$$

On prend **ht = 40cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht = 16 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 28 \text{ cm}$$

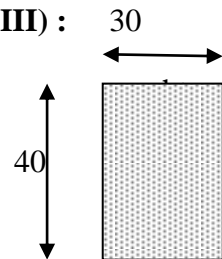
On prend par mesure de sécurité **b = 30cm**.

**-Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique III) :**

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

conditions vérifiées.  $\longrightarrow ht / b = 40 / 30 = 1,3$



**Donc :**

la section de la poutre principale : **(b x ht) = (30x40) cm<sup>2</sup>**

**3.2). Poutres Secondaires :**

Sachant que  $L = 400 - 30 = 380 \text{ cm}$ , il vient :

$$\frac{L}{15} = \frac{380}{15} = 25,33 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{L}{10} = \frac{380}{10} = 38,00 \text{ cm}$$

Donc

$$25,33 \leq ht \leq 38,00$$

On prend **ht = 30cm**

La largeur b sera donc :

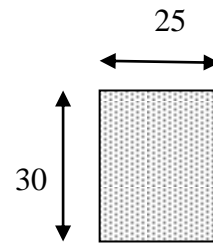
$$0,4 ht = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 21 \text{ cm}$$

On prend par mesure de sécurité **b = 25cm**

**-Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1 (Zone sismique III) :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ ht / b = 30 / 25 = 1,20 \leq 4 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{conditions vérifiées.}$$



**Les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :**

Poutres principales **(40x 30) cm<sup>2</sup>**

Poutres secondaires **(25 x 30) cm<sup>2</sup>.**

**4)-Acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural faisant partie du plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 \times 0.07) + (0.03 \times 0.1/2)$$

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

**Charge permanent:****- Poids propre :**

$$G = \delta_{bx} S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

**- Enduit de ciment :**

$$G = \delta_c \times e$$

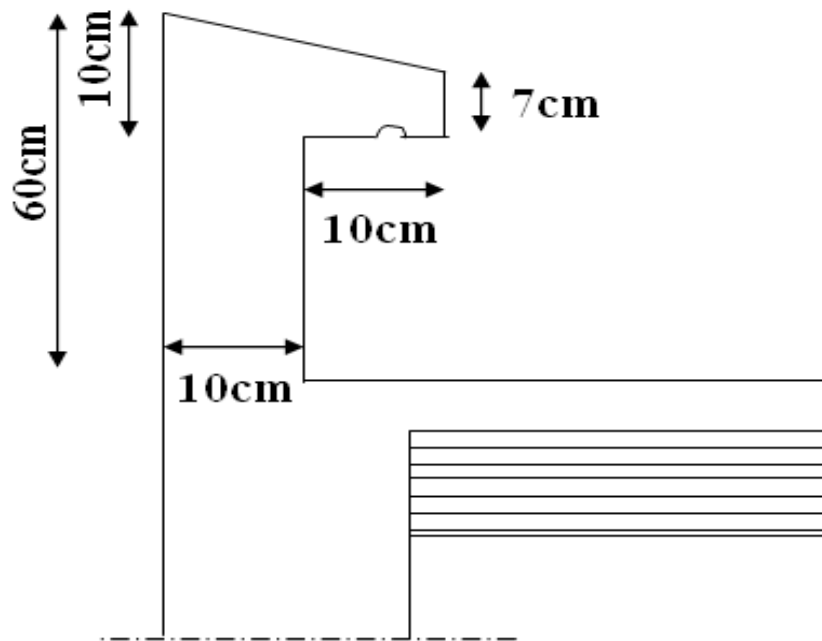
$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.4$$

$$G_t = 2.1125 \text{ KN/ml.}$$

**-Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$



### 5)- Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé destinés à assurer principalement la transmission des charges horizontales jusqu'au sol, sans désordre ni déformation excessive.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/modifié 2003, les voiles sont dimensionnés comme suit :

#### -L'épaisseur du voile :

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidités aux extrémités.

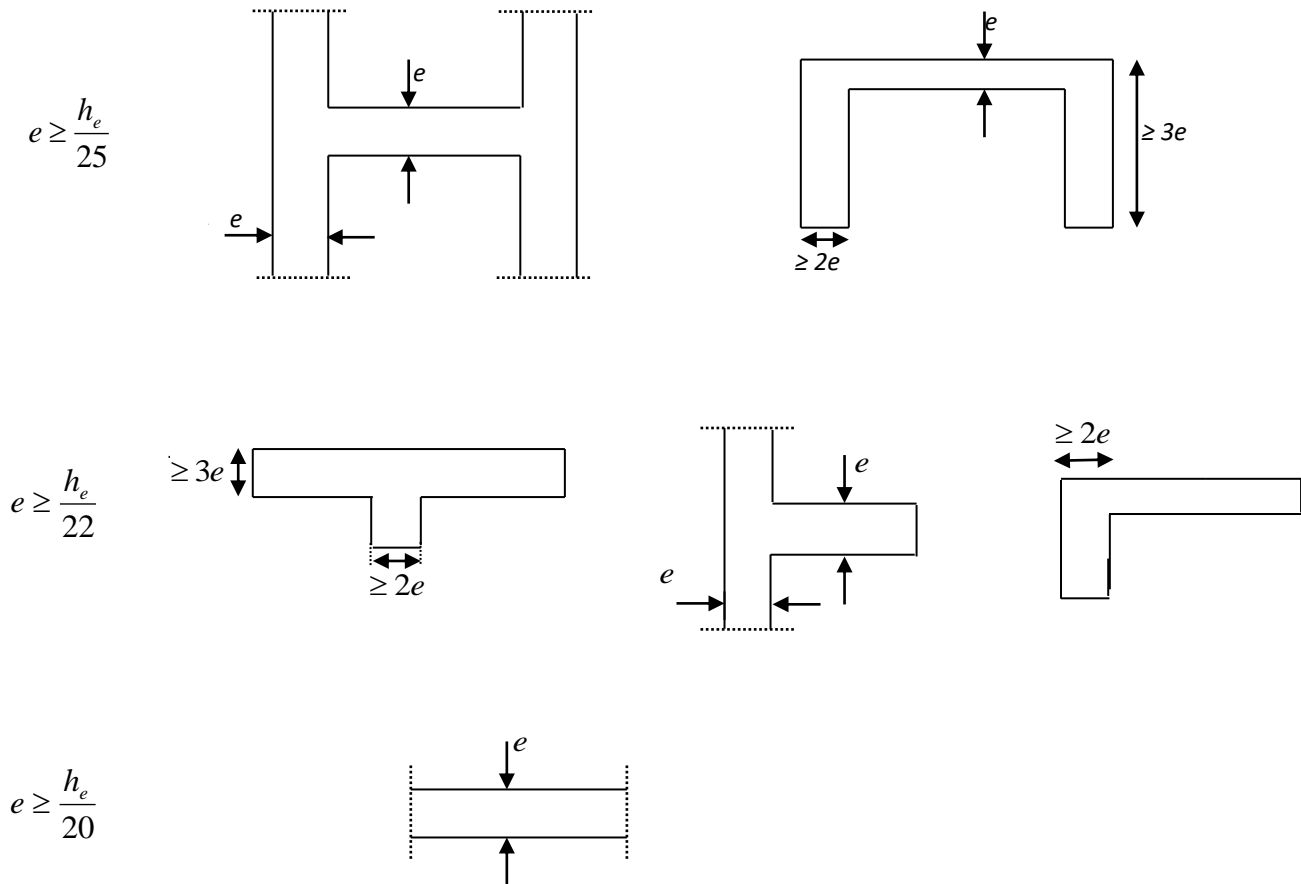


Figure II. 5: coupe verticale des différents voiles.

L'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et de la condition de rigidité aux extrémités avec un minimum ( $e_{\min}=15\text{cm}$ )

**-Pour le parking :**

$h=357\text{cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$h_e = 357 - 25 = 332\text{cm} \geq h_e/e_p = 317/20 = 16.6.$

**-Pour les autres étages:**

$h= 306\text{cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$h_e = 306 - 25 = 286\text{cm}$

$e \geq h_e/e_p = 286/20 = 14.05$

On adopte une épaisseur :  **$e= 25\text{cm}$**  pour l'étage courant, le sous-sol et le rez-de-chaussée.

**-Vérification des exigences du RPA :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement sa longueur (**L**) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. **RPA99 version 2003(Art 7.7.1).**

$$L_{\min} \geq 4 e$$

$L_{\min}$  : portée minimale des voiles.

Sera implanté à la ville de BOUZAREAH (LOT N°125BOUSCOULT 2), a la **zone III.**

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 25\text{cm} \geq e_{\min} = 15\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**6)-Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire leurs dimensionnement se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le **RPA** nous impose qu'en **zone (III)** la section minimale est de **(30x30)** cm.

Le poteau est dimensionné à **P'ELS** et en compression simple, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s = G + Q$ .

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_b}}$$

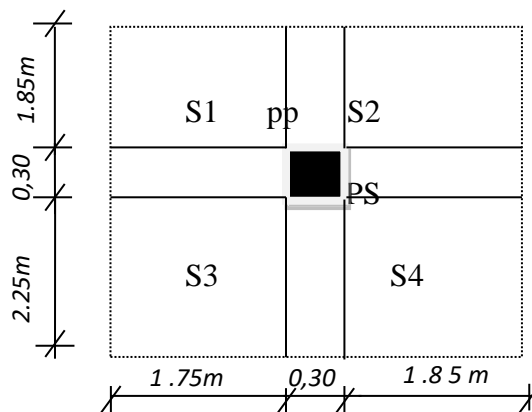
B : est la section du poteau.

$N_s$  : effort normal maximal appliquée à la base du poteau, déterminé par la descente de charge.

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}, \text{ contrainte admissible du béton à la compression.}$$

En tenant compte de la surface d'influence de chaque poteau.

On ne constate que le poteau le plus sollicité.



**Figure II .6 : localisation du poteau le plus sollicité**

Calcul de l'air du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S1=1.85 \times 1.75=3.23\text{m}^2$$

$$S2=1.85 \times 1.85=3.42\text{m}^2$$

$$S3=2.25 \times 1.75= 3.94\text{m}^2$$

$$S4=2.25 \times 1.85= 4.16\text{m}^2$$

$$S_p=S1+S2+S3+S4=14.75\text{m}^2$$

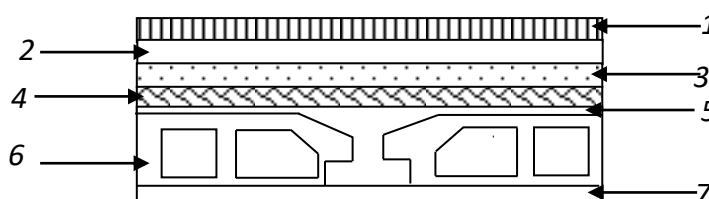
#### **II.1.4. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :**

##### **1)- Charges permanentes :**

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

**Tableau II.1.4.1 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse (inaccessible) :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
01	Couche de gravillon	0.05	17	0,85
02	Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
03	Forme de pente en béton (1.5%)	0,06	22	1.32
04	Feuille de polyane	---	---	0.01
05	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
06	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
07	Enduit de plâtre	0.02	10	0,2
				<b>G<sub>t</sub> = 5.46</b>



**Figure II.1.4.1. Eléments constituant le plancher terrasse**

## b) - Plancher des autres étages :

Tableau II.1.4.2. : Valeur de la charge permanente du plancher des autres étages :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
06	Cloisons de séparation interne	0.1	9	0.9
				<b>G<sub>etg</sub>=5.10</b>

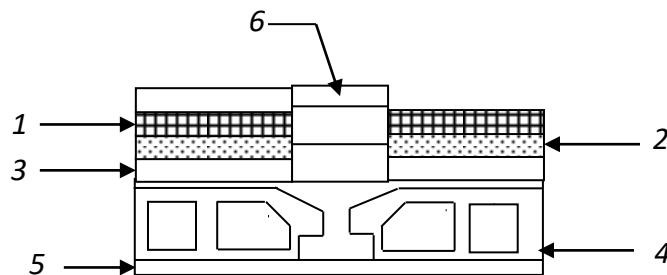


Figure II.1.4.2. : Eléments constituant le plancher d'étage courant.

## c)- VOILE :

Tableau II.1.4.3. : Valeur de la charge permanente du voile :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
01	Béton armé	0.25	25	6.25
02	Enduit de plâtre	10	10	0.2
03	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
				<b>G<sub>v</sub>= 6.89</b>

d)-Maçonnerie :

1) Mur extérieur :

Tableau II.1.4.4.: Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Mortier de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuse	0,10	09	0,9
3	Lame d'air	0,05	12	/
4	Brique creuse	0,10	09	0,9
5	Enduit platre	0,02	12	0,24
				G <sub>me</sub> =2,48

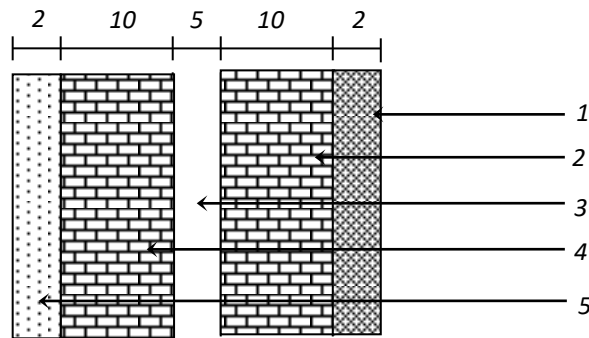


Figure II.1.4.4. :Coupe verticale d'un mur

2) Mur intérieur :

Tableau II.1.4.5. : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
2	Brique creuse	0,10	09	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
				G <sub>mi</sub> =1,38

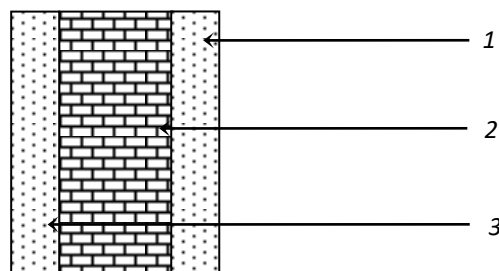


Figure II.1.4.5 Coupe verticale d'un mur

e)-les balcons :

Tableau II.1.4.6. : Valeur de la charge permanente du balcon :

N°	désignation	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement carrelage	2	22,00	0,44
2	Mortier de pose	2	20,00	0,40
3	Couche de sable	2	18,00	0,36
4	Dalle pleine	15	25,00	3,75
5	Enduit en mortier	2	22,00	0,44
				<b>G<sub>b</sub>= 5,39</b>

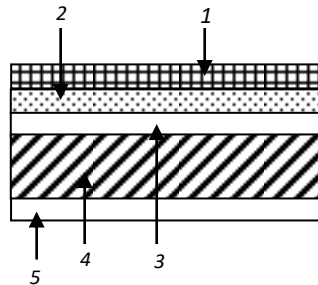


Figure II.1.4.6. Coupe verticale d'un balcon

## 2). Surcharges d'exploitation :

Eléments	Surcharges d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher des autres étages	1.5
plancher terrasse (inaccessible)	1
Les escaliers	2,5
Balcon en dalle pleine	3,5
L'acrotère	1

Poids propre des éléments :

- Plancher :

$$\text{Plancher : } G_{pc} \times S = 5.10 \times 14.75 = 75.225 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} \times S = 5.46 \times 14.75 = 80.535 \text{ KN}$$

- Poutres :

$$\text{Poutres principales : } \rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (1.85+2.25) = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 4.10 = 12.30 \text{ KN}$$

**Poutres secondaires :**  $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.85 + 1.75) = 25 \times 0.25 \times 0.30 \times 3.60 = 6.75 \text{ KN}$

**Poids poutres principales + poids poutres secondaires** =  $12.30 + 6.75 = 19.05 \text{ KN}$

**- poteaux :**

**Pour les poteaux du parking :**  $h = 3,57 \text{ m}$

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,57 = 8.03 \text{ kn}$$

**Pour les poteaux pour les autres étages :**  $h = 3,06 \text{ m}$

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0.30 \times 0,30 \times 3,06 = 6.885 \text{ kn}$$

**- Surcharge d'exploitation :**

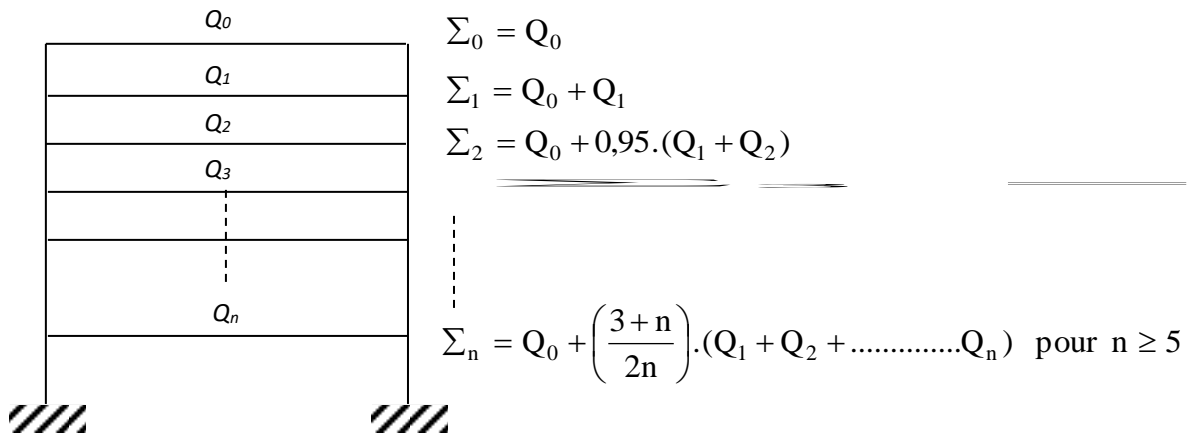
**Plancher a usage habitation :**  $Q \times S = 1.5 \times 14.75 = 22.125 \text{ KN}$

**Plancher inaccessible:**  $Q_{\text{ter}} \times S = 1.00 \times 14.75 = 14.75 \text{ KN}$

**- Loi de dégression de charges :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié



**Tableau II.2.1 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges :**

<b>Niveaux</b>	28,56	25,50	22,44	19,38	16,32	13,26	10,20	7,14	4,08	-3,06
<b>Coeff</b>	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

• Calcul des surcharges selon la loi de dégression:

$$\Sigma_{3\text{eme}} = 14.75 \text{KN}$$

$$\Sigma_{2\text{eme}} = 14.75 + 22.125 = 36.875 \text{KN}$$

$$\Sigma_1 = 14.75 + 0,95 \times (22.125 \times 2) = 56.787 \text{KN}$$

$$\Sigma_{\text{RDC}} = 14.75 + 0,90 \times 22.125 \times 3 = 74.487 \text{KN}$$

$$\Sigma_{\text{S/Sol1}} = 14.75 + 0,85 \times (22.125 \times 4) = 89.975 \text{KN}$$

$$\Sigma_{\text{S/Sol2}} = 14.75 + 0,80 \times (22.125 \times 5) = 103.25 \text{KN}$$

$$\Sigma_{\text{S/Sol3}} = 14.75 + 0,75 \times 22.125 \times 6 = 114.31 \text{KN}$$

$$\Sigma_{\text{pak}} = 14.75 + 0,714 \times (22.125 \times 7) = 125.33 \text{KN}$$

-Descente de charge :

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G. totale	Cumulée	Qi	Q cumulée		Section trouvée	Section adoptée
<b>3eme</b>	80.54	19.05	/	99.59	99.59	14.75	14.75	114.34	76.25	<b>35x35</b>
<b>2eme</b>	75.23	19.05	6.885	101,165	200.76	22.125	36.88	237.64	158.41	<b>35x35</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	75.23	19.05	6.885	101,165	301.92	22.125	56.79	358.71	240.61	<b>35x35</b>
<b>RDC</b>	75.23	19.05	6.885	101,165	401.09	22.125	74.48	475.57	388.14	<b>40x40</b>
<b>S/sol 1</b>	75.23	19.05	6.885	101,165	504.25	22.125	89.8	594.05	405.00	<b>40x40</b>
<b>S/sol 2</b>	75.23	19.05	6.885	101,165	605.42	22.125	110.3	715.72	487.20	<b>40x40</b>
<b>S/sol 3</b>	75.23	19.05	6.885	101,16	706.58	22.125	114.3	820.88	569.28	<b>55x55</b>
<b>Parking</b>	75.23	19.05	8.03	102.32	808.90	22.125	125.3	934.2	652.35	<b>55x55</b>

**Remarque :**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (**RPA/A.7.4.1**).

**-Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1): (Zone sismique III)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ - \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ - 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \end{array} \right.$$

**-1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étages :**

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min}(b_1, h_1) = \min(35\text{cm}, 35\text{ cm}) = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ - \text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e / 20 = 306 / 20 = 15.30\text{cm} \\ - 1/4 < b_1 / h_1 = 35 / 35 = 1.00 < 4 \end{array} \right.$$

**-RDC , 1<sup>er</sup> sous sol , 2<sup>ème</sup> sous sol:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{ cm}) = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ \bullet \text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e / 20 = 306 / 20 = 15.30 \\ \bullet 1/4 < b_1 / h_1 = 40 / 40 = 1.00 < 4 \end{array} \right.$$

**-Parking , sous sol3 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{Min}(b_1, h_1) = \min(55\text{cm}, 55\text{ cm}) = 55\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ \bullet \text{Min}(b_1, h_1) = 55 \text{ cm} > h_e / 20 = 357 / 20 = 17.85\text{cm} \\ \bullet 1/4 < b_1 / h_1 = 55 / 55 = 1.00 < 4 \end{array} \right.$$

**Conclusion :**

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

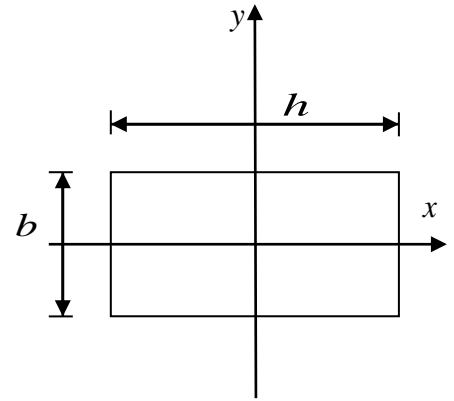
**-Vérification des poteaux au flambement :**

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'élanement du poteau.
- $l_f$  : Longueur de flambement. (  $l_f = 0.707 l_0$  )
- $l_0$  : Hauteur libre du poteau.



- $i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe  $xx$  (axe faible)
- $S_{pot}$  : Section du poteau.

Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.44 l_0}{b}$$

AN:

-Poteaux de  $(35 \times 35)$  [cm<sup>2</sup>] pour :

-1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étages :

$$L_0 = 3.06 \text{ [m]} \rightarrow \nu = \frac{2.44 \times 306}{35} = 21.33 < 50.$$

• Poteaux de  $(40 \times 40)$  [cm<sup>2</sup>] pour :

-RDC, 1<sup>er</sup> sous sol, 2<sup>ème</sup> sous sol:

$$L_0 = 3.06 \text{ [m]} \rightarrow \lambda = \frac{2.44 \times 306}{40} = 18.66 < 50.$$

-Poteaux  $(45 \times 45)$  [cm<sup>2</sup>] pour :

- Parking :

$$L_0 = 3.37 \rightarrow \lambda = \frac{2.44 \times 357}{55} = 15.83 < 50.$$

- 3<sup>ème</sup> sous sol :

$$L_0=3.06 \text{ [m]} \rightarrow \nu = \frac{2,44 \times 306}{55} = 13.57 < 50.$$

**La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.**

**Conclusion :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

**Conclusion final :**

Après avoir fait ces calculs, on adopte pour les pré-dimensionnement suivant :

Plancher en corps creux (16+4) cm

**-Poteaux :**

- parking et s/sol3	(55x55) cm <sup>2</sup>
- s/sol 2et s/sol 1 et RDC	(40x40) cxm <sup>2</sup>
- 1 <sup>er</sup> et 2eme et 3em étage	(35x35) cm <sup>2</sup>

**-Poutres :**

- poutre secondaire	(25x30) cm <sup>2</sup> .
-poutre principale	(30x40) cm <sup>2</sup> .

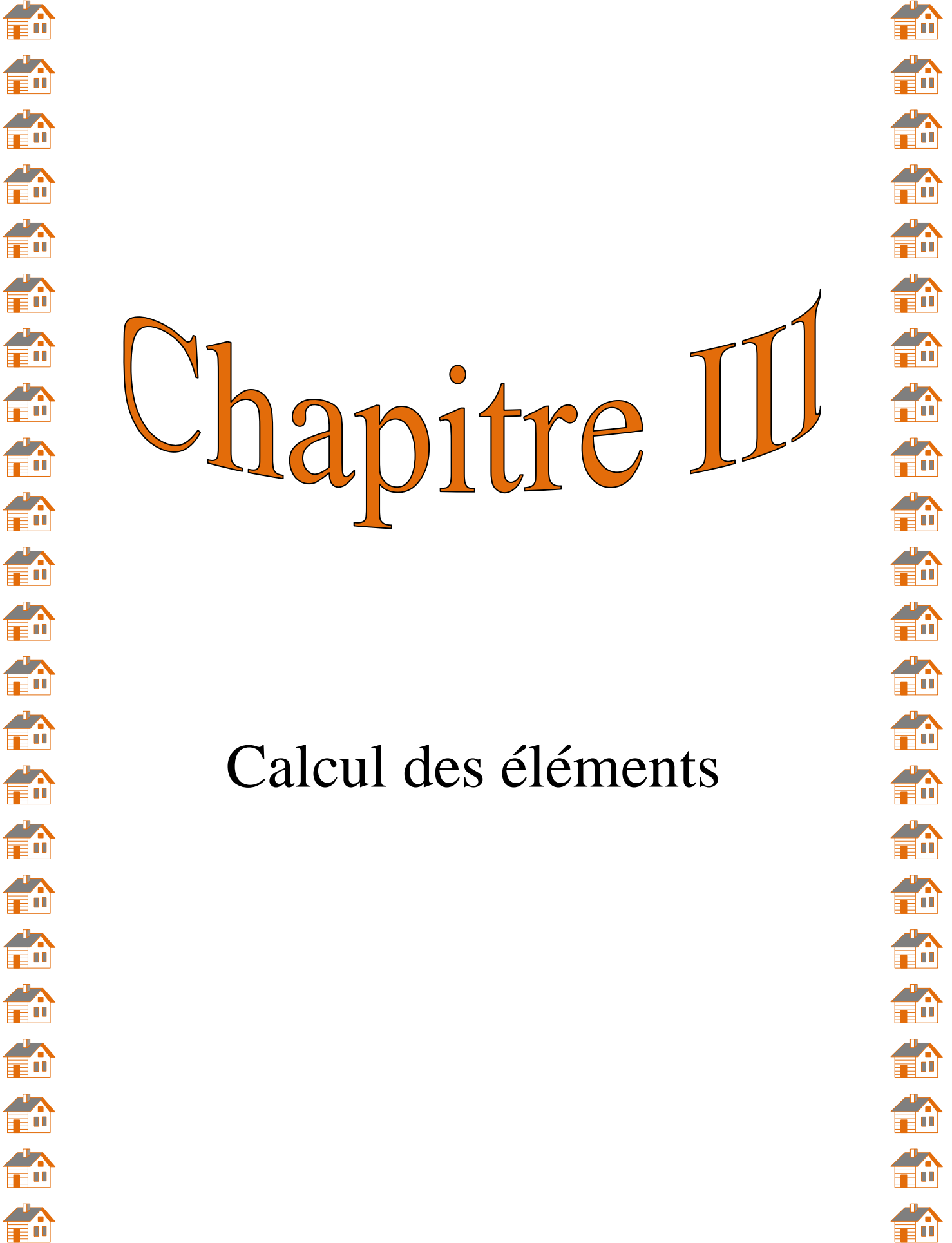
**- Voiles :**

25cm d'épaisseur.

**-Dalle pleine :**

15cm d'épaisseur.

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



# Chapitre III

Calcul des éléments

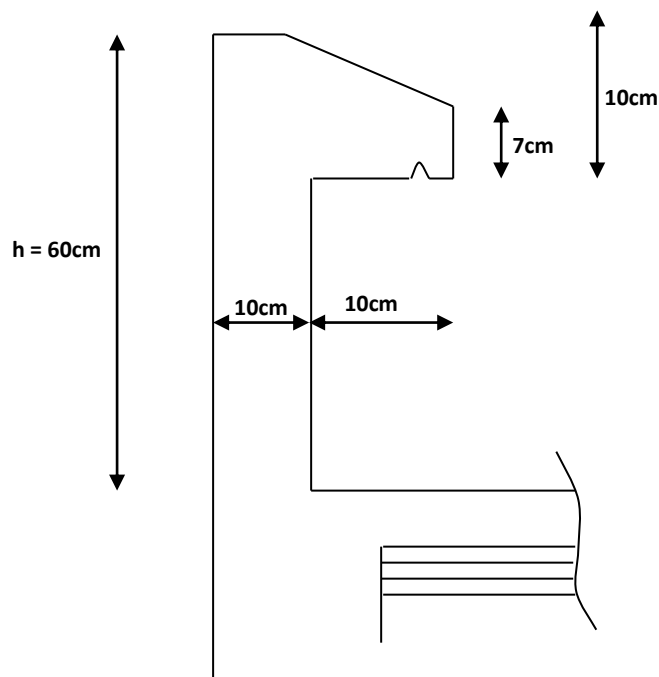
**Introduction :**

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet de la seule charges qu'ils leurs reviennent

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**).

**III.1.1. calcul de l'acrotère :**

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et un effort latéral  $Q$  dû à la main courante engendrant en un mouvement de renversions  $M$  dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.



**Coupe verticale de l'acrotère**

**1)- la sollicitation :****-Poids propre :**

$$G = \delta b \times S \times l$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

**- Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

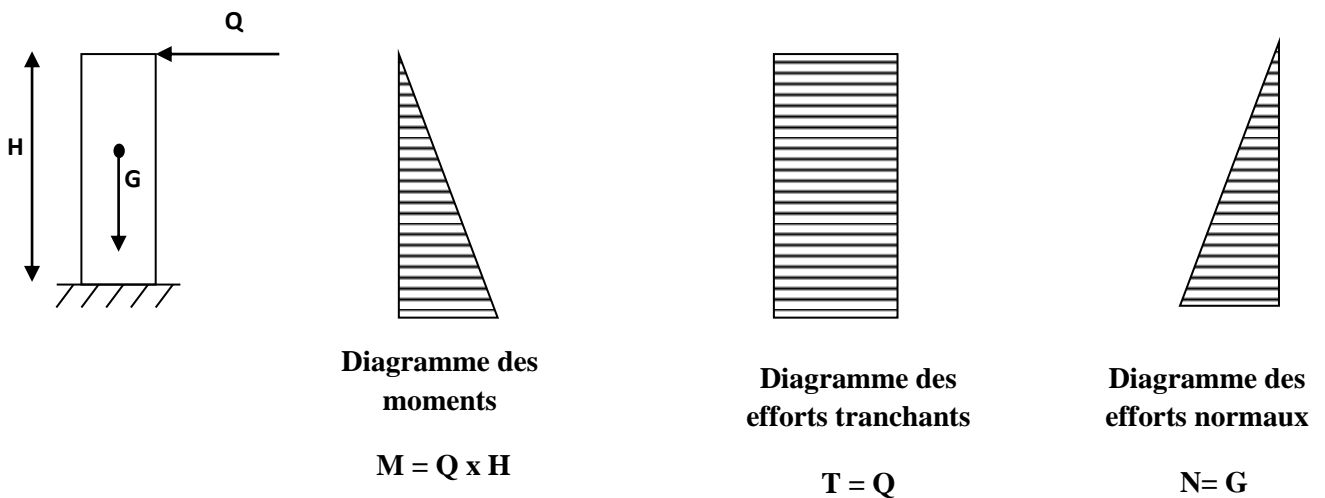
- **Moment de renversement M dû à la surcharge Q :**

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$$

- **Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$**

- **Effort normal dû au poids propre G :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ KN}$**

**Schéma statique :**



**2) Combinaisons de charges :**

**2.1) Etat limite ultime :**

La combinaison de charge à considérer est :  **$1.35G + 1.5Q$**

- **Effort normal de compression :**

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1,7125 = 2,31 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

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

- **Moment fléchissant :**

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

**2.2) Etat limite de service :**

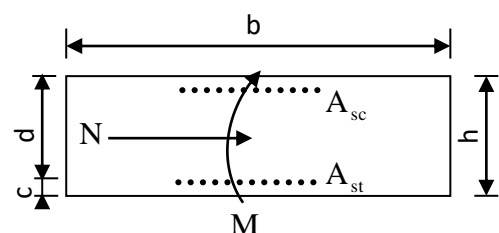
La combinaison de charge à considérer est :  **$G + Q$**

- **Effort normal de compression :**

$$N_s = N = 1,7125 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

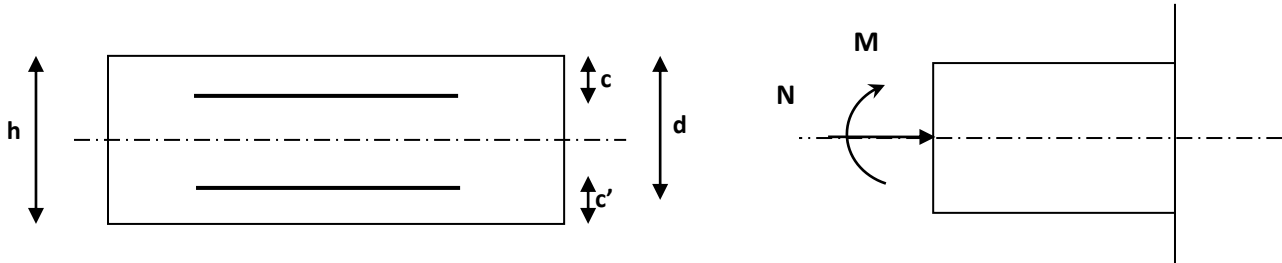
$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$



-Moment fléchissant :

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

3) Ferrailage de l'acrotère :



$h$  : Epaisseur de la section.

$c$  et  $c'$  : Enrobage.

$d = h - c$  : Hauteur utile

$M_f$ : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

3.1) Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.312} = 0.389m$$

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.  $N$  est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composé.

Avec :

$M_u$ : moment dû à la compression.

$N_u$ : effort de compression.

$C_p$  : centre de pression.

$e_u$  : excentricité.

$C'$ : l'enrobage qui vaut 2[cm].

**3.2) Calcul en flexion simple :****Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,31 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,9462 \text{ KN.m}$$

**Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9462 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,01358 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

**- Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9462 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39 \text{ cm}^2$$

**3.3) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,26}{34,8} = 0,325 \text{ cm}^2$$

**4) Vérification à l'ELU :****-Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armature tendues qui travaillent a la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_{\min} \leq A_s$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$ .

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,10}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A_s = 0,325 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

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

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de **20cm**

**-Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

**Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .**

**4.1) Vérification au cisaillement (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc pas de risque de cisaillement.

**4.2) Vérification de l'adhérence des barres :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux il faut donc vérifier que :

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

#### 4.3) vérification des espacements des barres (Art A.4.5,33/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc  $St \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$  c'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée .

#### 5) Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$$\text{Les aciers} \begin{cases} \text{HA : } 6 \text{ mm} \leq \emptyset \\ \text{feE400} \end{cases} \longrightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [226,67, 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$\longrightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,258}{15(1 - 0,258)} = 0,023$$

$$\longrightarrow \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans les aciers :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 5.1) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 5.2) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient de zone.

(Zone III, groupe d'usage 2) (A = 0,25)

C<sub>p</sub> : Pour les éléments secondaires (C<sub>p</sub> = 0,3)

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 1,7125KN/ml

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,7125 = 0,514 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion :**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontale supérieur a la force sismique  $F_p$ , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable

### III.2.1. Calcul des plancher :

#### - Introduction :

Les plancher sont des aires, généralement horizontale limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- Plancher champignons et/ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée

$Q < \min (2G, 5KN/m^2)$ . Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce qu'il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des plancher à corps creux.

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour un type de plancher (plancher le plus défavorable) et on adoptera le même ferrailage pour :

- 1- Plancher étage courant.
- 2- Plancher terrasse.

### III.2.2 Plancher en corps creux :

#### 1)- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520,  $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$** ) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91(art B.6.8.423)**

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

#### -Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_{\perp} = 5T5/\text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de **20 cm**.

**-Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

D'où :

$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{\parallel} = 5T5/\text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de **20 cm**.

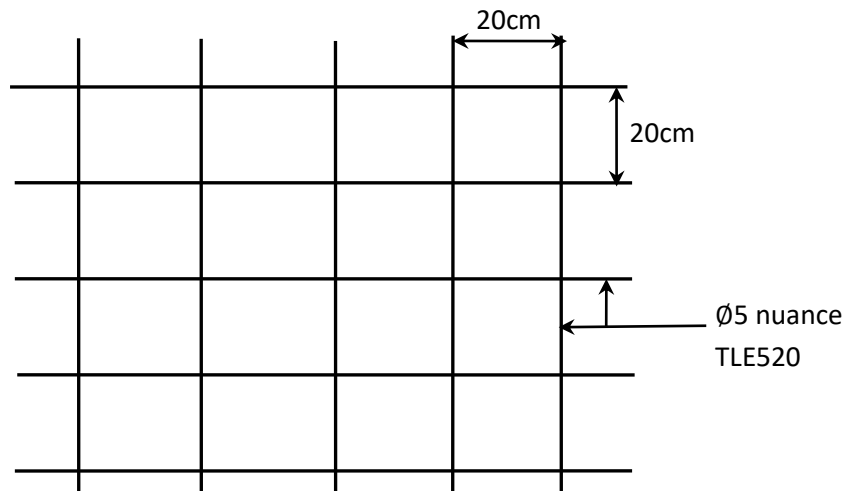


Figure III.2.1. Treillis soudé de  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ .

### **Conclusion :**

On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x5x200)**.

### **2)- Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

### **-Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

### **- critère de la petite portée :**

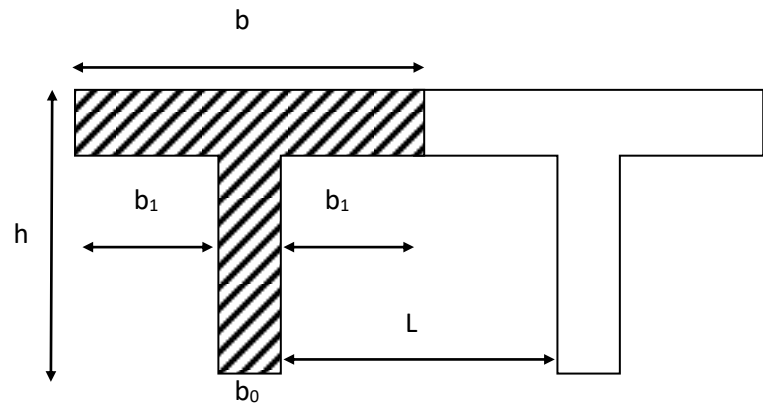
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

**- critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens du plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles BAEL 91 préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$



figIII.2.2. Largeur efficace de la table

**Avec :**

$L$  : distance entre axe des poutrelles.

$L_1$  : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 4,00$  m (la travée la plus sollicitée).

$b$  : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

$b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm).

$h_0$  : l'épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 5$  cm)

**1<sup>er</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95KN/m<sup>2</sup>** ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = (0.04 \times 0.16) \times 25 = 0.16$  KN/ml

- Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$  KN/ml

**$G = G_1 + G_2 = 0.16 + 0.62 = 0.81$  KN/ml**

- Surcharge de l'ouvrier :  **$Q = 1$  KN/ml**

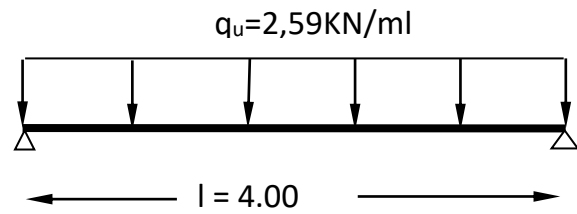
**III.2.3 Calcul à l'ELU :**

La combinaison de charges à considérer est :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1,35 \times (0,16 + 0,62) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 2,59 \text{ KN/ml.}$$



**Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression**

**-calcul du moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,59 \times 4^2}{8} = 5,18 \text{ KN.m}$$

**- calcul de l'effort tranchant max :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,00}{2} = 5,00 \text{ KN}$$

**- calcul de la section d'armature :**

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,18 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,60 > \mu_l = 0,392. \text{ La section est doublement armée (SDA).}$$

**Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (16x4) ; il est impossible de réaliser deux nappes

d'armature donc il faut prévoir des étais intermédiaire pour l'aider a supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière a ce que les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne soient pas nécessaire.

**2eme étape : Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

La combinaison de charges à considérer est :

- Poids propre du plancher :  $G = 5,10 \times 0,65 = 3,31 \text{ KN/m}$

**-A l'ELU :**

- Surcharge d'exploitation :  $Q=1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/m}$ .

**La charge de calcul sera donc :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 5.94 \text{ KN/m}$$

**-A P'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.295 \text{ KN/m}$$

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des ourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} = 133.33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{on prend : } b = 26.5 \text{ cm}$$

**-Choix de la méthode**

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.

**La méthode forfaitaire :**

**-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210/ BAEL 91 modifier 99) :**

1)- la méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

$$Q = 1.5 \leq \{ \max 2G ; 5 \text{ KN/ml} \} = 10.20 \text{ KN} \longrightarrow \text{ la condition est vérifiée.}$$

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

→ La condition est vérifiée.

### 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.80}{4.00} = 0.95 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.00}{3.80} = 1.05 \end{array} \right. \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

4) - La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

### Conclusion :

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

- **Principe de la méthode :**

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

- **Exposé de la méthode :**

Le rapport  $\alpha$  des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

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

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

-  $M_0$  : moment maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = q l^2 / 8 ; \text{ dont « l » longueur entre nus d'appuis.}$$

-  $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

-  $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{array} \right.$$

- travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

- travée de rive :

$$M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

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

**0.6  $M_0$**  → pour une poutre de deux travées.

**0.5  $M_0$**  → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0.4  $M_0$**  → pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (05) appuis, on aura le diagramme suivant :

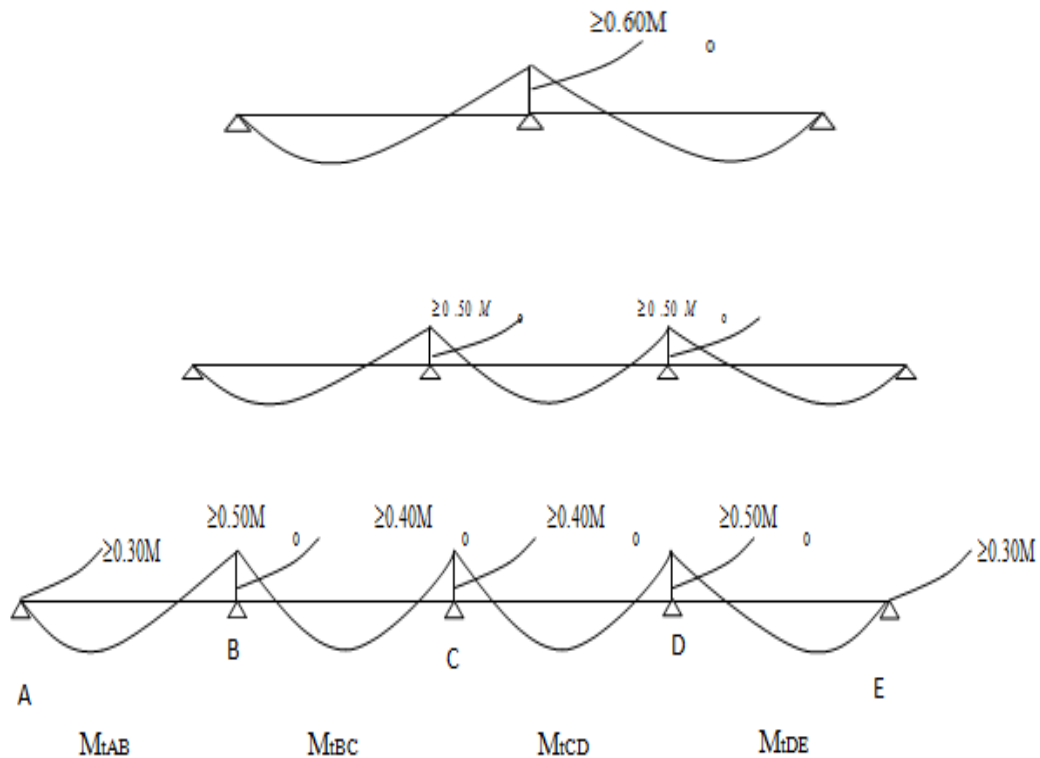


Figure III.C.3 : Schéma statique de la méthode forfaitaire.

#### Application :

- **Combinaison de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

A l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = \mathbf{5.94 \text{ KN/ml.}}$

A l'ELS :  $q_s = G + Q = \mathbf{4.295 \text{ KN/ml.}}$

- **Calcul des rapports de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.5}{5.1+1.5} = 0.227 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
$\alpha$	$(1+0.3 \alpha)$	$(1+0.3 \alpha)/2$	$(1.2+0.3 \alpha)/2$
0.227	1.0681	0.534	0.634

- **Calcul des moments isostatique :**

- En travée :

$$M_0 = \frac{qu.L^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
L(m)	3.80	4.00	3.80
$M_0$	10.72	11.88	10.72

-En appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta \cdot M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire $\beta$	/	0.5	0.5	/
$M_{\text{appui}}$	0	5.94	5.94	0

- **Calcul des moments en travée :**

- Travée de rive A-B :

$$M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \text{ et } 1.05 \leq (1+0.3\alpha)$$

$$M_{tAB} \geq 1.0681 \times 10.72 - \frac{5.94}{2} = 8.48 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0.634 M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq 0.634 \times 11.88 = 7.53 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_{tAB} \geq 9.73 \text{KN.m}$$

**- Travée de rive B-C :**

$$M_{BC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \text{ et } 1.05 \leq (1+0.3\alpha)$$

$$M_{tBC} \geq 1.068 \times 11.88 - \frac{5.94 + 5.94}{2} = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0.531 M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq 0.534 \times 11.88 = 6.34 \text{ KN.m}$$

**On prend :**

$$M_{tBC} \geq 6.75 \text{ KN.m}$$

**- Travée de rive C-D :**

$$M_{CD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \text{ et } 1.05 \leq (1+0.3\alpha)$$

$$M_{tCD} \geq 1.0681 \times 10.72 - \frac{5.94}{2} = 8.48 \text{ KN.m}$$

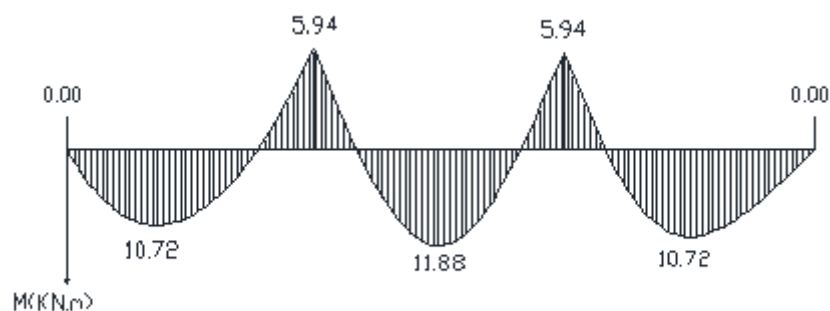
$$M_{tCD} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} \Rightarrow M_{tCD} \geq 0.634 M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq 0.634 \times 11.88 = 7.53 \text{ KN.m}$$

**On prend :**

$$M_{tCD} \geq 9.93 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des moments à l'ELU :**



**Fig.III.2.1 Diagramme des moments**

- **Calcul des efforts tranchant :**

$$V_w = \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$V_e^{i+1} = \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

**- Travée A-B :**

$$V_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$V_A = \frac{-5.94}{3.8} + \frac{5.94 \times 3.80}{2}$$

$$V_A = -1.56 + 11.286$$

$$V_A = 9.636 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} - \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$V_B = \frac{5.94}{3.8} - \frac{5.94 \times 3.80}{2}$$

$$V_B = -1.56 - 11.286$$

$$V_B = -12.84 \text{ KN}$$

**- Travée B-C :**

$$V_B = \frac{(-5.94) - (-5.94)}{4} + \frac{5.94 \times 4}{2}$$

$$V_B = 11.88 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{(-5.94) - (-5.94)}{4} - \frac{5.94 \times 4}{2}$$

$$V_C = -11.88 \text{ KN}$$

**- Travée C-D :**

$$V_C = \frac{5.94}{3.8} + \frac{5.94 \times 3.8}{2}$$

$$V_C = 1.56 + 11.286$$

$$V_C = 12.84 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{5.94}{3.8} - \frac{5.94 \times 3.8}{2}$$

$$V_D = -9.636 \text{ KN}$$

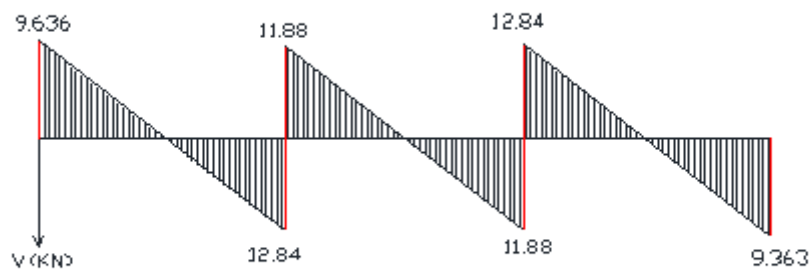


Fig.III.2.2 Diagramme des efforts tranchants

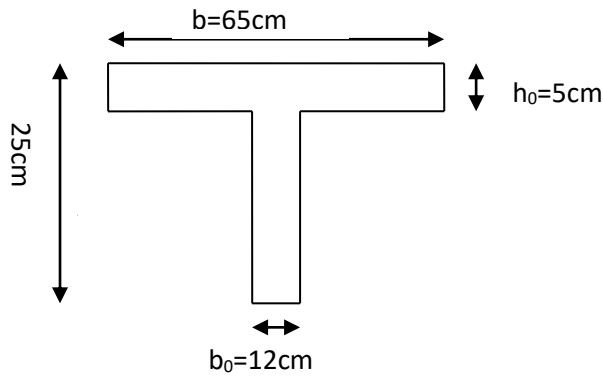
### III.2.4 ferrailage a l'ELU :

#### - Armature longitudinale :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 11.88 \text{ KN.m}$$



L'axe neutre est dans la table de compression.

Fig III.3.1 : Section de la poutre en Té

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :

**En travées :**

$$M_t^{\max} = 11.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.23 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$M_t = 94.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.88 \text{ KN.m} < M_t \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

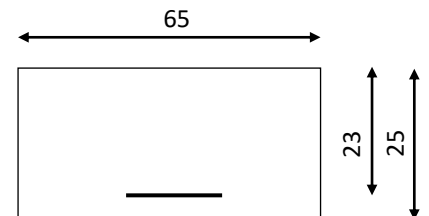
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65x25)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.72 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2}$$

$$\mu = 0.0188 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0188 \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.72 \times 10^5}{0.99 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.88 \text{ cm}^2$$



On adopte **3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5.94 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire la largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de la hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.94}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu = 0.107 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.107 \Rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.94 \times 10^3}{0.943 \times 18 \times 348} \Rightarrow A_{sa} = 1.005 \text{ cm}^2$$

On adopte **2HA12=2.26 cm<sup>2</sup>**

### Conclusion :

**En travée :** on adoptera **3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>**.

**Aux appuis :** on adoptera **2HA12=2.26cm<sup>2</sup>**.

Pour les aciers de continuité, **en place 2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup>**

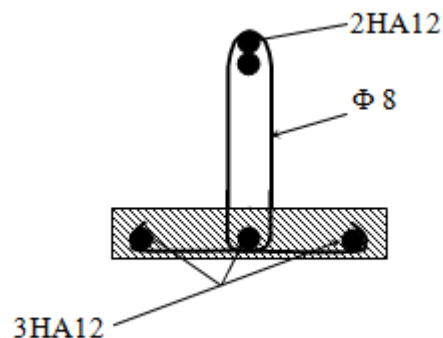
**- Armature transversales : ( Art.A.7.2.2/BAEL91 ) :**

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

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_\ell^{\max} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte **2HA8= 1.00cm<sup>2</sup>**



- L'espacement des armatures : (Art.A.5.1.22.BAEL 91 modifier 99)

$$S_t^{\min} \leq (0.9d, 40\text{cm})$$

$$S_t^{\min} \leq (0.9d, 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

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

### **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par les étriers T8, avec un espacement constant  $S_t = 15\text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

### **III.2.5 Vérification a l'ELU :**

#### **1)-Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 1.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 0.333 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.333 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### **2) vérification de la contrainte tangentielle :**

$$V_u^{\max} = 12.84 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12.84 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,594 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min ( 3,33, 5 ) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,594 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### **c) vérification de la contrainte l'adhérence et d'entrainement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{12.84 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.701 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.701 < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 3) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art :A5.1.313) :

- **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0$$

$$\overline{V}_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 12,84 < \overline{V}_u = 129,60 \text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier:**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right]$$

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 13,92 + \frac{6,44}{0,9 \times 23} \right] = 0,041 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 4) L'encrage des barres :

$$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa} \quad \text{Avec } \Psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,40 \text{cm}$$

$$L_S = 40 \text{cm}$$

- Pour feE400, acier HA, **Ls = 40 Ø** on adopte des crochets a 45° avec **Ls = 0.4Ls**.

$$L_S = 0,4 \times 42,4 = 16,96$$

$$L_S = 17 \text{cm}$$

### 5) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL .91Art A.5.1.1) :

$$V_u^{\max} = 13,92 \text{KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{12,84 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,109 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,134 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\{4,347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,109 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 4,347 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### **III.2.6 Calcul a l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

### **Moment de flexion a l'ELS :(BAEL 91 ; modifier 99) :**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas , pour obtenir les résultats des moment a l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcule a l'ELU par le coefficient

$$\frac{q_s}{q_u} = 0,723$$

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 5,94 \text{ KN/ml}$ .

A l'ELS :  $q_s = G + Q = 4,294 \text{ KN/ml}$ .

- **Les moments en travées :**

$$M_{tAB} = 10,72 \times 0,723 = 7,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 11,88 \times 0,723 = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 10,72 \times 0,723 = 7,75 \text{ KN.m}$$

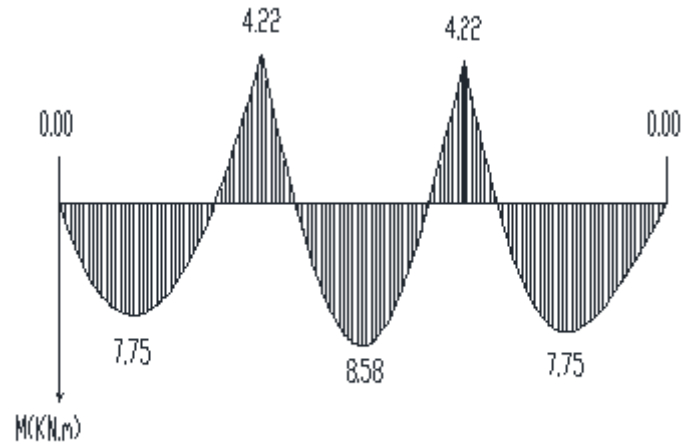
- **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0 \times 0,723 = 0,00 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 5,94 \times 0,723 = 4,22 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 5,94 \times 0,723 = 4,22 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0 \times 0,723 = 0,00 \text{ KN.m}$$



**Fig.III.2.6 Diagramme des moments fléchissant**

**Effort tranchant a l'ELS :**

**1-Travée A-B :**

$$V_A = 9.636 \times 0.723 = 7.62 \text{ KN}$$

$$V_B = -12.84 \times 0.723 = -9.283 \text{ KN}$$

**2-Travée B-C :**

$$V_B = 11.88 \times 0.723 = 8.58 \text{ KN}$$

$$V_C = -11.88 \times 0.723 = -8.58 \text{ KN}$$

**3-Travée C-D :**

$$V_C = 12.86 \times 0.723 = 9.283 \text{ KN}$$

$$V_D = -9.636 \times 0.723 = -7.62 \text{ KN}$$

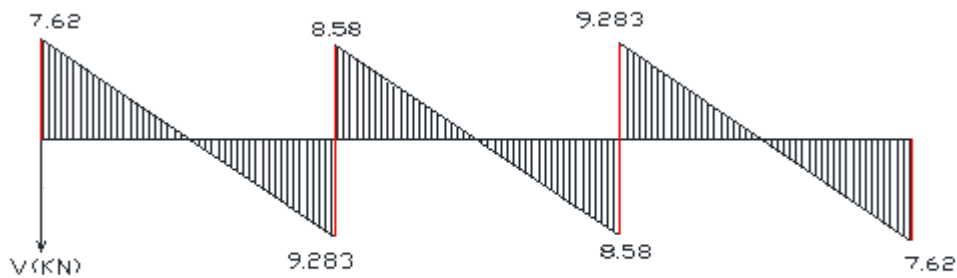


Fig.III.2.6 Diagramme des efforts tranchants

**III.2.7 Vérification a l'ELS :****1)-Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables.  $\longrightarrow$  Aucune vérification n'est à effectuer.

**2)- Etat limite de résistance a la compression du béton :**

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

**Avec :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

**- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 23} = 1.22 \rightarrow \beta_1 = 0.85 \quad K_1=18.33 \text{ et } K=0.054$$

$$\sigma_s = \frac{Mst}{\beta \times d \times A_s} = \frac{8.58 \times 10^3}{0.85 \times 18 \times 3.39} = 165.42$$

$$K\sigma_s = 0.054 \times 165.42 = 8.93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.93 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 23} = 0.81 \rightarrow \beta_1 = 0.871 \quad \text{Et} \quad K=0.042$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.22 \times 10^3}{0.871 \times 18 \times 2.26} = 119.10$$

$$K\sigma_s = 0.042 \times 119.10 = 5.002 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.002 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion :

la vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

### **-Etat limite de déformation : (BAEL91.AB68.4.24)**

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.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes.

$$1)- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2)- \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e}$$

$$3)- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

**Avec :**

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

Mt : moment maximum de flexion.

M0 : moment max de travée isostatique.

A : section des armatures.

b0 : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$1)- \frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0.054 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$2)- \frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.005}{18 \times 12} = 0.0046 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$$

$$3)- \frac{h}{L} = 0.05 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{4.22}{15 \times 8.58} = 0.032$$

**Conclusion :**

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

**III.3.1 Dalles pleine de type console (balcon) :**

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16 + 4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Le balcon se calcule comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive du plancher soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment «  $M_Q$  » dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée de la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

**1)- pré-dimensionnement de la dalle pleine :**

Largeur : 1.20m

Longueur : 3.50m

- Un garde de corps de hauteur  $h = 1$  m, en brique pleine de 10,5cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{l}{10} ; \quad e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} ; \text{ on prend } e = 15 \text{ cm}$$

**2)- Détermination des Charges et surcharges du balcon:**

- Les charges permanentes :

**Tableau III.3 Les charges permanentes revenant au balcon.**

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids(KN)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
<b>Poids total</b>			<b>G<sub>1</sub>=5,35</b>

**Remarque :**

Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

**-Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (uniformément répartie)}$$

**3)- Calcul à l'ELU :****- Combinaisons de charge :**

$$\text{A L'ELU: } 1.35G + 1.5$$

$$\text{Dalle : } q_{ul} = (1.35G_1 + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS : } G + Q$$

$$\text{Dalle : } q_{sl} = (G_1 + Q)1m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

**4)- Calcul des armatures à l'ELU :****-Le moment provoqué par la charge  $q_{ul}$  est :**

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.2^2}{2} = 6.17 \text{ KN.m.}$$

$$Mu = 6.17$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

**-Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.17 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_1 = 0.392$$

→ Section simplement armée.

$$\mu = 0.030 \rightarrow \beta = 0.984$$

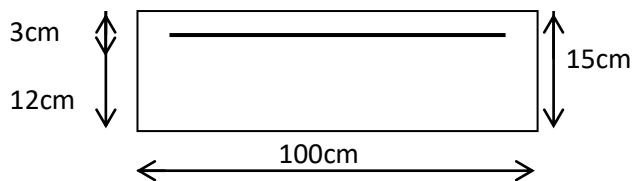
$$As = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.17 \times 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = 1.501 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } St = 25 \text{ cm}$$

**-Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{As}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$



Soit :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Avec :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

### 5)- Vérifications à L'ELU :

#### -Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### -Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL 91)

On doit vérifier :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18,84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_{ul} l = 12.47 \times 1 = 12.47 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.47 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18,84} = 0,612 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### -Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{12.47 \times 10}{100 \times 12} = 0.103 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement  $\longrightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### -Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ .  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée**

Armatures secondaires:  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ .  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée**

### 6)- Calcul à L'ELS :

#### -Calcul du moment sollicité :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_s = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{8.85 \times 1^2}{2} = 4.425 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4.425 \text{ KN.m}$$

### 7)-Les contraintes dans le béton et l'acier :

#### - La contrainte dans l'acier :

Ont doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0.5 f_e, 90 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = \min \left\{ 0.5 \times 400, 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 164.97 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.24 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,921 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 48.29$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{4.425 \times 10^3}{0.921 \times 12 \times 3.14} = 127.51 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 164.97$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow$  La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

#### - La contrainte dans le béton :

Ont doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1} = \frac{164.97}{48.29} = 3.41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### -Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10M0} \longrightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{4.425}{10 \times 4.425} = 0,1 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0,0026 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Conclusion :

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

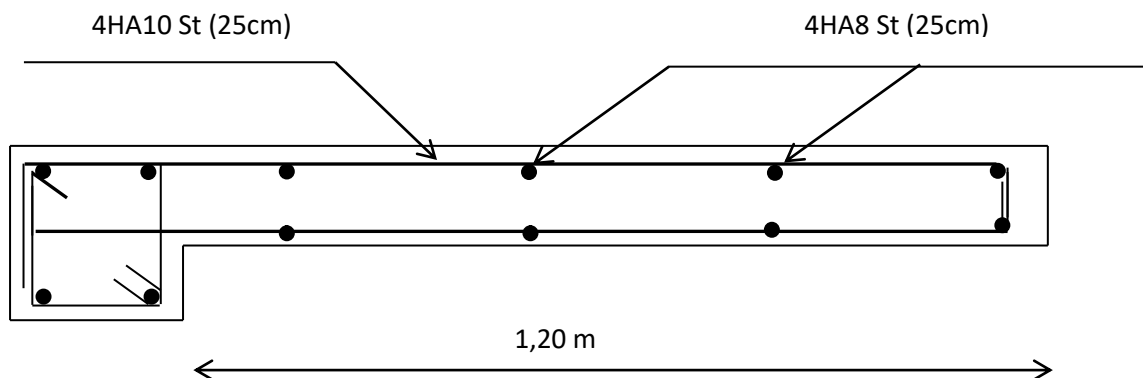


Figure III.3 Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis

**III.4.1 Etude de la poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

**- Dimensionnement :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{La largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec  $L$  : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

$$L = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} = 23,33 \leq h \leq \frac{350}{10} = 35 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 21 \quad \text{On adoptera une largeur pour des raisons de sécurité } b = 25 \text{ cm}$$

**-Evaluation des charges et surcharges :****Les charges permanentes :**

$$\text{Poids propre de la poutre} \quad 0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du mur (double cloison) :} \quad (3,06 - 0,3) \times 2,44 = 6,73 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du plancher :} \quad 5,10 \times \frac{0,65}{2} = 1,65 \text{ kN/ml}$$

---


$$G = 10,25 \text{ kN/ml}$$

**La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,14 \text{ kN/ml}$$

**- Combinaisons des charges :**

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (10,25) + 1,5 \times (1,14) = 15,54 \text{ kN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q = 10,25 + 1,14 = 11,39 \text{ kN/ml}$$

**1)- Etude de la poutre à l'ELU :**

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée

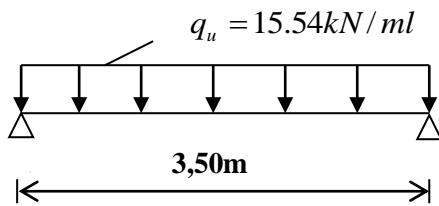


Fig.III.4.1 Charge revenant à la poutre de chaînage

#### - Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

- En travée :

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times \frac{15,54 \times (3,50)^2}{8} = 17,84 \text{ kN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_A = M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \times \frac{15,54 \times (3,50)^2}{8} = 11,89 \text{ kN.m}$$

Avec  $M_0$  : Moment isostatique

#### - Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{15,54 \times 3,50}{2} = 27,195 \text{ kN}$$

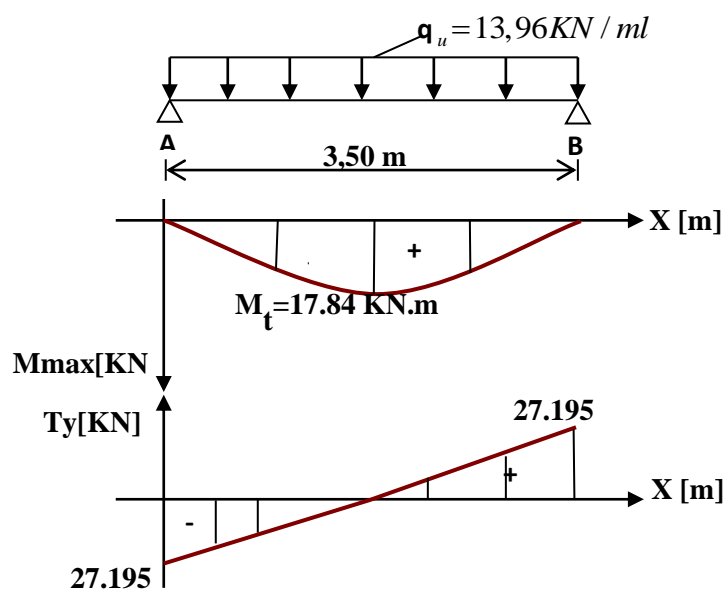


Fig.III.4.1 Diagramme des Efforts internes.

**- Calcul des armatures :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.84 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0.064 \quad \text{Alors que } d = h - c = 30 - 2 = 28$$

$$\mu < \mu_t = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0.064 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.84 \times 10^3}{0,966 \times 28 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

On prendra **3HA12 = 3,38 cm<sup>2</sup>**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.89 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu < \mu_t = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0,042 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.89 \times 10^3}{0,980 \times 28 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

On prendra **3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>**

**2)- Vérifications :****-Vérification de la condition de non fragilité (BAEL/Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**En travée :**  $A_t = 1.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

**Aux appuis :**  $A_a = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

**-Vérification du cisaillement (BAEL 91/ Art 5.1, 211) :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b d} = \frac{26,08 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,372 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Vérification d'adhérence aux appuis (BAEL 91/ Art A.6.1,3) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400  $\rightarrow \psi_s = 1,5$   $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 d \sum \mu_i}$$

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n \pi \phi$  : Somme du périmètre utile des barres.

$$\sum \mu_i = [(2 \cdot 10) + (2 \cdot 14)] \times 3,14 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,06 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 150,72} = 0,728 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art 5.3.313) :**

**Dans le béton :**

Il faut vérifier que :  $T_u \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ( $a = 0,9 d$  : qui est la largeur de l'appui).

$$T_u = 0,4 \times 250 \times (0,9 \times 280) \times \frac{25}{1,5} = 420 \text{ kN} \quad T_u = 27,66 < 420 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Appuis intermédiaires :**

Il faut vérifier que :

$$T_u = 2 \times 26.06 = 52.12 < 420 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right)$$

$$\frac{b_0}{10} = \frac{25}{10} = 2,5 \text{ cm} ; \frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0,85 \text{ cm} ; \quad \phi_l = 1 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 0,85 \text{ cm}$  On adoptera comme armatures transversales un cadre de **HA8**

**Espacement entre les barres :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (25,2 ; 40)$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} = \frac{1 \times 400}{25 \times 20} = 0,8 > 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-La vérification de l'espacement est donnée selon deux zones d'après le RPA :**

**La zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left[ \frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right]$$

$$S_t \leq \min [7,5 ; 12 ; 30 \text{ cm}] \quad \text{Soit } S_t = 5 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA99, la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t = A_{\min} = 0,003 S_t b$$

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.38 \geq A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2$$

### III.4.2 Vérifications à l'ELS :

#### Calcul des moments :

- En travée :

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times \frac{11,58 \times (3,3)^2}{8} = 11.82 \text{ kN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_A = M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \times \frac{11,58 \times (3,3)^2}{8} = 7.88 \text{ kN.m}$$

Avec  $M_0$  : Moment isostatique

#### - Calcul des efforts tranchants :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{11,58 \times 3,3}{2} = 19.10 \text{ kN}$$

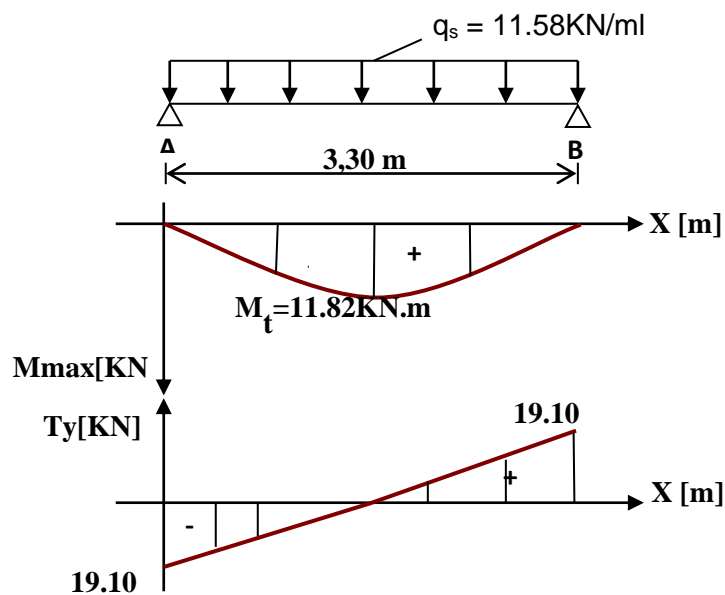


Fig.III.4.2 Diagramme des Efforts internes

#### -Vérification des contraintes :

##### Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible ; donc il est inutile de vérifier à l'état limite d'ouverture des fissures.

##### Etat limite de compression du béton :

##### En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

A partir des annexes, on tire les valeurs de  $k_1$  et  $\beta$  :  $k_1 = 32,17$  ;  $\beta_1 = 0,894$

$$\sigma_s = \frac{11.58 \times 10^3}{0,894 \times 0,28 \times 339} = 136.46 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{136.46}{32,17} = 4.24 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0,299$$

A partir des annexes, on tire les valeurs de  $k_1$  et  $\beta$  :  $k_1 = 43.14$  ;  $\beta_1 = 0.914$

$$\sigma_s = \frac{11.58 \times 10^3}{0,914 \times 0,28 \times 339} = 133.47 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{133.47}{43.14} = 3.09 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.09 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

**-Vérification de la flèche :**

Selon le (BAEL 91, modifié 99) ; il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0,090 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,085 > \frac{11.58}{10 \times 19.10} = 0,06 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{3,39}{25.28} = 0,0048 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

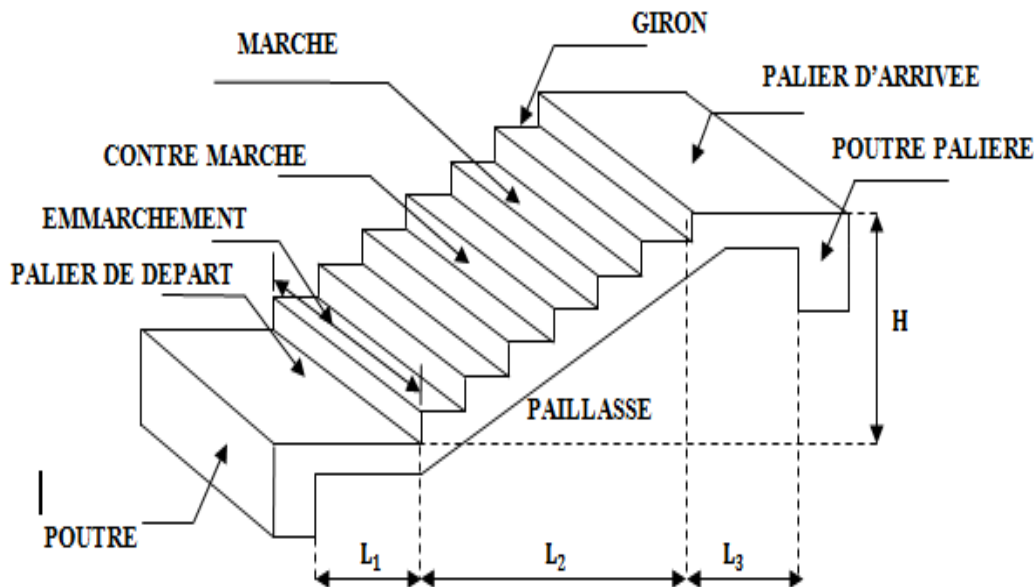
Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.5.Calcul des escaliers :

#### Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction, notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier de type droite avec deux volées et un palier intermédiaire.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé en coulé sur place.



- **La marche :** est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche  $h$  : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13$  à  $17$  cm, jusqu'à  $22.5$  cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de  $28$  cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59$  à  $64$ .
- **Une volée :** est l'ensemble des marches ( $25$  au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

**Calcul de l'escalier des étages courants :**

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Soit :  $H = 1.53m$

**1)- Pré dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59cm \leq g+2h \leq 66cm$$

$$14cm \leq g+2h \leq 18cm$$

- **Calcul du nombre de contre marches**  $14cm \leq h \leq 18cm$

On prend h égal à 17cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches.}$$

- **Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- **Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm$$

- **Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30cm$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

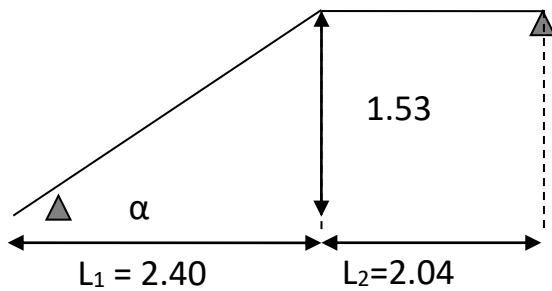
$$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

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

On a  $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées



$L_0$  : longueur du palier de départ

$L_1$  : longueur projetée de la volée.

$L_2$  : longueur du palier d'arrivée.

## 2) Pré dimensionnement de la pailleasse et du palier:

### - La pailleasse :

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

L'épaisseur de la pailleasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_1}{20}$$

Avec  $L_0$  longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \text{ D 'ou}$$

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} 0.6375 = 32.52^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = \frac{240}{\cos 32.52} + 209 = 493.62 \text{ cm}$$

$$\frac{493.62}{30} \leq ep \leq \frac{496.62}{20}$$

$$16.45 \leq ep \leq 24.68$$

Soit  $ep = 17 \text{ cm}$

**- Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier  $ep_{palier} = 17cm$

**3) Détermination des sollicitations de calcul :**

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

**- Charges et surcharges :**

- **Le palier**
- **Tableau III.5.1 : Charges et surcharges revenant au palier**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 0.17 x 1.00	4.25
sable	17 x 0.03 x 1.00	0.51
mortier	20 x 0.03 x 1.00	0.60
carrelage	20 x 0.02 x 1.00	0.40
Enduit de plâtre	10 x 0.02 x 1.00	0.20
	<b>G palier=5.96</b>	
	<b>Q palier=2.50</b>	

- **La paillasse :**

**Tableau III.5.2 : Charges et surcharges revenant à la paillasse**

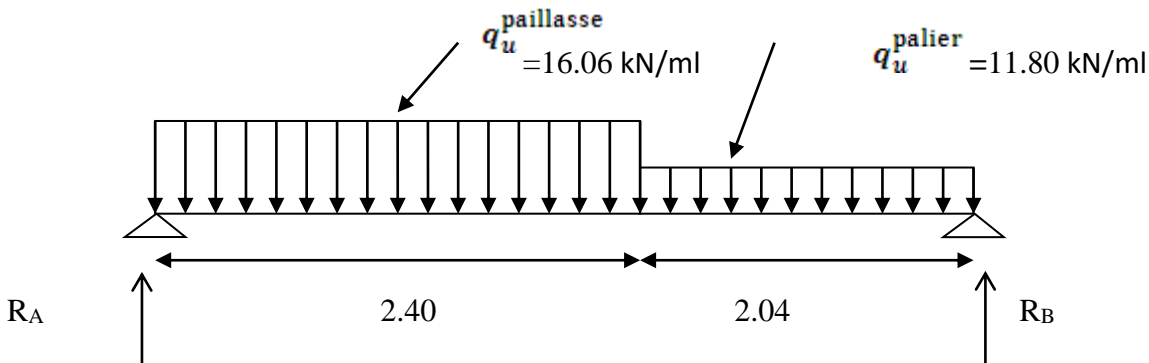
Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0.17 / \cos 32.52^\circ$	5.05
Poids propre des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2$	2.125
carrelage	20 x 0.02 x 1.00	0.4
Mortier de pose	20 x 0.03 x 1.00	0.6
Couche de sable	18 x 0.03 x 1.00	0.54
Enduit de ciment	10 x 0.02 x 1.00	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
	<b>G paillasse=9.12</b>	
	<b>Q paillasse=2.50</b>	

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR c2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation :  $Q = 2.5K/m$ .

- **Combinaisons de charges :**

**Tableau III.5.3 : Combinaisons de charges**

	$ELU : q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml [KN / ml]$	$ELS : q_s = (G + Q) \times 1ml [KN / ml]$
<b>Palier</b>	$q_u^{palier} = (1.35 \times 5.96 + 1.5 \times 2.5) \times 1m$ = 11.80	$q_s^{palier} = (5.96 + 2.5) \times 1m = 8.47$
<b>palliasse</b>	$q_u^{palliasse} = (1.35 \times 9.12 + 1.5 \times 2.5) \times 1m =$ 16.06	$q_s^{palliasse} = (9.12 + 2.5) \times 1m = 11.62$



- calcul des efforts interne à l'ELU :

$$-\sum F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 16.06 \times 2.40 + 11.80 \times 2.04 = 62.616KN$$

$$\longrightarrow R_A + R_B = 62.616KN$$

$$-\sum M/A = 0 \longrightarrow R_B \times 4.44 - \left[ \left( \frac{16.06 \times 2.40^2}{2} \right) + (11.80 \times 2.04 \times 3.42) \right]$$

$$\longrightarrow R_B = 28.95KN$$

$$-\sum M/B = 0 \longrightarrow R_A \times 4.44 - \left[ \left( \frac{11.80 \times 2.04^2}{2} \right) + (16.06 \times 2.40 \times 3.24) \right]$$

$$\longrightarrow R_A = 33.65KN$$

**Donc:**

$$R_A = 33.65 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.85 \text{ KN}$$

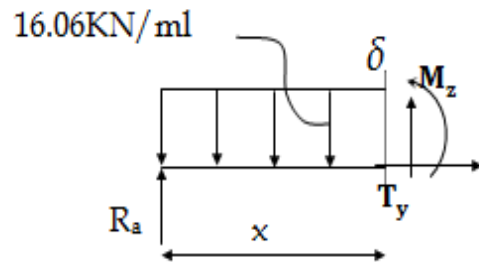
- Calcul des efforts interne (tranchants et moments fléchissant) :

- **Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 2.40$**

- Efforts tranchants :

$$\sum F / y = 0 \longrightarrow T_y = -16.06x + 33.65$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = 33.65 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=2.40 \rightarrow T_y = -4.894 \text{ KN} \end{array} \right.$$



- Moment fléchissant :

$$\sum M / \delta = 0 \longrightarrow M_z = -8.03x^2 + 33.65x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2.40 \rightarrow M_z = 34.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

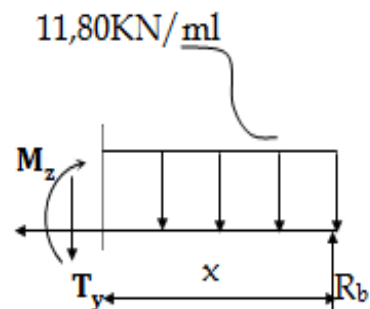
$$M_{\max} = T = 0 \longrightarrow x = 1.87 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (2.09) = 35.25 \text{ KN.m}$$

- **Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 2.04$**

$$\sum F / y = 0 \longrightarrow T_y = 11.80x - 28.85$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -28.85 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=1.50 \rightarrow T_y = -4.77 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$



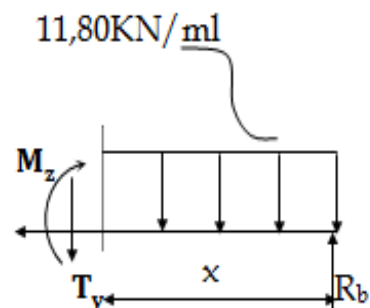
- Moment fléchissant :

$$\sum M / \delta = 0 \longrightarrow M_z = 5.9x^2 - 28.85x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2.04 \rightarrow M_z = -32.30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = T = 0 \quad x = 1.87 \text{ m}$$

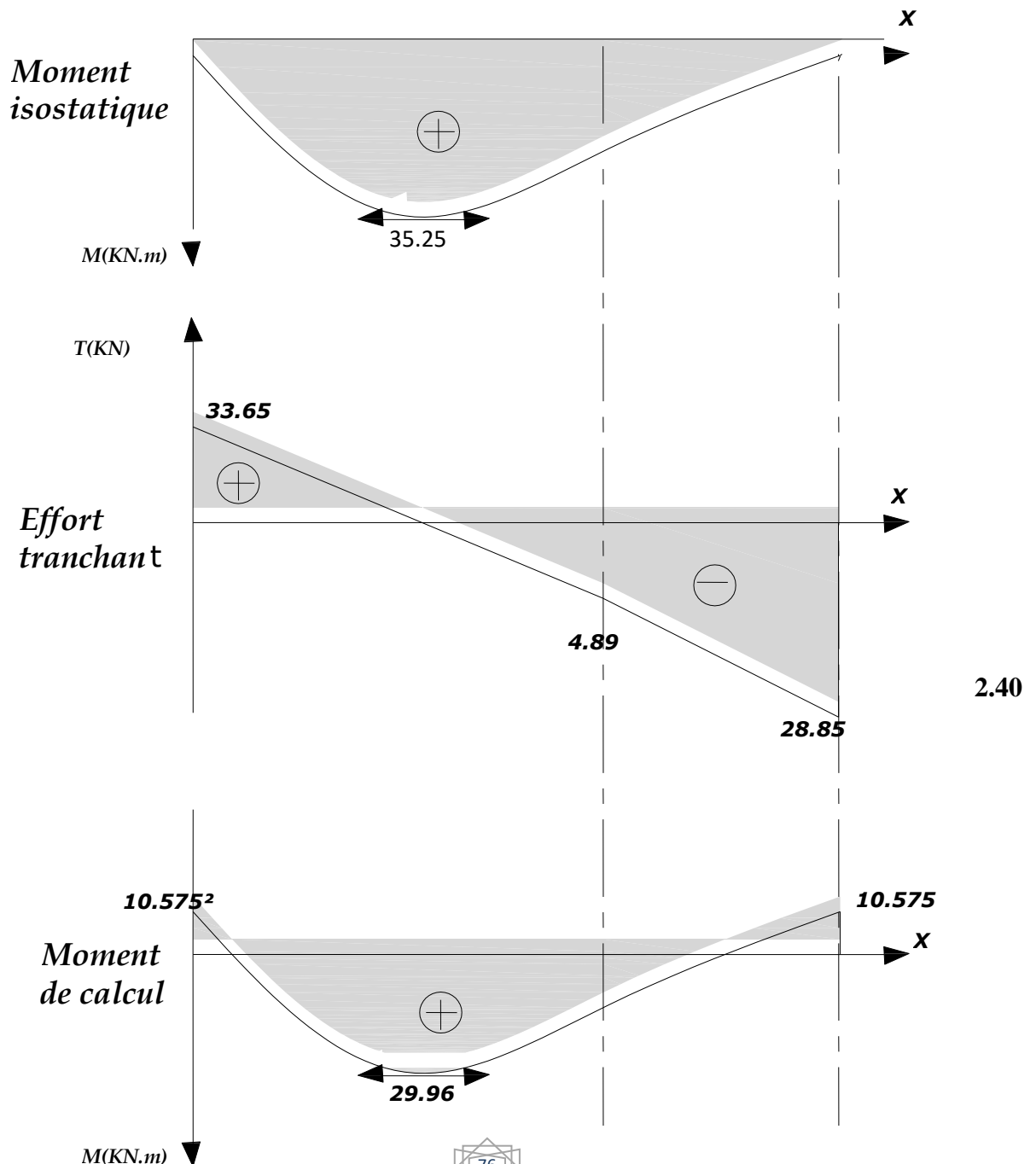
$$M_{\max} = (2.44) = 35.25 \text{ KN.m}$$



**- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

Tronçon(m )	Effort tranchant	Moment flechissant	X(m)	T(KN)	M(KM.M)
$0 \leq x \leq 2.40$	$-16.06x + 33.65$	$M_z = -8.03x^2 + 33.65x$	0	33.65	0
			2.40	-4.89	34.50
$0 \leq x \leq 2.04$	$11.80x - 28.85$	$M_z = 5.9x^2 - 28.85x$	0	-28.85	0
			2.04	-4.78	-32.30



**4) - Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**- Aux appuis:**

$$M_u^a = (-0.3) \times 35.25 \text{ KNm}, \quad d = 15 \text{ cm}, c = 2\text{cm}, b = 100\text{cm}$$

$$M_u^a = 10.57 \text{ KN.m}$$

**-Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.57 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,033 \leq 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,033 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.57 \times 10^3}{0,986 \times 15 \times 348} = 2.05 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\mathbf{6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2} \quad \text{avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

**- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**-En travée :**

$$M_u^a = (0.85) \times 35.25 \text{ KNm}, \quad d = 15 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$M_u^a = 29.96 \text{ KN.m}$$

**-Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29.96 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,0937 < 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_B = 0,0937 \longrightarrow \beta = 0,951$$

$$A_t = \frac{M^t_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{24.55 \times 10^3}{0,951 \times 15 \times 348} = 5.14 \text{ cm}^2$$

On adopte :

**6 HA 12 = 6.78 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

**- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**5)-Vérification à l'ELU :**

**-Réparation des barres**

- **Les armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

**- Aux travées :**

$$A_{\text{adopté}} = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

**-Aux appuis :**

$$A_{\text{adopté}} = 4.71 \text{cm}^2 > 1.81 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1/ BAE91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{33.65 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0.224 \text{Mpa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$

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

$$0.224 \text{Mpa} < 3.33 \text{Mpa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1,3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec} \quad \sum U_i: \quad \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \pi \phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.65 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 263.76} = 0.945 \text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.945 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (Art A.5.1.313 / BAEL91) :**

**- Influence sur le béton :**  $T_u \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0.9d = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{cm}$

$$T_u \leq 0.4 \times 13.5 \times 100 \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 900 \text{KN}$$

$$T_u = 33.65 \text{KN} < 900 \text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- Influence sur les aciers :**

$$A_s \geq \left( T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.5}{f_e}$$

La condition est vérifiée :

$$4.71 \geq \left( 33.65 + \frac{10.57}{0.9 \times 15} \right) \times \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 4.71 \text{cm}^2 > 0.129 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

• **Ancrage des barres aux appuis :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}} \text{ Avec: } \overline{\tau_{se}} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.84$$

$$\psi = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 3.15 \text{Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.48} = 49.29 \text{cm}$$

Les règles **BAEL91** modifié **91** admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à **0.4 l<sub>s</sub>**

pour les **ACIERS HA**

$$l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 49.29 = 19.71 \text{cm} \text{ Soit } l_s = 20 \text{cm}$$

### 6)-Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS :

$$= 11.62 \text{ kN/ml}$$

$$q_u^{\text{palier}} = 8.47 \text{ kN/ml}$$



- calcul des efforts interne à l'ELU :

$$-\sum F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 11.62 \times 2.40 + 8.47 \times 2.04 = 45.166 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow R_A + R_B = 45.166 \text{ KN}$$

$$-\sum M/A = 0 \longrightarrow R_B \times 4.44 - \left[ \left( \frac{11.62 \times 2.40^2}{2} \right) + (8.47 \times 2.04 \times 3.42) \right]$$

$$\longrightarrow R_B = 20.84 \text{ KN}$$

$$-\sum M/B = 0 \longrightarrow R_A \times 4.44 - \left[ \left( \frac{8.47 \times 2.40^2}{2} \right) + (11.62 \times 2.40 \times 3.24) \right]$$

$$\longrightarrow R_A = 25.84 \text{ KN}$$

**Donc:**

$$R_B = 20.84 \text{ KN}$$

$$R_A = 25.84 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts interne (tranchants et moments fléchissant) :

- Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 2.40$

- Efforts tranchants :

$$\sum F / y = 0 \longrightarrow T_y = -11.62x + 25.84$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = 25.84 \text{KN.} \\ \text{Pour } x=2.40 \rightarrow T_y = -2.048 \text{KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M / \delta = 0 \longrightarrow M_z = -5.81x^2 + 25.84x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2.40 \rightarrow M_z = 28.55 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = T = 0 \longrightarrow x = 1.62 \text{m}$$

$$M_{\max} = (2.22) = 28.58 \text{KN.m}$$

• **Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 2.04$**

$$\sum F / y = 0 \longrightarrow T_y = 8.47x - 20.84$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -20.84 \text{KN.} \\ \text{Pour } x=2.04 \rightarrow T_y = -2.17 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

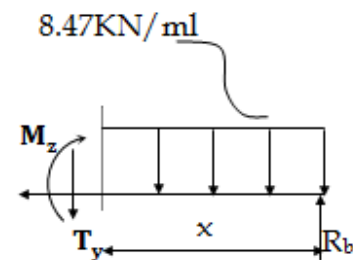
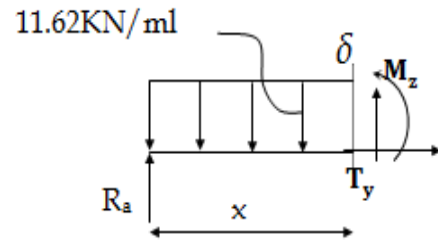
$$\sum M / \delta = 0 \longrightarrow M_z = 4.23x^2 - 20.84x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2.04 \rightarrow M_z = -24.53 \text{KN.m} \\ M_{\max} = T = 0 \longrightarrow -2.56x \notin [0, 2.04]. \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = (2.46) = -25.66 \text{KN.m}$$

- **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.



Tronçon(m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X(m)	T(KN)	M(KM.M)
------------	------------------	--------------------	------	-------	---------

)					
$0 \leq x \leq 2.40$	$-11.62x+25.84$	$-5.81x^2 +25.84x$	<b>0</b>	25.84	<b>0</b>
			<b>2.40</b>	-2.048	28.55
$0 \leq x \leq 2.04$	$8.47x-20.84$	$4.23x^2 -20.84x$	<b>0</b>	-2.17	<b>0</b>
			<b>2.04</b>	-9.048	-24.53

**Remarque:**

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{umax}$  au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis :

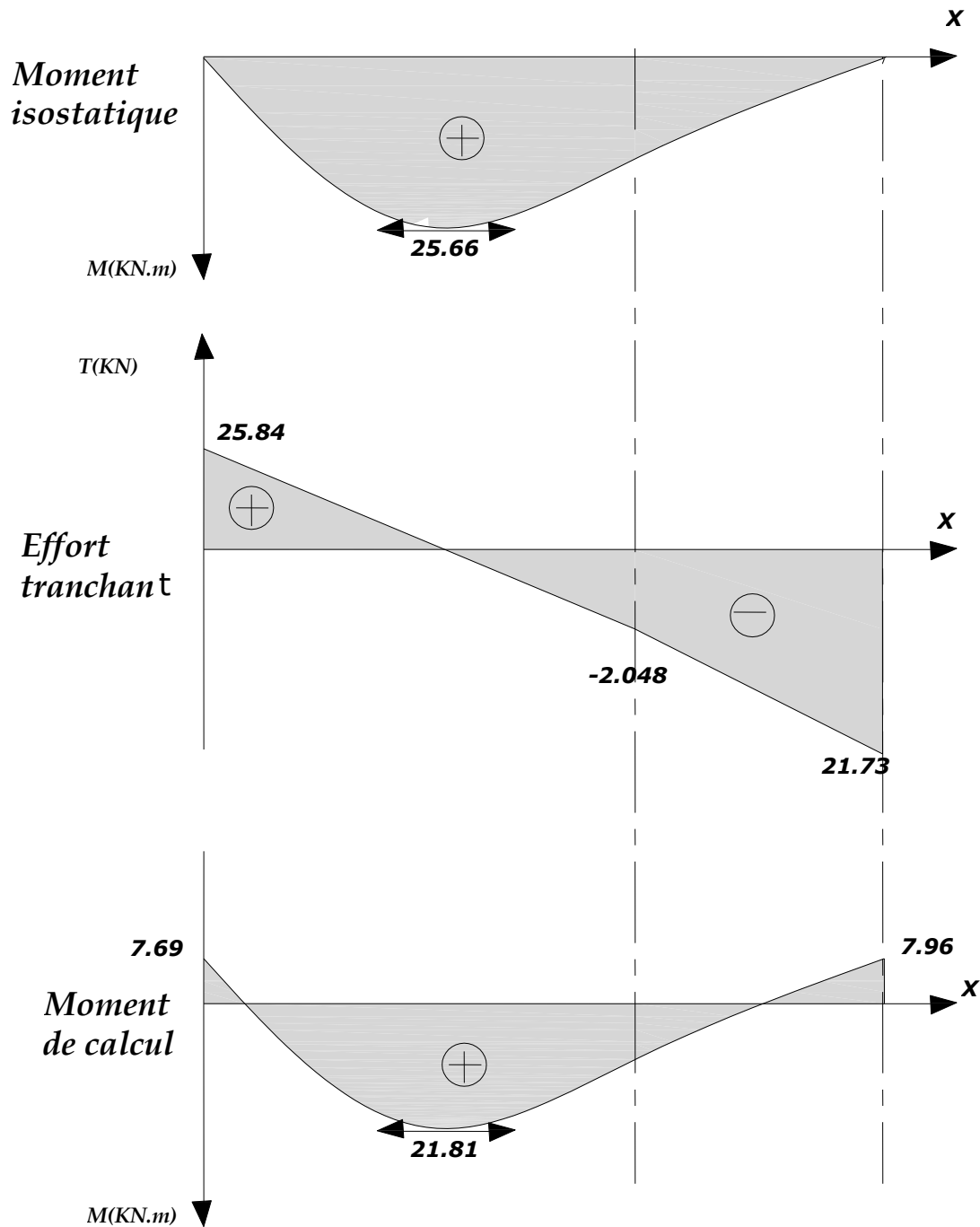
$$M_{uap} = (-0.3)M_{umax} = (-0.3) \times (-25.66) = 7.69$$

$$M_{uap} = 7.69 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{utr} = (0.85)M_{umax} = (0.85) \times 25.66 = 21.81$$

$$M_{utr} = 21.81 \text{ KN.m}$$



### 7)-Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

• **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

La fissuration étant peu nuisible

**- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 15} = 0,452 \text{ Après interpolation on trouve } K_1 = 34.02 \text{ et } \beta_1 = 0.898$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{21.81 \times 10^3}{0.898 \times 15 \times 6.78} = 238.81 \text{ MPa} \quad \text{D'où } \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{238.81}{34.02} = 7.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

**- Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 15} = 0,314 \text{ Après interpolation on trouve } K_1 = 39.95 \text{ et } \beta_1 = 0.909$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.69 \times 10^3}{0.909 \times 15 \times 4.71} = 119.74 \text{ MPa} \text{ D'où } \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{119.74}{39.95} = 32.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **Etat limite de déformation :(BAEL91/ARTB.6.5.2)**

Les règles (Art. B.6.5. 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

**h** : Hauteur de la poutre.

**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**A** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

**Vérification :**

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{370} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition n'est pas vérifiée donc :

**Le calcul de la flèche :**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^{\max}_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$q^{\max} = \max (11,62, 8,47) = 11,62 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11.62 \times 370^4}{E_v \times I} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$V_1$  : position de l'axe neutre

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$B$  : aire de la section homogène.

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

$A_t$  : section d'armatures tendues

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 17 + 15 \times 6.78 = 1801.7 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15 = 15975.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{15975.5}{1801.7} = 8.86 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.86 = 8.14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_A)^2 = \frac{100}{3} \times (8.86^3 + 8.14^3) + 15 \times 6.78 \times (8.14 - 2)^2 = 44996.02 \text{ cm}^4$$

Ave  $V_A = V_2 - C$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{11.62 \times (3.7)^4 \times 10^6}{15975.5 \times 44996.02} = 0.0394 \text{ cm}$$

$f = 0,0315 < \bar{f} = 0.74cm \longrightarrow$  L a flèche est vérifiée.

**L'escalier sera ferrillé comme suite :**

**Aux appuis :** - Armature principale :  $A_p = 6HA10$   $e = 15cm$

- Armature secondaire :  $A_s = 4HA10$   $e = 25cm$

**En travée :** - Armature principale :  $A_p = 6HA12$   $e = 15cm$

- Armature secondaire :  $A_s = 4HA10$   $e = 25cm$

### **III.5.3. Calcul de l'escalier de 4 eme entré sols :**

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Soit : **H = 1.87m**

#### **1)- Pré dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59cm \leq g+2h \leq 66cm$$

$$14cm \leq g+2h \leq 18cm$$

**- Calcul du nombre de contre marches**  $14cm \leq h \leq 18cm$

On prend h égal à 17cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11 \quad \text{Contre marches.}$$

**- Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ marches.}$$

**- Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17cm$$

**- Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{300}{10} = 30cm$$

**- Vérification de la relation de BLONDEL :**

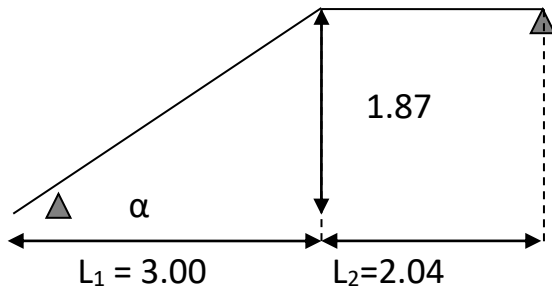
$$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

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

On a  $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées



$L_0$  : longueur du palier de départ

$L_1$  : longueur projetée de la volée.

$L_2$  : longueur du palier d'arrivée.

## 2) Pré dimensionnement de la pailleasse et du palier:

### - La pailleasse :

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

L'épaisseur de la pailleasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Avec  $L_0$  longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{187}{300} = 0.623 \quad \text{D 'ou}$$

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} 0.623 = 31.92^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = \frac{300}{\cos 32.52} + 204 = 558.04 \text{ cm}$$

$$\frac{558.04}{30} \leq ep \leq \frac{558.04}{20}$$

$$18.60 \leq ep \leq 27.90$$

Soit  $ep = 20\text{cm}$

**- Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier  $ep_{\text{palier}} = 20\text{cm}$

**3) Détermination des sollicitations de calcul :**

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.

**- Charges et surcharges :**

- **Le palier:**

**Tableau III.5.3 : Charges et surcharges revenant au palier**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 20 x1.00	5.00
sable	17 x0.03 x 1.00	0.51
mortier	20 x0.03 x1.00	0.60
carrelage	20 x 0.02 x1.00	0.40
Enduit de plâtre	10 x 0.02 x1.00	0.20
	<b>G palier=6.71</b>	
	<b>Q palier=2.50</b>	

- La paillasse :

**Tableau III.5.3: Charges et surcharges revenant à la paillasse**

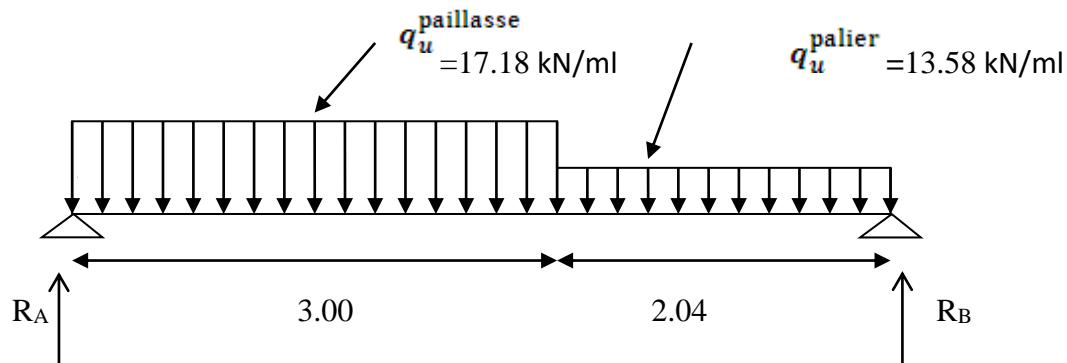
Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0.20 / \cos 31.92^\circ$	5.89
Poids propre des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2$	2.125
carrelage	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.03 \times 1.00$	0.6
Couche de sable	$18 \times 0.03 \times 1.00$	0.54
Enduit de ciment	$10 \times 0.02 \times 1.00$	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
		<b>G paillasse=9.95</b>
		<b>Q paillasse=2.50</b>

Surcharge d'exploitation : selon le **(DTR c2-2)** pour une construction à usage de service ou d'habitation : **Q =2.5K/m.**

- Combinaisons de charges :

**Tableau III.5.3 : Combinaisons de charges**

	$ELU : qu = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml [KN / ml]$	$ELS : qs = (G + Q) \times 1ml [KN / ml]$
<b>Palier</b>	$qu^{palier} = (1.35 \times 6.71 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 13.58$	$qs^{palier} = (6.71 + 2.5) \times 1m = 9.21$
<b>paillasse</b>	$qu^{paillasse} = (1.35 \times 9.95 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 17.18$	$qs^{paillasse} = (9.95 + 2.5) \times 1m = 12.45$



- calcul des efforts interne à l'ELU :

$$-\sum F/y=0 \longrightarrow R_A + R_B = 17.18 \times 3.00 + 13.58 \times 2.04 = 79.24 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow R_A + R_B = 79.24 \text{ KN}$$

$$-\sum M/A=0 \longrightarrow R_B \times 5.04 - \left[ \left( \frac{17.18 \times 3.00^2}{2} \right) + (13.58 \times 2.04 \times 4.02) \right]$$

$$\longrightarrow R_B = 37.43 \text{ KN}$$

$$-\sum M/B=0 \longrightarrow R_A \times 5.04 - \left[ \left( \frac{13.58 \times 2.04^2}{2} \right) + (17.18 \times 3.00 \times 3.54) \right]$$

$$\longrightarrow R_A = 41.80 \text{ KN}$$

**Donc:**  $R_A = 41.80 \text{ KN}$

$$R_B = 37.43 \text{ KN}$$

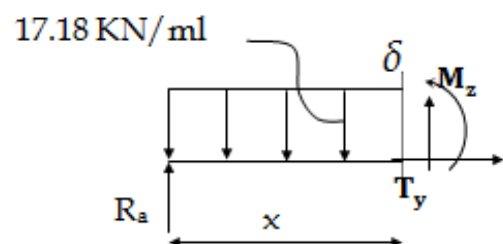
- Calcul des efforts interne (tranchants et moments fléchissant) :

• **Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 3.00$**

- Efforts tranchants :

$$\sum F/y=0 \longrightarrow T_y = -17.18x + 41.80.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = 41.80 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=3.00 \rightarrow T_y = -9.74 \text{ KN} \end{array} \right.$$



**- Moment fléchissant :**

$$\sum M / \delta = 0 \longrightarrow M_z = -8.59x^2 + 41.80x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=3.00 \rightarrow M_z = 48.09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

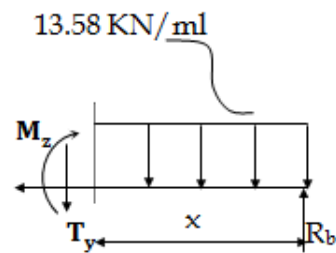
$$M_{\max} = T = 0 \longrightarrow x = 2.43 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (2.18) = 50.85 \text{ KN.m}$$

**• Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 2.04$**

$$\sum F / y = 0 \longrightarrow T_y = 13.58x - 37.43$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -37.43 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=2.04 \rightarrow T_y = -9.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



**- Moment fléchissant :**

$$\sum M / \delta = 0 \longrightarrow M_z = 6.79x^2 - 37.43x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2.04 \rightarrow M_z = -48.09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

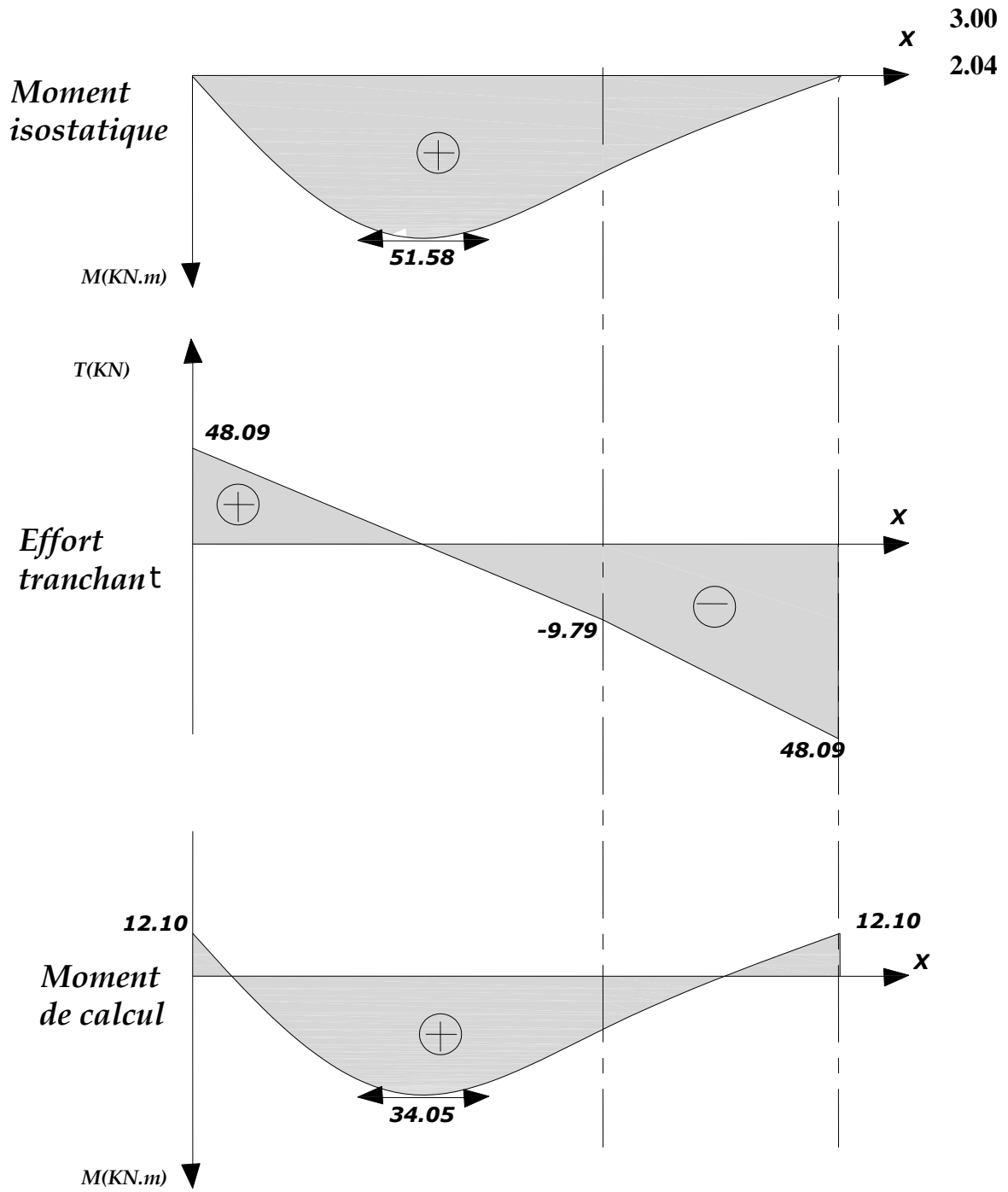
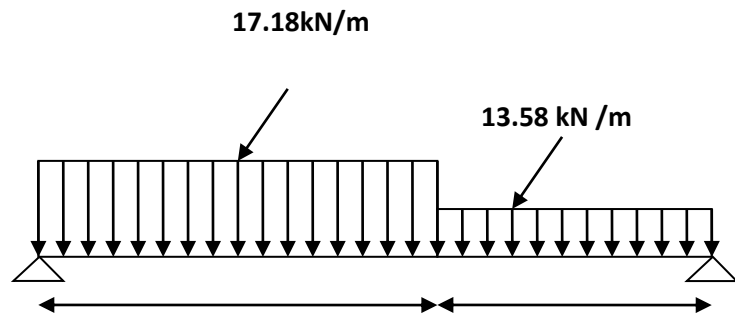
$$M_{\max} = T = 0 \longrightarrow x = 2.75 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (2.75) = -51.58 \text{ KN.m}$$

**- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment flechissant	X(m)	T(KN)	M(KM.M)
$0 \leq x \leq 3.00$	$-17.18x + 41.80$	$-8.59x^2 + 41.80x$	0	41.80	0
			3.00	-9.74	49.09
$0 \leq x \leq 2.04$	$13.58x - 37.43$	$6.79x^2 - 37.43x$	0	-37.43	0
			2.04	-9.73	-48.09



**4) - Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**- Aux appuis:**

$$M_u^a = (-0.3) \times 40.06 \text{ KNm}, d = 18 \text{ cm}, c = 2\text{cm}, b = 100\text{cm}$$

$$M_u^a = 15.47 \text{ KN.m}$$

**-Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.47 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.033 \leq 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.027 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{15.47 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

**- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**-En travée :**

$$M_u^a = (0.85) \times 40.06 \text{ KNm}, d = 18 \text{ cm}, c = 2\text{cm}, b = 100\text{cm}$$

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

**-Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41.26 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.089 < 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_B = 0.096 \longrightarrow \beta = 0.953$$

$$A_t = \frac{M^t_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{41.26 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 6.91 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6 HA 14 = 9.24 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

**- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**5)-Vérification à l'ELU :**

**-Répartition des barres**

- **Les armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition verifier}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition verifier.}$$

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

**- Aux travées :**

$$A_{\text{adopté}} = 9.24 \text{ cm}^2 \geq 2.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

**-Aux appuis :**

$$A_{\text{adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 2.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1/ BAE91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5Mpa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{41.80 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.232Mpa$$

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = 3.33Mpa$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5Mpa \right\} = \min \{3.33Mpa, 5Mpa\} = 3.33Mpa$$

$$0.232Mpa < 3.33Mpa \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1,3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec} \quad \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76mm$$

$$\tau_{se} = \frac{41.80 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 263.76} = 0.978Mpa$$

$$\tau_{se} = 0.978Mpa < \bar{\tau}_{se} = 3.15Mpa \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (Art A.5.1.313 / BAEL91) :**

- **Influence sur le béton :**  $T_u \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2cm$

$$T_u \leq 0.4 \times 16.2 \times 100 \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1080KN$$

$$T_u = 41.80KN < 1080KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur les aciers :

$$A_s \geq \left( T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.5}{f_e}$$

La condition est vérifiée :

$$4.71 \geq \left( 41.80 + \frac{12.10}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 4.71cm^2 > 0.184cm^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

• Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}} \quad \text{Avec: } \overline{\tau_{se}} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.84$$

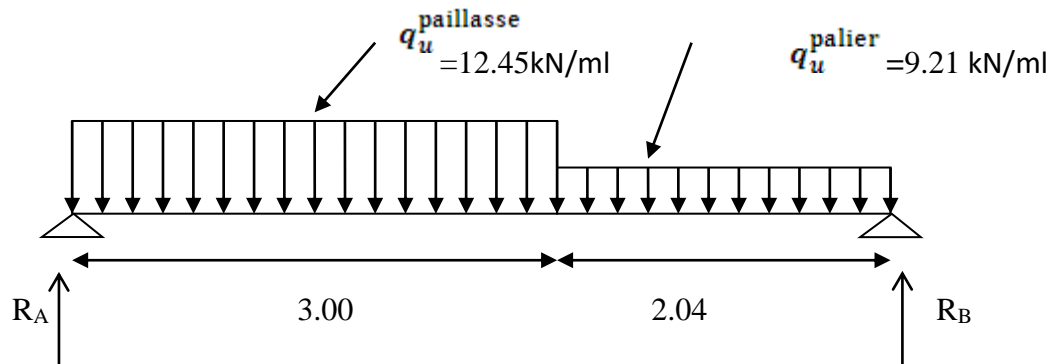
$$\psi = 1.5 \quad \text{et} \quad f_{t28} = 3.15Mpa$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.48} = 49.29cm$$

Les règles **BAEL91** modifié **91** admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à **0.4 l<sub>s</sub>** pour les **ACIERS HA**

$$l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 49.29 = 19.71cm \quad \text{Soit} \quad l_s = 20cm$$

### 6)-Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS :



#### - calcul des efforts interne à l'ELS :

$$-\sum F/y=0 \longrightarrow R_A + R_B = 12.45 \times 3.00 + 9.21 \times 2.04 = 56.13 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow R_A + R_B = 56.13 \text{ KN}$$

$$-\sum M/A=0 \longrightarrow R_B \times 5.04 - \left[ \left( \frac{12.45 \times 3.00^2}{2} \right) + (9.21 \times 2.04 \times 4.02) \right]$$

$$\longrightarrow R_B = 26.10 \text{ KN}$$

$$-\sum M/B=0 \longrightarrow R_A \times 5.04 - \left[ \left( \frac{9.21 \times 2.04^2}{2} \right) + (12.4 \times 3.00 \times 3.54) \right]$$

$$\longrightarrow R_A = 29.93 \text{ KN}$$

**Donc:**  $R_A = 29.93 \text{ KN}$

$$R_B = 26.10 \text{ KN}$$

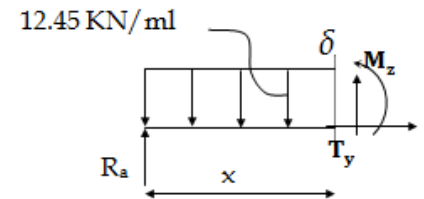
**- Calcul des efforts interne (tranchants et moments fléchissant) :**

- **Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 3.00$**

**- Efforts tranchants :**

$$\sum F / y = 0 \longrightarrow T_y = -12.45x + 29.93$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = 29.93 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=3.00 \rightarrow T_y = -7.42 \text{ KN} \end{array} \right.$$



**- Moment fléchissant :**

$$\sum M / \delta = 0 \longrightarrow M_z = -6.225x^2 + 29.93x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=3.00 \rightarrow M_z = 33.76 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

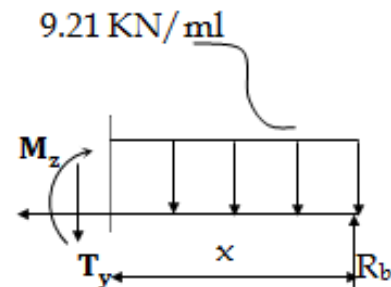
$$M_{\max} = T = 0 \longrightarrow x = 2.40 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (2.40) = 35.93 \text{ KN. m}$$

- **Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 2.04$**

$$\sum F / y = 0 \longrightarrow T_y = 9.21x - 26.10$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -26.10 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=2.04 \rightarrow T_y = -7.31 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$



**- Moment fléchissant :**

$$\sum M / \delta = 0 \longrightarrow M_z = 4.605x^2 - 26.10x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2.04 \rightarrow M_z = -36.98 \text{ KN. m} \\ M_{\max} = T = 0 \longrightarrow = 2.61 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = (2.83) = -28.94 \text{ KN. m}$$

**- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment flechissant	X (m)	T (KN)	M(KM.M)
$0 \leq x \leq 3.00$	$-12.45x+29.93$	$-6.225x^2 +29.93x$	<b>0</b>	<b>29.93</b>	<b>0</b>
			<b>3.00</b>	$-7.42$	<b>33.74</b>
$0 \leq x \leq 2.04$	$9.21x-26.10$	$4.605x^2 -26.10x$	<b>0</b>	$-26.10$	<b>0</b>
			<b>2.04</b>	$-7.31$	<b>-36.87</b>

**Remarque:**

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{u_{max}}$  au niveau des appuis et en travée.

**- Aux appuis :**

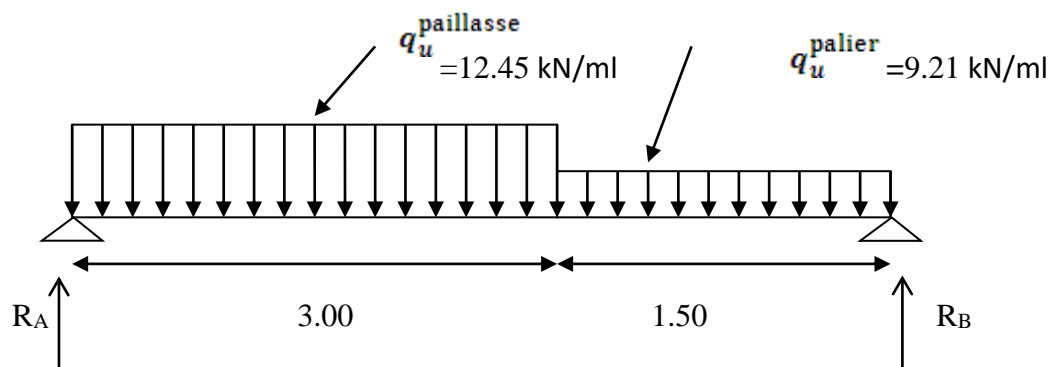
$$M_{uap} = (-0.3)M_{u_{max}} = (-0.3) \times 36.98 = 11.094$$

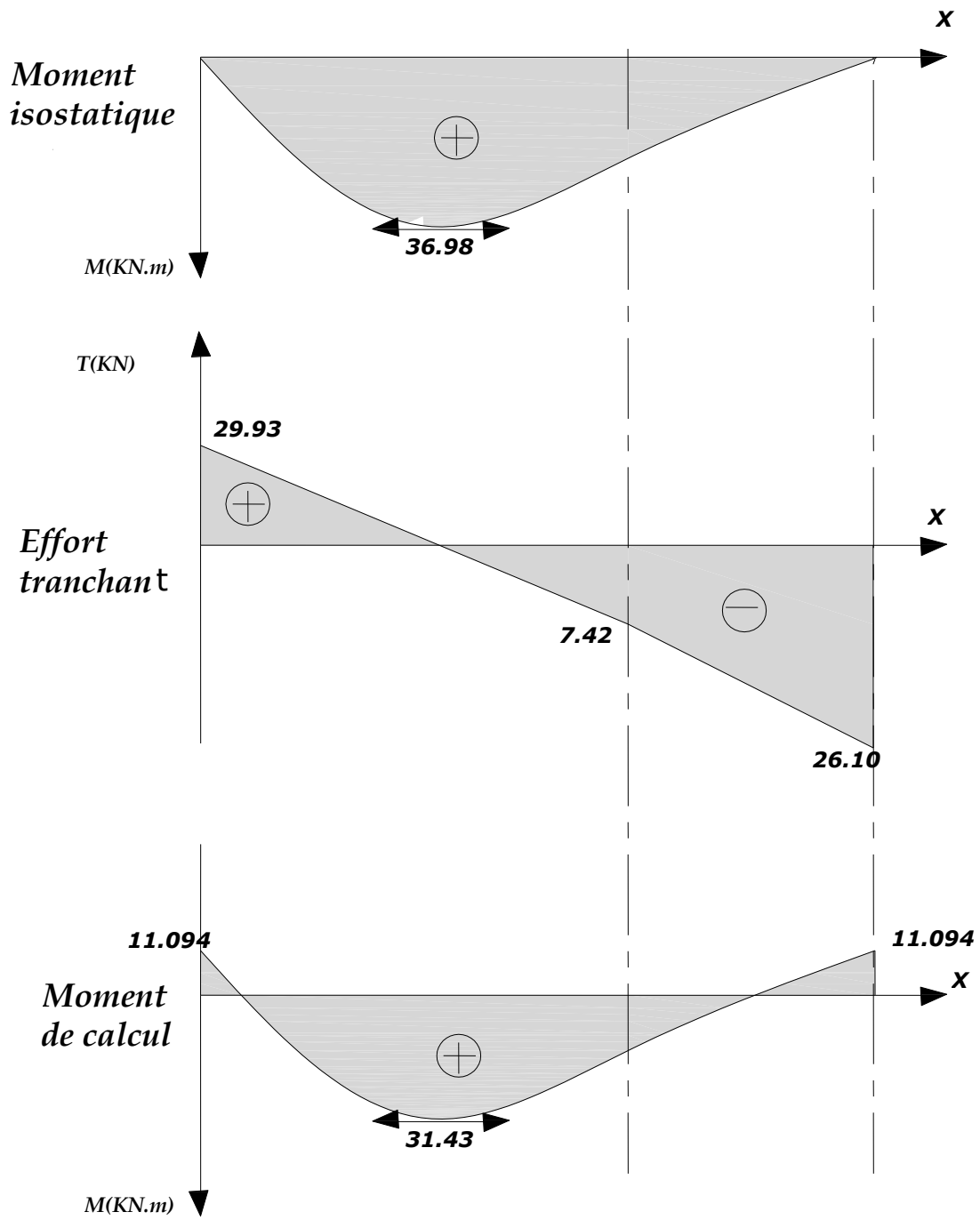
$$M_{uap} = 11.094 \text{ KN.m}$$

**- En travée :**

$$M_{utr} = (0.85)M_{u_{max}} = (0.85) \times 36.98 = 23.41$$

$$M_{utr} = -31.43 \text{ KN.m}$$





**7)-Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**-Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_S^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

La fissuration étant peu nuisible

**- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 18} = 0,513 \quad \text{Après interpolation on trouve} \quad K_1 = 31.3 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.892$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{31.43 \times 10^3}{0.892 \times 18 \times 9.24} = 211.85 \text{ MPa} \quad \text{D'ou} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{211.85}{31.3} = 6.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

**- Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 18} = 0,26 \quad \text{Après interpolation on trouve} \quad K_1 = 46.73 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.919$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_t} = \frac{11.094 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 4.71} = 143.48 \text{ MPa} \quad \text{D'ou} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{143.48}{46.73} = 3.07 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$

→ Condition vérifiée.

### **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **Etat limite de déformation :(BAEL91/ARTB.6.5.2)**

Les règles (Art.B.6.5. 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

**h** : Hauteur de la poutre.

**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**A** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

### **Vérification :**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition n'est pas vérifiée donc :

### **Le calcul de la flèche :**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{370}{500} = 0.74 cm$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$q^{\max} = \max(12.45, 9.21) = 12.45 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12.45 \times 370^4}{E_v \times I} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$V_1$  : position de l'axe neutre

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$B$  : aire de la section homogène.

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

$A_t$  : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 9.24 = 2138.6 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot x \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9.24 \times 18 = 22494.8 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{22494.8}{2138.6} = 10.51 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.51 = 9.49 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_A)^2 = \frac{100}{3} \times (10.51^3 + 9.49^3) + 15 \times 9.24 \times (9.49 - 2)^2 = 74962.34 \text{ cm}^4$$

Avec  $V_A = V_2 - C$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{12.45 \times (3.7)^4 \times 10^6}{10818,865 \times 74962.34} = 0.037 \text{ cm}$$

$f = 0,037 < \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{L \text{ a flèche est vérifiée.}}$

**L'escalier sera ferrillé comme suite :**

- Aux appuis :**
- Armature principale :  **$A_p = 6\text{HA}10$  e=15cm**
  - Armature secondaire :  **$A_s = 4\text{HA}10$  e=25cm**
- En travée :**
- Armature principale :  **$A_p = 6\text{HA}14$  e=15cm**
  - Armature secondaire :  **$A_s = 4\text{HA}10$  e=25cm**

**III.6.1 La poutre palière :**

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ( $b \times h$ ), avec une portée de  $300 \text{ cm}$ , reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

**-Calcul de l'escalier des étages courants :**

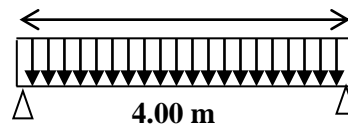
**1)-Pré dimensionnement :**

**Hauteur de la poutre  $h_t$  :**

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

$h_t$  : la hauteur de la poutre

$L$  : partie libre  $L = 4.00 \text{ m}$



**Figure III.6.1.1 : Schéma statique de la poutre palière**

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h_t \leq 40 \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

**Largeur de la poutre  $b$  :**

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

$$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow B = 25 \text{ cm}$$

**Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

**Le RPA exige que On a**

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{cases} \longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**Conclusion :**

La poutre aura pour dimensions :  $b \times h = 25 \times 30 \text{ cm}^2$

**2)- Déterminations des charges :**

**Poids propre de la poutre :**  $G = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$ .

**Poids du mure :**  $G_m = 1.3 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$

**Charge d'exploitation :**  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

**Réaction du palier (ELU) :**  $R_B = 28.85 \text{ KN/ml}$ .

**Réaction du palier (ELS) :**  $R_B = 20.85 \text{ KN/ml}$ .

**3)- combinaison de charge :**

**A l'ELU :**

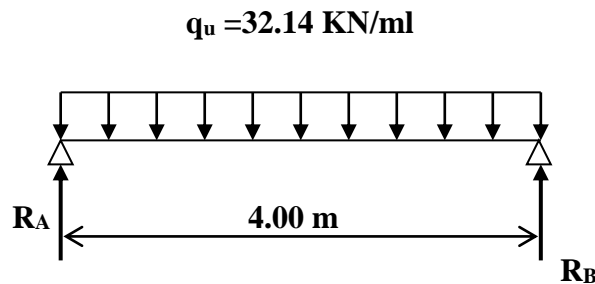
$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 1.3) + 28.85 = 32.14 \text{ KN / ml}$$

**A l'ELS :**

$$q_s = 1.875 + 1.3 + 20.85 = 24.025 \text{ KN / ml}$$

**4)- calcul des efforts internes a l'ELU:**

- Schéma statique :



**Figure III.6.1.2:Schéma statique à l'E.L.U.**

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{32.14 \times 4.00^2}{8} = 64.28 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{32.14 \times 4.00}{2} = 64.28 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

- Sur appuis :  $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 64.28 = -19.28 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 64.28 = 54.63 \text{ KN / ml}$

5)- Diagramme de moment et d'effort :

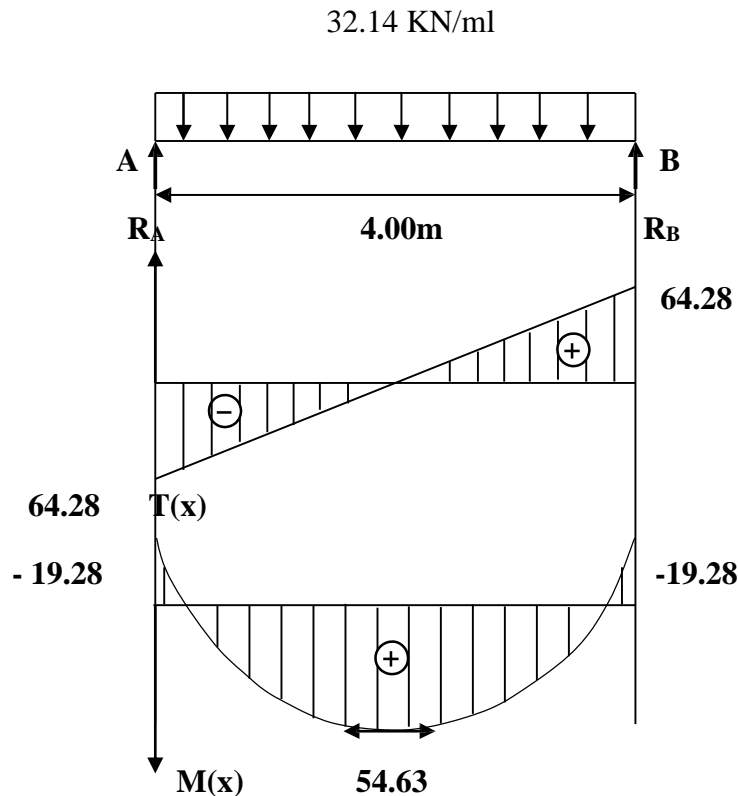


Figure III.6.1.3 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU

6)- Calcul des armatures :

$$d = 28 \text{ cm} ; ht = 30 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

- En travée :

$$M_t = 54.63 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54.63 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,192 < \mu_{id} = 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_t = 0,192 \rightarrow \beta = 0,892$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54.63 \times 10^3}{0,892 \times 28 \times 348} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_a = 19.28 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.28 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,062 < \mu_{id} = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_a = 0,062 \longrightarrow \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.28 \times 10^3}{0,968 \times 28 \times 348} = 2.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

### 7)- Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :

- Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < (A_t = 8.01 \text{ cm}^2, A_a = 3.39 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21) :

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

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{64.28}{25 \times 28} = 0,091 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,091 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 64.28 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 420 \text{ KN}. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence de l'effort  $T_u$  sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 64.28 + \frac{(19.28)}{0,9 \times 0.28} \right) = 0.40 \text{ cm}^2.$$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2T_{max}}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b d}{2} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 250 \times 280}{1,5} = 420 \times 10^3 N = 420 KN$$

$$T_{max} = 64,28 KN < 420 KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91) :

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = \pi \times 3 \times 12 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{64,28 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 11,30} = 2,25 MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 1,86) = 2,79 MPa$$

$$\tau_{se} = 2,25 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9d \times 28 = 25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(7,5 ; 14,4), \quad \text{on opte pour } S_t = 8 \text{ cm.}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm,} \quad \text{on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

## 8)- Calcul des efforts internes à l'ELS :

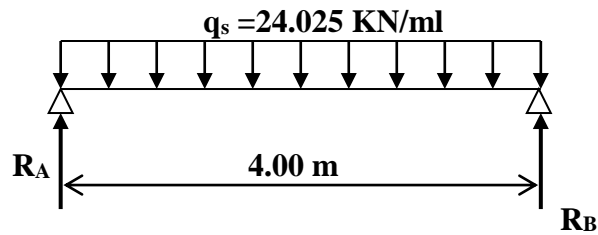
- Schéma statique :

Figure III.6.1.4: Schéma statique à l'E.L.S.

- **Moment fléchissant :**

$$M_0 = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{24.025 \times 4.00^2}{8} = 48.05 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{24.025 \times 4.00^2}{2} = 48.05 \text{ KN}$$

**En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :**

- **Sur appuis :**  $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 48.05 = -11.46 \text{ KN.ml}$
- **En travée :**  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 48.05 = 41.01 \text{ KN/ml}$

## 9)- Diagramme de moment et d'effort :

- Schéma statique :

24.025 KN/ml

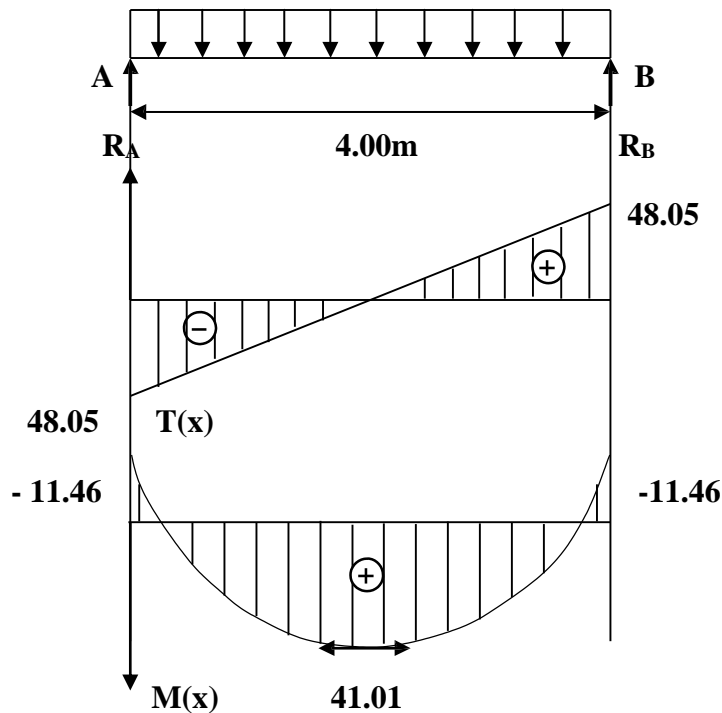


Figure III.6.1.5 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS

#### 10)- vérification a l'ELS :

- **Vérification des contraintes a l'ELS :**

- En travée :

$$M_{ts} = 41.01 \text{ KN.m} \quad \text{Et} \quad A_t = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8.01}{25 \times 28} = 1.14 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,854 \\ K_1 = 19.25 \end{cases}$$

Dans l'acier :

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{41.01 \times 10^3}{0,854 \times 28 \times 8.01} = 214.11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 214.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{19.25} \times 214.11 = 11.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**- Aux appuis :**

$$M_{as} = 11.46 \text{ KN.m A Et } m^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.894 \\ K_1 = 32.62 \end{cases}$$

**Dans l'acier :**

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ta}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{11.46 \times 10^3}{0.894 \times 28 \times 3.39} = 135.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 135.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32.62} \times 135.04 = 4.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Avec :**

**h :** hauteur totale (30 cm)

**L :** portée entre nus d'appuis (L = 400 cm) ;

**M<sub>t</sub> :** moment max en travée.

**M<sub>0</sub> :** moment max de la travée isostatique.

**A :** section des armatures.

**b :** largeur de la section.

**d :** hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{\ell} = \frac{30}{400} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{\ell} = 0,107 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{41.01}{10 \times 48.05} = 0,085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

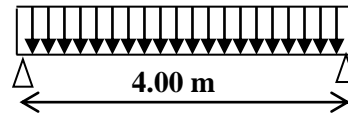
$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{8.01}{25 \times 28} = 0,01 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiées}$$

**Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

**Calcul de l'escalier du 4<sup>ème</sup> sous-sol:****1)-Pré dimensionnement :****Hauteur de la poutre  $h_t$  :**

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



$h_t$  : la hauteur de la poutre

$L$  : partie libre  $L = 4.00$  m

Figure III.6.2.1 : Schéma statique de la poutre palière

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h_t \leq 40 \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

**Largeur de la poutre  $b$  :**

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

$$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

**Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Le RPA exige que On a

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**Conclusion :**

La poutre aura pour dimensions :  $b \times h = 25 \times 30 \text{ cm}^2$

**2)- Déterminations des charges :**

**Poids propre de la poutre :**  $G = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$ .

**Poids du mure :**  $G_m = 1.3 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$

**Charge d'exploitation :**  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

**Réaction du palier (ELU) :**  $R_B = 37.43 \text{ KN/ml}$ .

**Réaction du palier (ELS) :**  $R_B = 26.10 \text{ KN/ml}$ .

**3)- combinaison de charge :**

**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 1.3) + 37.43 = 41.71 \text{ KN / ml}$$

**A l'ELS :**

$$q_s = 1.875 + 1.3 + 26.10 = 29.27 \text{ KN / ml}$$

**4)- calcule des efforts internes a l'ELU:**

- Schéma statique :

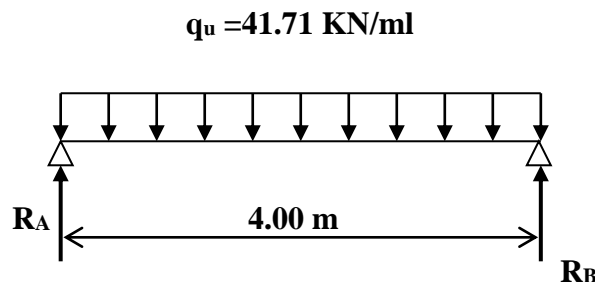


Figure III.6.2.2:Schéma statique à l'E.L.U.

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{41.71 \times 4.00^2}{8} = 83.32 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{41.71 \times 4.00}{2} = 83.42 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- Sur appuis :  $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 83.42 = -25.02 \text{ KN.ml}$
- En travée :  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 83.42 = 70.90 \text{ KN / ml}$

### 3)- Diagramme de moment et d'effort

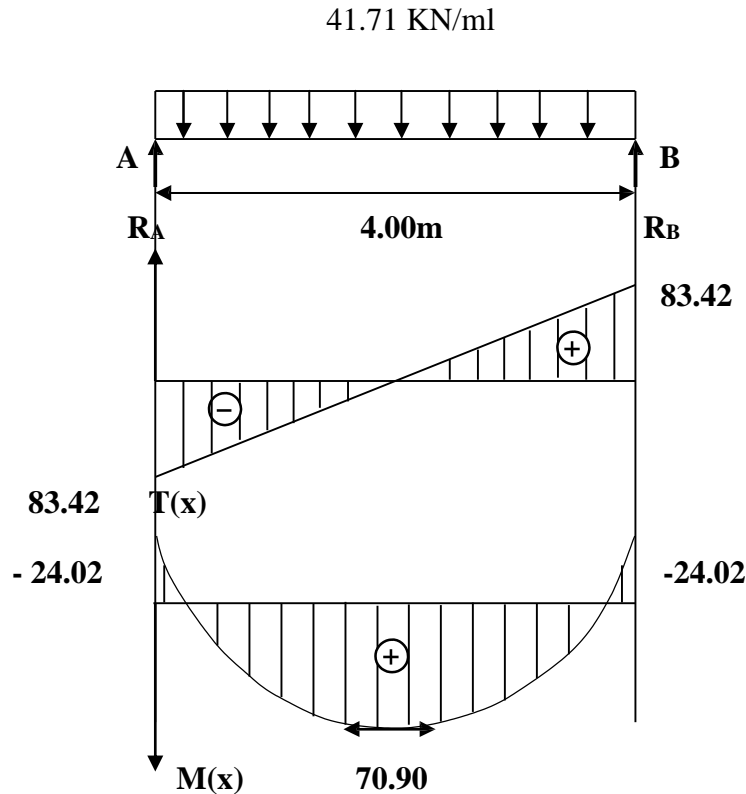


Figure III.6.2.3 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU

### 4)- Calcul des armatures :

$$d = 28 \text{ cm} ; ht = 30 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

- En travée :

$$M_t = 70.90 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{70.90 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.254 < \mu_{id} = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_t = 0.254 \rightarrow \beta = 0,815$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{70.90 \times 10^3}{0,815 \times 28 \times 348} = 8.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_a = 24.02 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.02 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,086 < \mu_{id} = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_a = 0,086 \rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.02 \times 10^3}{0,957 \times 28 \times 348} = 2.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

### 5)- Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < (A_t = 9.24 \text{ cm}^2, A_a = 3.39 \text{ cm}^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21) :**

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

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{83.42}{25 \times 28} = 0,119 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,119 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u = 83.42 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 420 \text{ KN}. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort  $T_u$  sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 60.74 + \frac{(15.95)}{0,9 \times 0.28} \right) = 0.35 \text{ cm}^2.$$

$\rightarrow$  **Condition vérifiée**

On constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

$$\frac{2T_{\max}}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b d}{2} \leq 0.36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0.36 \times 25 \times 250 \times 280}{1,5} = 420 \times 10^3 N = 420 KN$$

$$T_{max} = 83.42 KN < 420 KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91) :**

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = \pi \times 3 \times 12 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{83.42 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.30} = 2.89 MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1.5 \times 2.13) = 3.19 MPa$$

$$\tau_{se} = 2.89 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)**

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9d \times 28 = 25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(7,5 ; 14,4), \text{ on opte pour } S_t = 8 \text{ cm.}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm, on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

#### 6)- Calcul des efforts internes à l'ELS :

- Schéma statique :

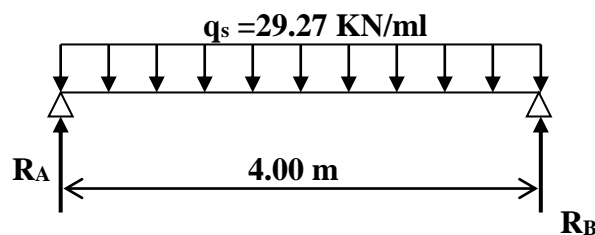


Figure III.6.2.4: Schéma statique à l'ELS.

- **Moment fléchissant :**

$$M_0 = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{29.27 \times 4.00^2}{8} = 58.54 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.27 \times 4.00}{2} = 58.54 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- Sur appuis :  $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 58.54 = -17.65 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_s = 0.85M_0 = 0.85 \times 58.54 = 49.75 \text{ KN / ml}$

7)- Diagramme de moment et d'effort :

- Schéma statique :

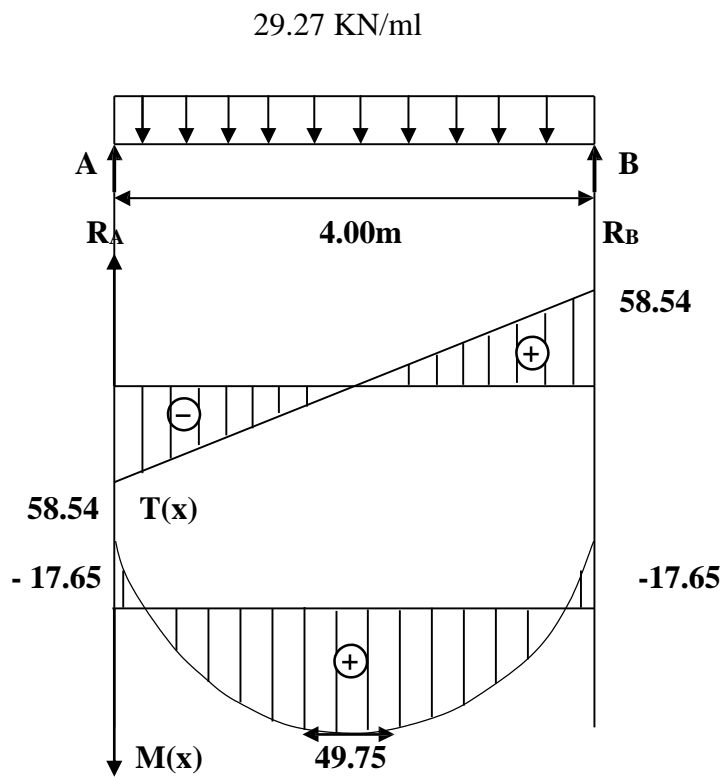


Figure III.6.2.5 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS

8)- vérification a l'ELS :

- Vérification des contraintes a l'ELS :

- En travée :

$$M_{ts} = 49.75 \text{ KN.m A Et } m^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{25 \times 28} = 1.32 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.846 \\ K_1 = 17.47 \end{cases}$$

Dans l'acier :

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{49.75 \times 10^3}{0,846 \times 28 \times 9.24} = 227.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 227.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{17.47} \times 227.29 = 13.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**- Aux appuis :**

$$M_{as} = 17.65 \text{ KN.m A Et } m^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,894 \\ K_1 = 32.62 \end{cases}$$

**Dans l'acier :**

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ta}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{17.65 \times 10^3}{0,894 \times 28 \times 3.39} = 207.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 207.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32.62} \times 207.99 = 6.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Avec :**

**h** : hauteur totale (30 cm)

**L** : portée entre nus d'appuis (L = 400 cm) ;

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment max de la travée isostatique.

**A** : section des armatures.

**b** : largeur de la section.

**d** : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{\ell} = \frac{30}{400} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{\ell} = 0,107 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{49.75}{10 \times 58.54} = 0,084 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{9.24}{25 \times 28} = 0,0132 > \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition non vérifiées}$$

**Le calcul de la flèche :**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^{\max}_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$q^{\max} = 29.27 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{29.27 \times 400^4}{E_v \times I} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

**Ev : module de déformation différée.**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

**I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.**

**V1 : position de l'axe neutre**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B : aire de la section homogène.

**Sxx : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.**

**At : section d'armatures tendues**

$$B_0 = b.h + 15A_t = 25 \times 30 + 15 \times 9.24 = 888.6 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 9.24 \times 28 = 3886.68 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{3886.68}{888.6} = 4.37 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 4.37 = 25.63 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2 = \frac{100}{3} \times (4.37^3 + 25.63^3) + 15 \times 9.24 \times (25.63 - 2)^2 = 641381.73 \text{ cm}^4$$

Avec  $V_A = V_2 - C$

**$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité.**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{29.27 \times (4.00)^4 \times 10^6}{10818,865 \times 641381.73} = 0.014 \text{ cm}$$

$$f = 0,014 \prec \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{L \text{ a flèche est vérifiée.}}$$

**Les poutres palières seraient ferrillées comme suite :**

- **1<sup>er</sup> poutre palière :**

- Aux appuis :  $A_a = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14$   $e = 25 \text{ cm}$

- En travée :  $A_t = 3\text{HA}12$   $e = 25 \text{ cm}$

- **2<sup>ème</sup> poutre palière :**

- Aux appuis :  $A_a = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14$   $e = 25 \text{ cm}$

- En travée :  $A_t = 3\text{HA}12$   $e = 25 \text{ cm}$

A decorative border of small, stylized house icons with orange roofs and white walls, arranged in a rectangular frame around the central text.

# Chapitre IV

## Modélisation de la structure

### 1)- Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

### 2)- Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, ( une fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### 3)- Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même

environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge verticale (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représenté par le séisme (E). avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 ET SAFS).

Rappel : (terminologie)

- Grid line : ligne de grille. Joints : nœuds.
- Frame : portique (cadre).
- Shell : voile. Elément : élément.
- Restreints : degrés de liberté (DDL). Loads : charge.
- Uniformed loads : point d'application de la charge. Define : définir.
- Material : matériaux. Concrete : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage. Column : poteau.
- Beam : poutre.

4)- Manuel d'utilisation du l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0. Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.



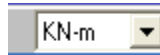
Etapes de modélisation :

- **Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



### - Géométrie de base :

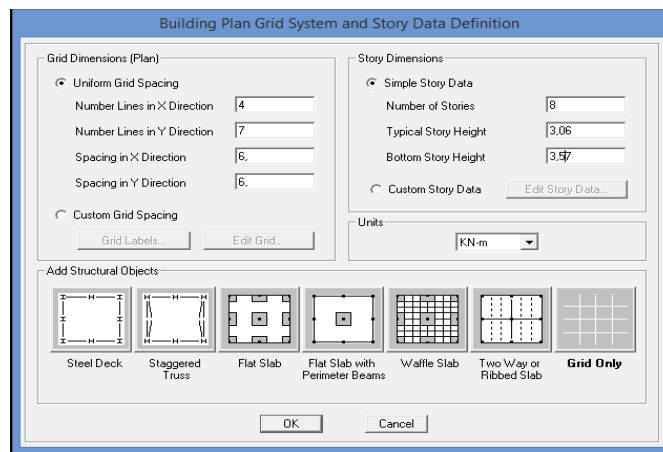
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier :

Le nombre de portique suivant x-x : 4 portique.

Le nombre de portique suivant y-y : 7 portique.

Le nombre d'étages : 8 niveaux ( 3 étage + RDC et 4entrés sols).

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans X-Y, X-Z, Y-Z.



### - Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder a la modification des longueurs de trames er des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton de la souris.

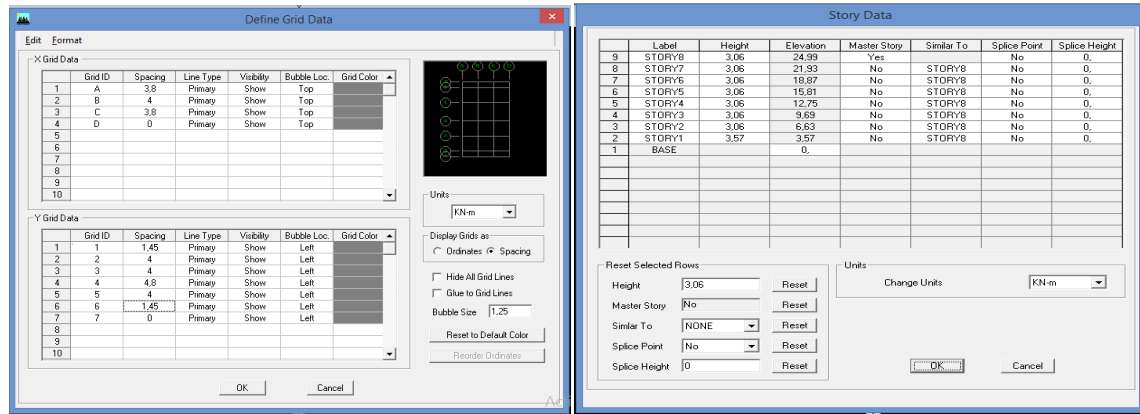
On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

**Suivant x** : 3.80 – 4.00 – 3.80.

**Suivant y** : 1.45 - 4.00 - 4.00 - 4.80 - 4.00 - 1.45.

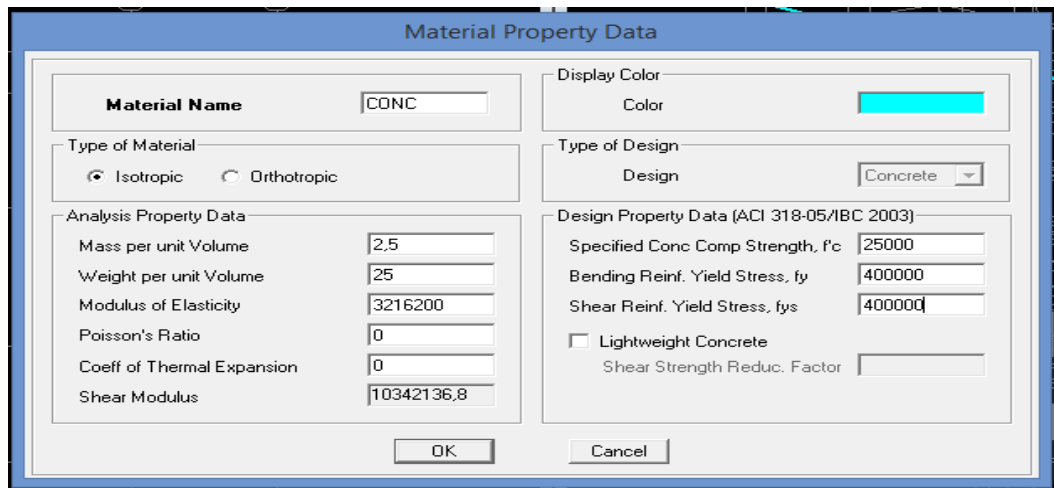
**Suivant z** : 3.57 – 3.63 – 9.69 – 12.75 – 15.81 – 18.87 – 21.93 – 24.99.



- **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à spécifier **les propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, d'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify / Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

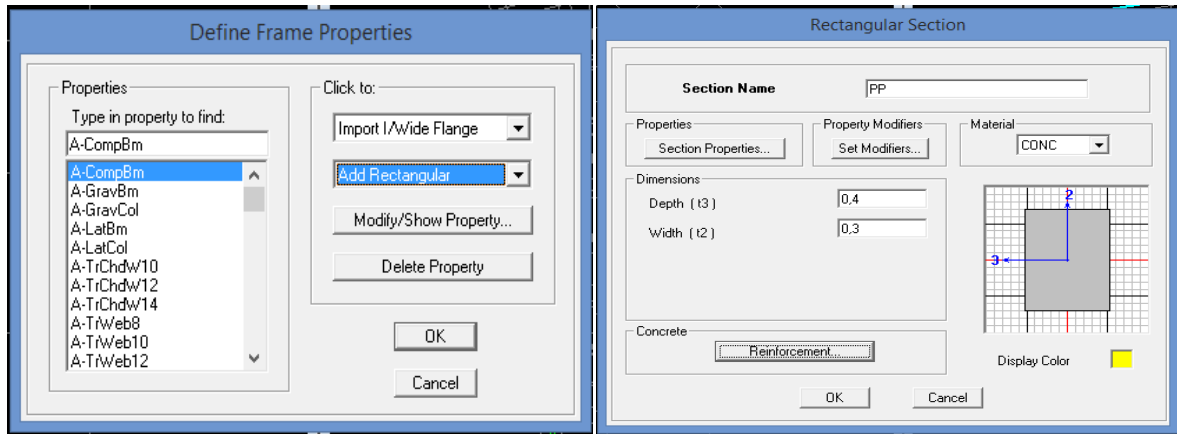


- **Troisième étape :**

La deuxième étape consiste à spécifier **les propriétés géométriques** des éléments (poutre dalle voile....).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutre principales (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame Section**. On clique sur la liste d'ajout de section et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment a modéliser sont rectangulaires).



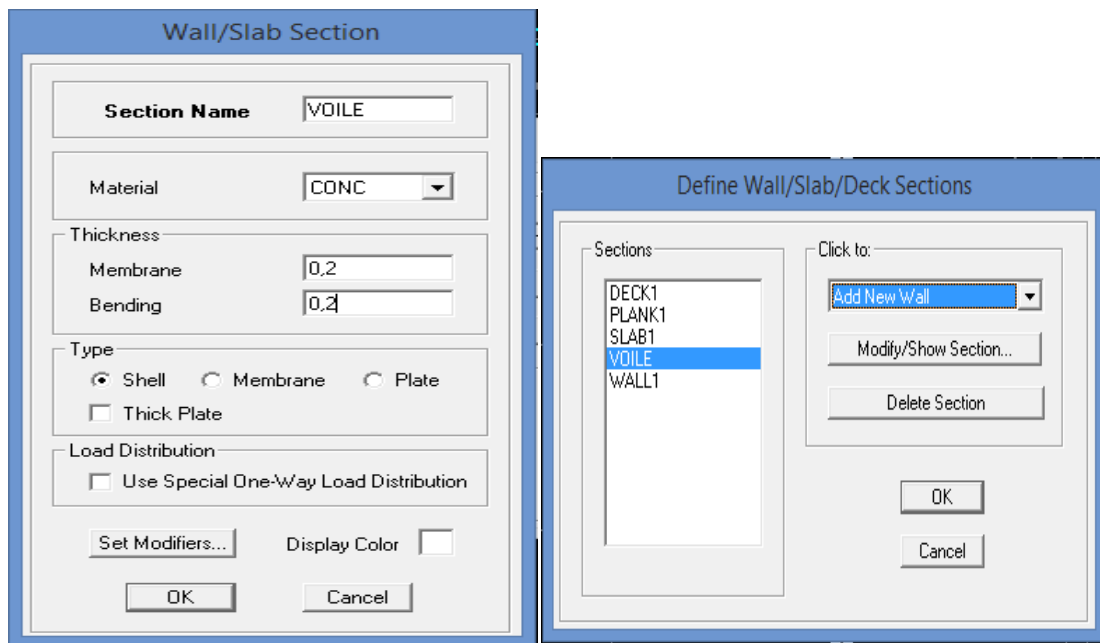
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armature.

Si on clique sur le bouton **Section Properties** on peut avoir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutre, poteaux), nous allons passer aux passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **Wall/Slab**, on clique sur **Add New Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



- **Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée

- Charge statique (G et Q) :

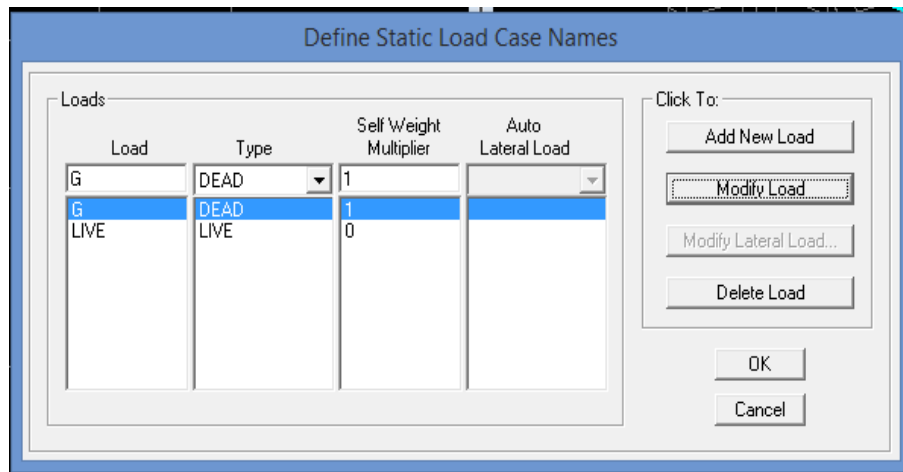
La structure est soumise a des charges permanente :

Charges permanentes :

**Load Name** (Nom de la charge) : G

**Type** : **DEAD** (permanente) :

**Self weight multiplié** (Coefficient interne poids propre) : 1

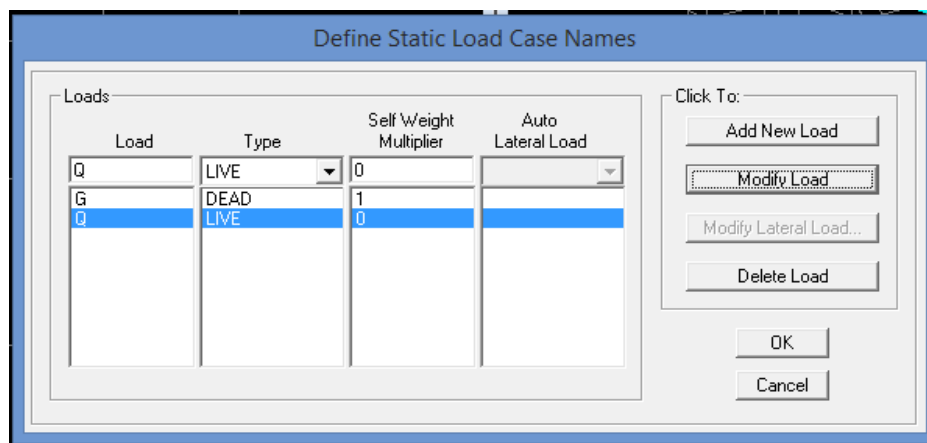


Surcharges d'exploitation :

**Load Name** (Nom de la charge) : Q

**Type** : **LIVE** (exploitation).

**Self weight multiplié** (Coefficient interne poids propre) : 0



- Charge dynamique :

Pour le calculé 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 a un degré de liberté soumis a une excitation donnée pour des valeurs successives périodes propres **T**.

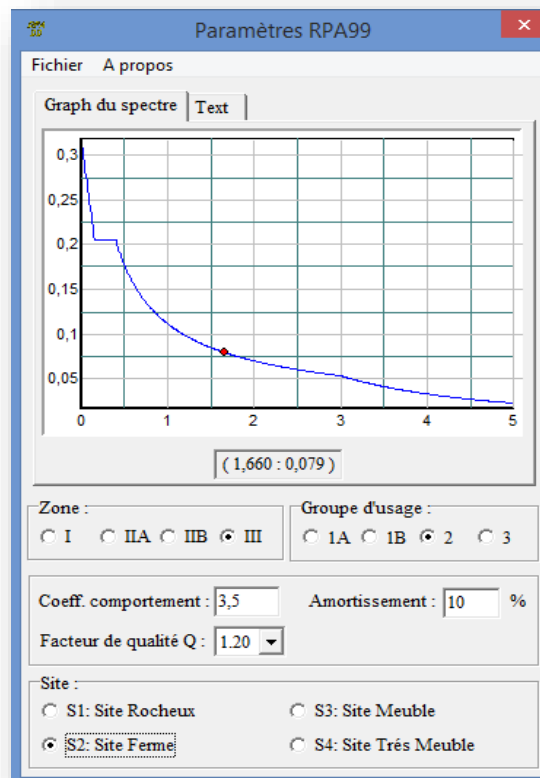
Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : III** (Zone à sismicité élevée, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**).
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003).
- **Coeff comportement R=3.5** : voiles porteurs.
- **Remplissage** : béton armé/ maçonnerie **10**.
- **Site : S2** (voir rapport de sol chapitre 1).
- Facteur de qualité (Q) : 1.10



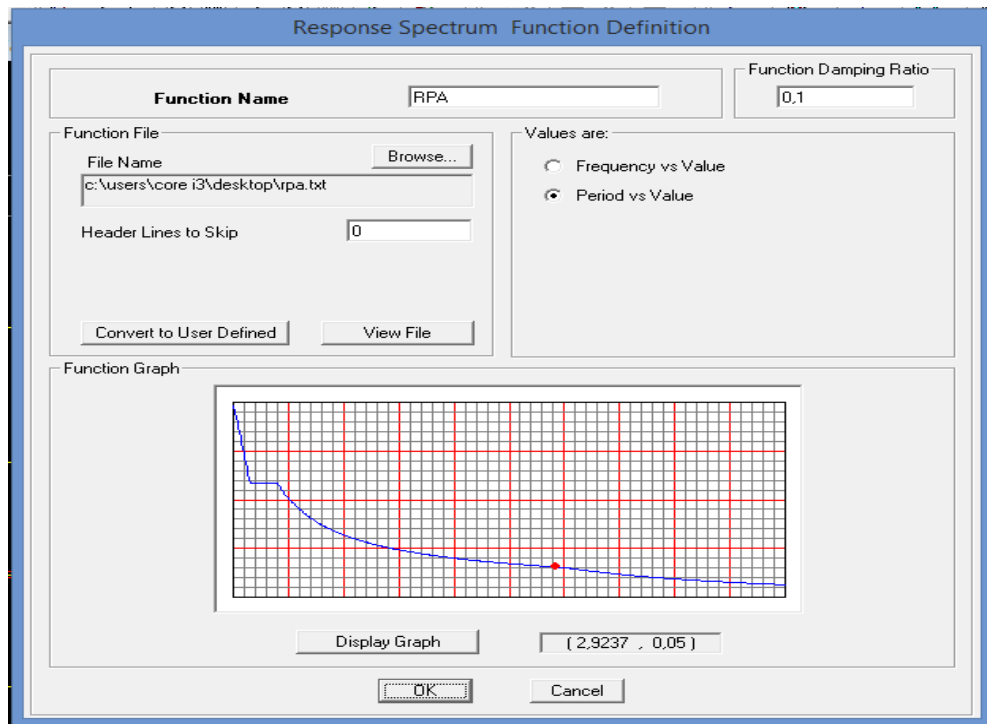
On trouve logiciel en cliquant sur l'icône :

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives on clique sur l'onglet **Text**.



Pour le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

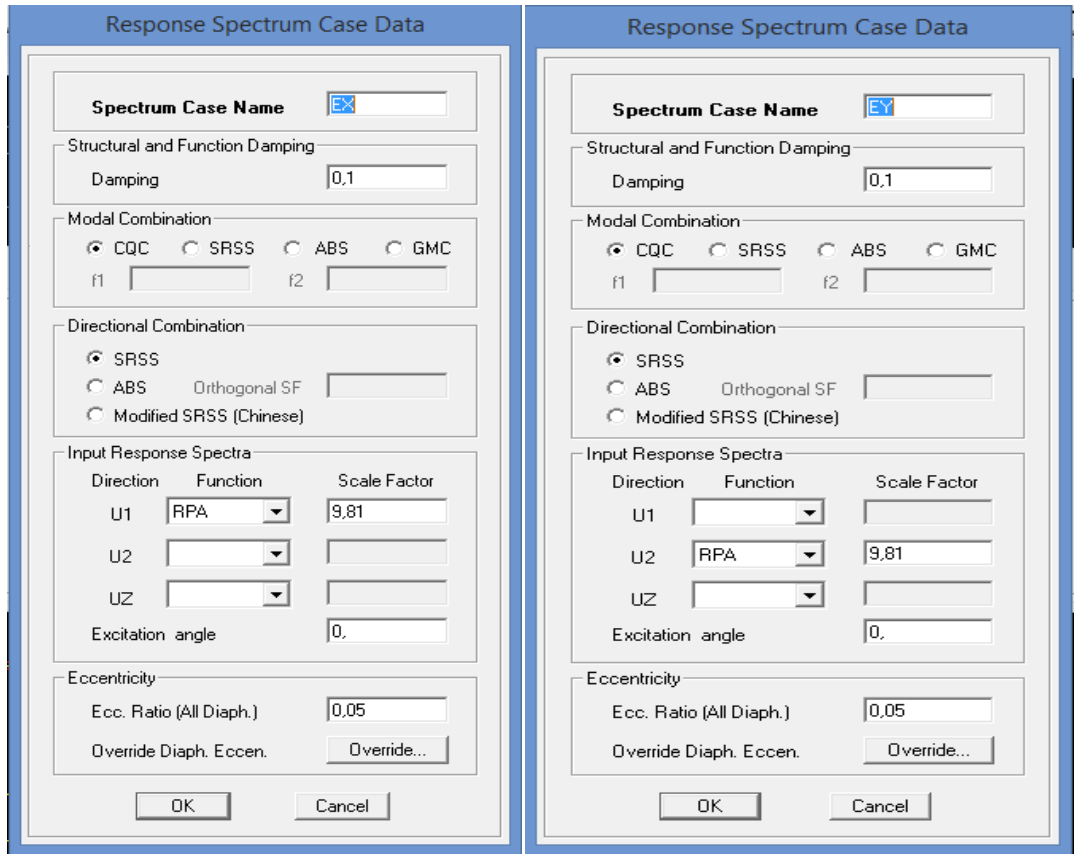
**Difine** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum From file**



**Fonction Name (nom du spectre) :RPA.**

Le spectre étant introduit, nous allons passer a la prochaine étape qui consiste a la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

**Define      →      Responses Spectrum Cases      →      Add New Spectrum.**



Dans la partie **Input Réponse Spectra**, nous introduire le spectre a prendre en compte dans les deux direction principale (U1 et U2).

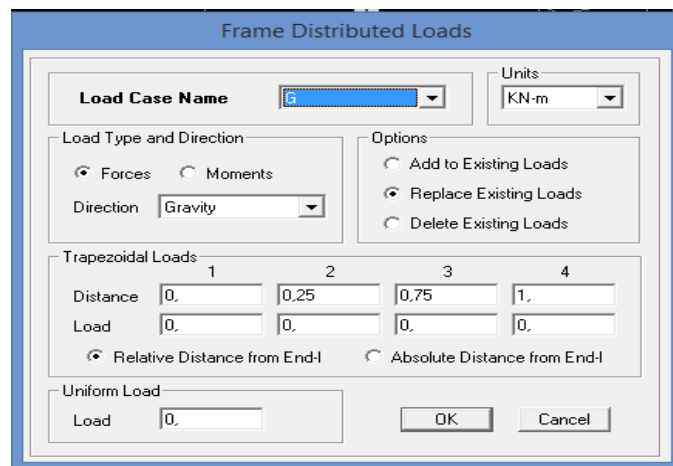
• **Cinquième étape :**

Les charges statique étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :



**Assign** → **Frame/ line loads** → **Distributed**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement **G** ou **Q** ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.



- **Sixième étape :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont.

- **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{GQEX} : G + Q \pm EX$$

$$G + Q \pm EY$$

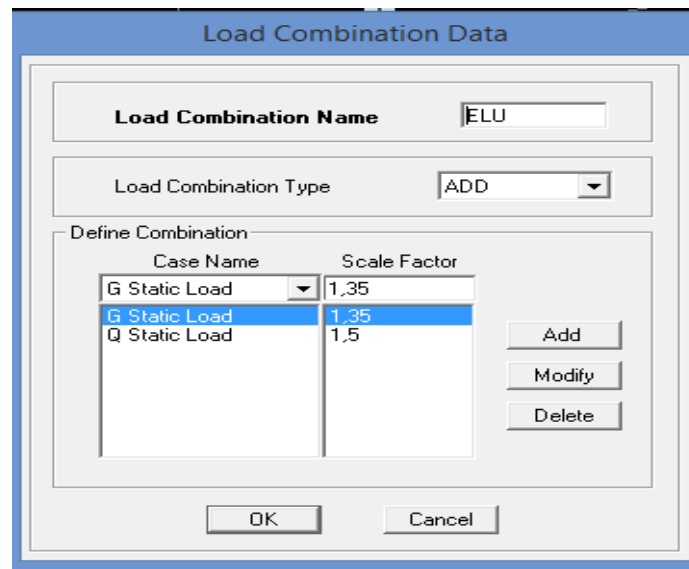
$$\text{0.8GE} : 0.8G \pm EX$$

$$G + Q \pm EY$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Dfine** → **Load Combinations** → **Add New Combo.**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'action.



- **Septième étape :**

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 sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign  → Joint/Point → Restraints

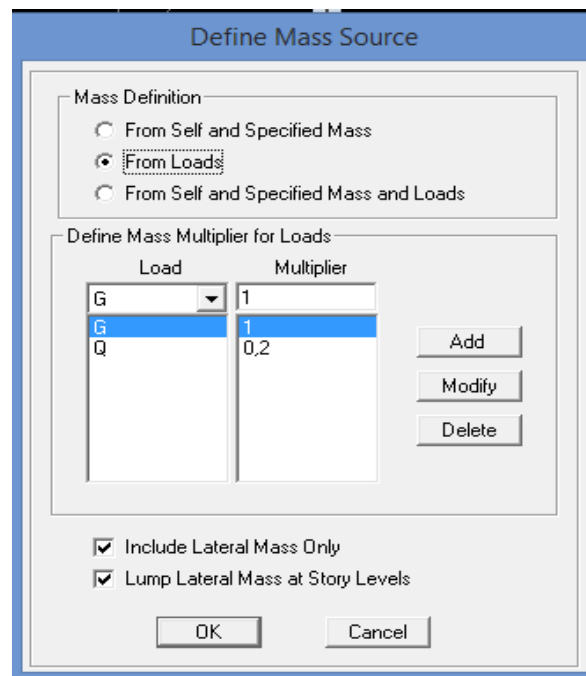


### - Masse-source :

La masse des plancher est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés pas la notation de Masse-Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente et la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

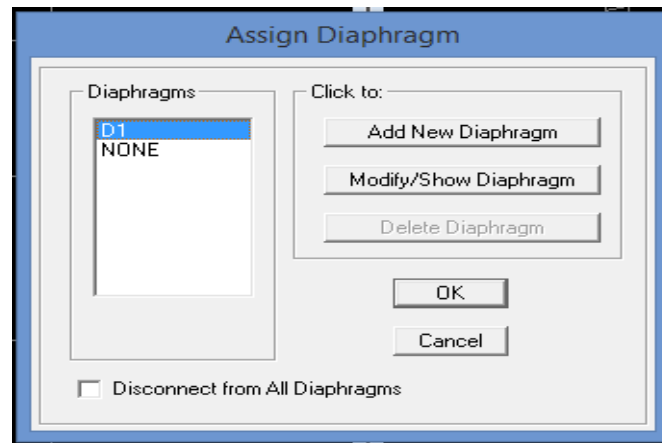
Define → Mass Source.



### - Diaphragme :

Comme les plancher sont supposés infiniment rigides on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former **un diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation a résoudre par logiciel.

Assign → Joint/ Point → Diaphragme → Add New Diaphragme.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur OK pour valider.

On fait la même opération pour tous les autres planchers.

- **Huitième étape :**

Analyse et visualisation des résultats.

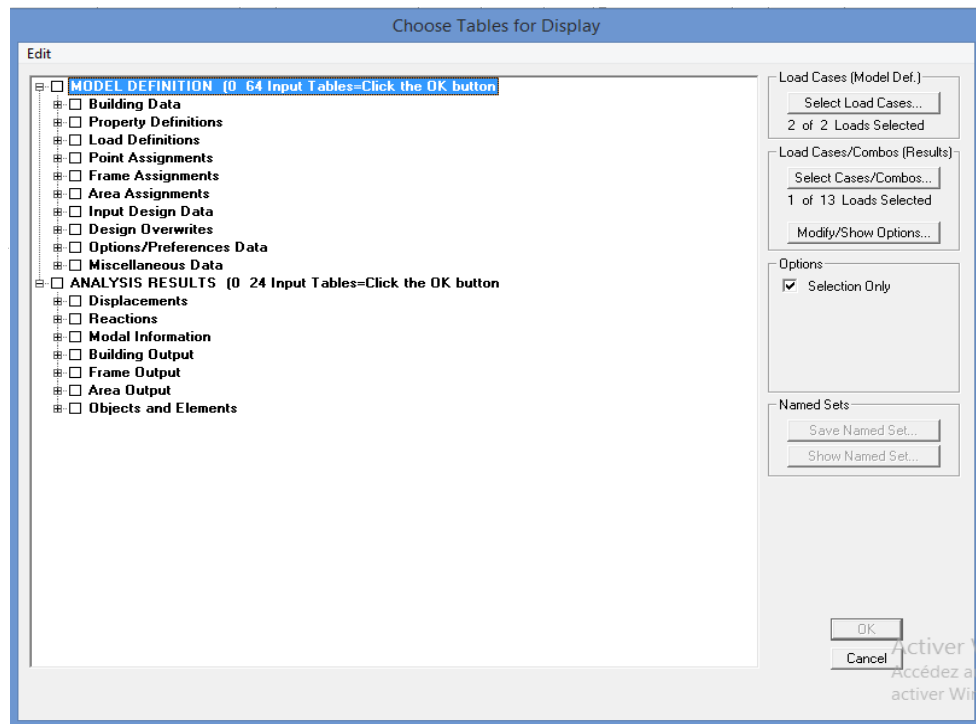
**Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

**Visualisation des résultats :**

**- Période et participation modale :**


Dans la fenêtre **Display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



### Déformée de la structure :

On appuis sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

### - Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et sélectionne **Show Member Forces/ Stresses Diagram** dans le menu display. 

### - efforts internes dans les éléments barres :

#### Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** —→ **show tables**.

Dans **Elément 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 poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suite les même étapes que pour les poutres.

### - efforts internes des voiles :

Pour extraire les contrainte dans les voiles, dans **Area Output** on clique sur « **Area Forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

### - Déplacements :

Pour extraire les déplacements sous forme de tableaux on sélectionne tous le plancher du niveau considéré, on appuis sur **Show Tables** puis on coche « **Déplacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** la colonne **Ux** correspond au sens **xx** et **Uy** au sens **yy**.

#### - Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts a la base (fondations) on clique sur **Show Tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/Comb** » on choisit « **E** »

#### - Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en **2D** puis dans le menu **View** on clique sur set **3D** et on sélectionne le plan **XZ**.

Dans Display on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

The screenshot shows a dialog box titled "Section Cut Stresses & Forces". It contains the following sections:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:**

	X	Y
Start Point	13,1056	1,1505
End Point	7,2531	1,6507
- Resultant Force Location and Angle:**

	X	Y	Z	Angle
	10,1794	1,4006	0,	175,1148
- Include:**  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	34,4349	6,2723	63,0032	34,4349	6,2723	63,0032
Moment	69,7055	381,7112	50,1107	69,7055	381,7112	50,1107

Buttons: Close, Refresh

#### Remarque :

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles

A decorative border of small, stylized house icons with blue roofs and orange outlines, arranged in a rectangular frame around the central text.

# Chapitre V

## Vérification RPA

## **V. Vérification RPA :**

### **V.1.1 Introduction :**

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 de la structure sous ce type de changement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impassible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté.

Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

### **V.1.2 Le facteur de qualité Q :**

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

Avec :  $p_q$  c'est la pénalité à rendre selon le critère de qualité q.

#### **1)- Conditions minimales sur les files de contreventement.**

##### **-Système des portiques :**

D'après le **RPA99 vs 2003** chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est **<1.5**.

##### **Sens longitudinal : (4 travée) :**

$$\left. \begin{array}{l} 4.00/4.80 = 0.833 < 1.5. \\ 4.80/4.00 = 1.2 < 1.5. \\ 4.00/4.00 = 1 < 1.5. \end{array} \right\} \text{ Critère observé } p_q = 0$$

##### **Sens transversal : (3 travée) :**

$$\left. \begin{array}{l} 4.00/4.80 = 0.833 < 1.5. \\ 4.80/4.00 = 1.2 < 1.5. \end{array} \right\} \text{ Critère observé } p_q = 0$$

##### **-Système de voiles :**

Chaque file de voile doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport ' hauteur d'étage sur largeur' inférieur ou égal à 0.67.

**he/l ≤ 1.67**

he : étant la hauteur d'étage soit égale a 3.06 et l= 4.8m (valeurs maximales)

$$3.06/4.80=0.63 < 0.67 \longrightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**2)- Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portique ; ces files de contreventement devront être disposé symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

**- Sens longitudinal : (5 files) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.80/4.00 = 1.2 < 1.5 \longrightarrow \text{Critère observé } p_q = 0$$

**- Sens transversal: (4 files):**

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.00/3.80 = 1.05 < 1.5 \longrightarrow \text{Critère observé } p_q = 0$$

**3)- Régularité en plan:**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis - a -vie de deux directions orthogonales.

- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée. **(cette condition est vérifier et justifier lors des vérification exigés par RPA avec logiciel ETABS, chapitre V).**

- La structure a une force compacte, et rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} < 4 \quad 18.50 / 12.10 = 1.52 < 4$$

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25%. **Condition NON vérifiée p=0.05.**

**4)- Régularité en élévation:**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement a la fondation.

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

- dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plans du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20 % dans les deux direction de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension (pas de décrochement en élévation).

**Condition NON vérifiée p=0.05.**

Donc : la structure n'est pas classée régulière en élévation.

**5)- Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisée dans notre structure sont contrôlés donc : **p=0.00**

**6)- Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévue contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier.

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux donc : **p=0.00**.

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

Critère q	observé	$p_q$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.00
Redondance en plan	Oui	0.00
Régularité en plan	Non	<b>0.05</b>
Régularité en élévation	Non	<b>0.05</b>
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Finalemment en trouve : **Q = 1.10**.

**V.1.3 Coefficient de comportement global de la structure R :**

Après l'étude du contreventement en tenant compte des résultats obtenus:

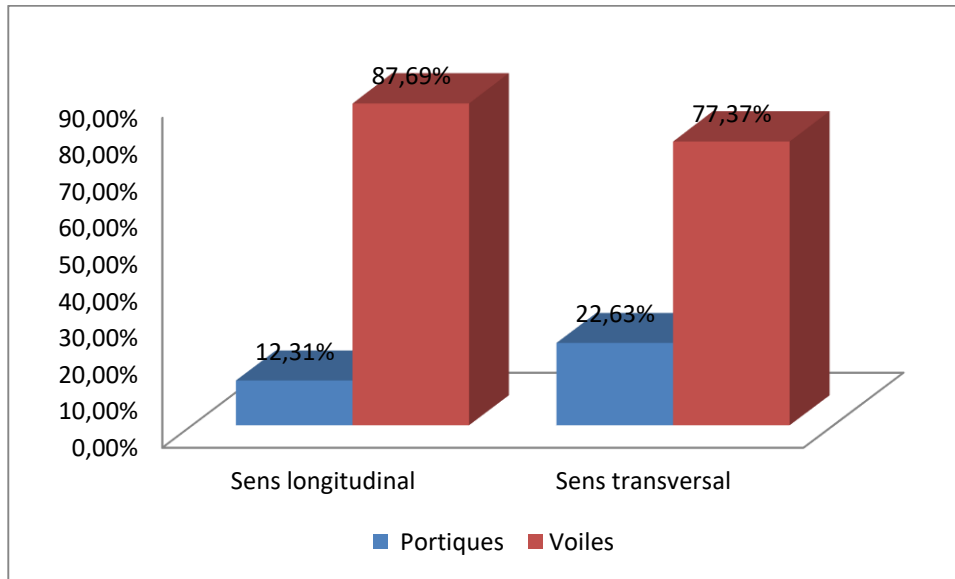
**1. Sens longitudinal:**

	Inerties (m <sup>4</sup> )	Pourcentage %
Portiques	0,01714363	12,31%
Voiles	0,122135	87,69%
Voiles + Portiques	0,13927863	100,00%

**2. Sens transversal:**

	Inerties (m <sup>4</sup> )	Pourcentage %
Portiques	0,050571	22,63%
Voiles	0,17292	77,37%
Voiles + Portiques	0,22349186	100%

**3)- Représentation graphique des pourcentages d'inertie :**



### Remarque :

En comparant les résultats, on remarque que les inerties des portiques sont faibles par rapport aux inerties des voiles dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

### Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des voiles est presque 80 % (tel que prévu par le RPA article 3.4.2) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons des **voiles porteurs** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement **R= 3.5** (tableau 4.3 RPA 99 Version 2003).

### V.1.4 Vérification de la période empirique :

#### -Calcul de la période empirique :

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0.05 \times 24.99^{0.75} = 0.559s$$

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

$C_t$  : coefficient, fonction du système de type de contreventement et de type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003).

### -Calcul de la période empirique majorée :

D'après le RPA99 vs 2003 la valeur de T calculées ne doit pas dépasser 30% de celle estimée a partir des formules empirique.

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0.726s$$

### -Détermination de la période par logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période et les résultats s'afficheront comme suite :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
12	0,563168	66,0369	0,4266	0,0000	66,0369	0,4266	0,0000	0,6415
2	0,502127	4,1736	0,0001	0,0000	70,2106	0,4267	0,0000	0,0002
3	0,330216	0,5334	66,0931	0,0000	70,7439	66,5197	0,0000	95,8650
4	0,134233	13,2360	0,1596	0,0000	83,9799	66,6794	0,0000	0,0687
5	0,122351	4,0254	0,0014	0,0000	88,0053	66,6807	0,0000	0,0006
6	0,077009	0,0751	20,6747	0,0000	88,0804	87,3554	0,0000	2,8390
7	0,056585	0,9277	0,0725	0,0000	89,0081	87,4279	0,0000	0,0098
8	0,054742	5,2070	0,0257	0,0000	94,2152	87,4536	0,0000	0,0021
9	0,035871	0,0177	8,2015	0,0000	94,2328	95,6550	0,0000	0,5052
10	0,034823	0,0431	0,1490	0,0000	94,2759	95,8040	0,0000	0,0095
11	0,034273	0,0000	0,0000	0,0000	94,2759	95,8040	0,0000	0,0000
12	0,034259	0,1283	0,0008	0,0000	94,4041	95,8048	0,0000	0,0001

### - Comparaison des résultats :

On remarque que :

$$0.726 > 0.563$$

$$T_{Calculer} > T_{ETABS}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

**V.1.5 Vérification de l'excentricité :**

Dans cette étape, on doit vérifier les l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer a la valeur 5% de la largeur de la construction et cela dans les deux sens. Les résultats s'afficheront comme suit :

Ont relève les valeurs des coordonnées des deux centre (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
PARK	5,938	8,784	5,938	8,784	-0,143	-0,598
-3	5,946	8,289	5,946	8,289	-0,024	-0,39
-2	5,942	9,896	5,942	9,896	-0,042	-0,071
-1	5,948	9,618	5,948	9,618	-0,17	0,145
RDC	5,946	9,545	5,946	9,545	-0,167	0,743
1	5,938	9,557	5,938	9,557	-0,159	0,736
2	5,931	9,588	5,931	9,588	-0,153	0,621
3	5,93	9,596	5,93	9,596	-0,247	0,356

**Tableau V.1.5 calcul de l'excentricité.**

**Avec :**

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

- Comparaison des résultats :

Sens longitudinal :

$$5\%L_x \geq e_x$$

$$5\%12.10 = 0.605 > 0.247 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal:

$$5\%L_y \geq e_y$$

$$5\%18.50 = 0.925 > 0.736 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **V.1.6. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale:**

Pour les structure représentées par les modèles plans dans les deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme les masse nodales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale se la structure ( article 4.3.4 RPA99 version 2003). On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

Mode	période	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,563168	66,0369	0,4266	0
2	0,502127	70,2106	0,4267	0
3	0,330216	70,7439	66,5197	0
4	0,134233	83,9799	66,6794	0
5	0,122351	88,0053	66,6807	0
6	0,077009	88,0804	87,3554	0
7	0,056585	89,0081	87,4279	0
8	0,054742	94,2152	87,4536	0
9	0,035871	94,2328	95,655	0
10	0,034823	94,2759	95,804	0
11	0,034273	94,2759	95,804	0
12	0,034259	94,4041	95,8048	0

**Tableau V.1.6 valeurs des masses modales.**

La somme des masses modales dans le **9ème** mode dépasse **90 %** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du **RPA (article 4.3.4)** est vérifiée.

### **V.1.7 Justification du système de contreventement :**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de **R** a considérer.

Le récapitulatif des résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

L'unité	Forces par les Portiques + voiles		Forces par les voiles	
	KN	%	KN	%
Sur EX	1674.3712	100	1589.0887	94.90
Sur EY	228.5787	100	217.7449	95.26
En ELU	30081.90	100	14004.48	46.56

Selon les résultats représentés dans le tableau ci-dessous, on remarque que la majorité des efforts horizontaux sont repris par les voiles et la majorité des efforts verticaux sont repris par les portiques.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure il n'y a pas de classement alors pour des mesures de sécurité on prend la catégorie **2 : Voiles porteurs** ; dont le coefficient de comportement **R=3.5** ce qui justifie la valeur prise en **ETABS**.

### **V.1.8 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003/Art 4.3.6) :**

D'après **RPA99. V2003 (article 4.3.6)** la résultante des forces sismique à la base **Vt** obtenue par les combinaison des valeurs modales statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

-Si **Vt < 0.80 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (Forces, déplacement moment,...) dans le rapport **0.8V/V**.

Après analyse, on obtient les résultats **Vx dyn** et **Vy dyn** :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad (\text{RPA } 4-1)$$

Avec :

$$A = 0.25.$$

$$D = ?$$

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

$T_2 = 0.5$  voir le (Tableau 4-7. RPA 2003)

$T_2 = 0.5 < T = 0.563$  donc :

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$\eta$  : donné par la formule :

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

$$\xi = 10 \quad (\text{RPA 4-3})$$

$$\eta = 0.763 > 0.7$$

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.5}{0.563}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.762$$

$$Q_x = 1.10$$

$$Q_y = 1.10$$

$$R = 3.5$$

$$W = 16042.25 \text{ Kn} \quad \text{Poids total de la structure.}$$

$$V = \frac{0.25 \times 1.762 \times 1.10}{3.5} \times 16042.25 = 2220.93 \text{ Kn}$$

- puis on relève de ETABS les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x \text{ dyn} = F1 = 1855.46 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = F2 = 2237.84 \text{ KN}$$

- **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculée avec ETABS sont supérieurs ou égaux a 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que :  $V_x = V_y = 2220.93 \text{ KN}$

- Sens longitudinal :

$V_x \text{ dyn} = 1855.46 \text{ KN} > 80\% V_x = 1776.74 \text{ KN}$ .  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

- Sens transversal :

$V_y \text{ dyn} = 2237.84 \text{ KN} > 80\% V_x = 1776.74 \text{ KN}$ .  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

### **V.1.9 Vérification des déplacements relatifs :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculée selon le paragraphe 4.2.10 du RPA99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage a moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. Le déplacement horizontal  $\delta_k$  à chaque niveau k de la structure calculé comme suit :

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

Avec :

**R**: Coefficient de comportement (**R = 3.5**).

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

**V.1.9** : Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions.

étage	$\delta_{k(x)}$	$\delta_{k(y)}$	$\Delta k(x)$	$\Delta k(y)$	Hauteur	1%h	Observation
3eme étage	0,0144	0,0065	-0,0021	0,0011	3,06	0,0306	Condition vérifiée
2eme étage	0,0123	0,0054	-0,0022	0,0011	3,06	0,0306	Condition vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,0101	0,0043	-0,0023	0,0011	3,06	0,0306	Condition vérifiée
RDC	0,0078	0,0032	-0,0023	0,0011	3,06	0,0306	Condition vérifiée
Sous sol 1	0,0055	0,0021	-0,002	0,0009	3,06	0,0306	Condition vérifiée
Sous sol 2	0,0035	0,0012	-0,0017	0,0006	3,06	0,0306	Condition vérifiée
Sous sol 3	0,0018	0,0006	-0,0012	0,0004	3,06	0,0306	Condition vérifiée
Parking	0,0006	0,0002	-0,0006	0,0002	3,57	0,0357	Condition vérifiée

Avec :

$\delta_{k(x)}$  : déplacement longitudinale d'un niveau « i » par rapport a la base e la structure .

$\delta_{k(y)}$  : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport a la base e la structure .

$\Delta k(x) = \delta_x - \delta_{x-1}$  : déplacement horizontale suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**).

$\Delta k(y) = \delta_y - \delta_{y-1}$  : déplacement horizontale suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**).

**Hauteur** : hauteur d'étage considéré.

### **Conclusion :**

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition de RPA vis-à-vis es déformation est vérifiée.

### **V.1.10 Vérification du déplacement maximal de la structure :**

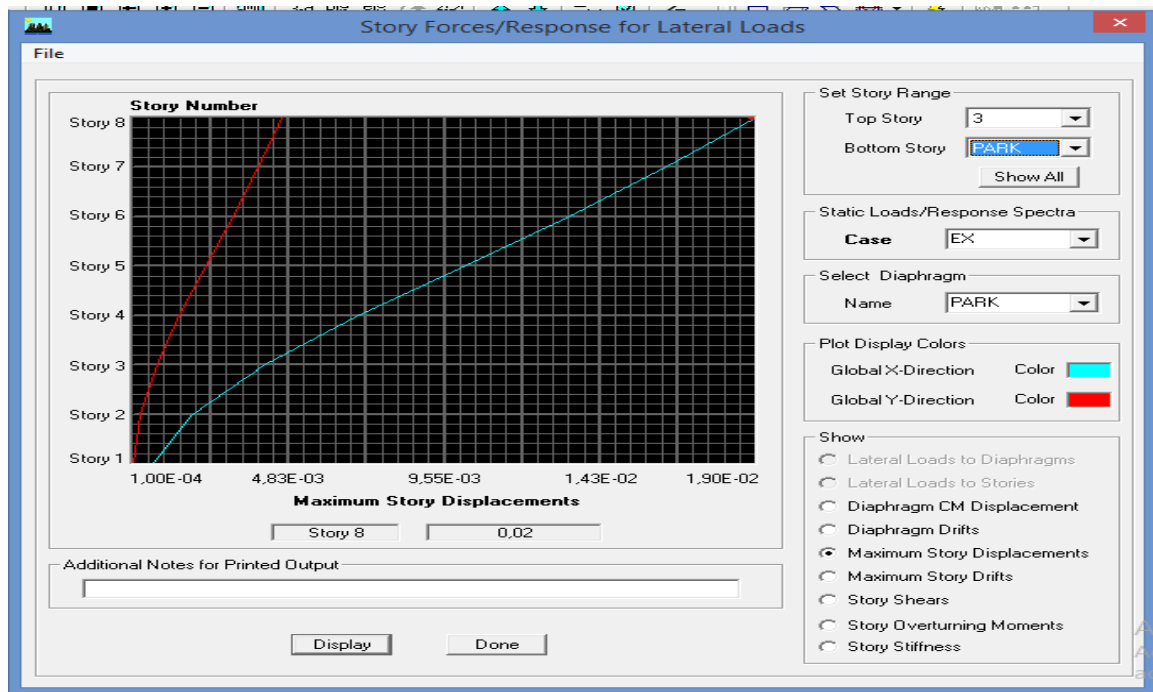
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximale de la structure avec le logiciel ETABS et le a la flèche admissible  $F_{ad}$  .

$$F_{ad} = \frac{Ht}{500} = \frac{24.99}{500} = 0.04998$$

### V.1.11 détermination du déplacement maximal avec ETABS :

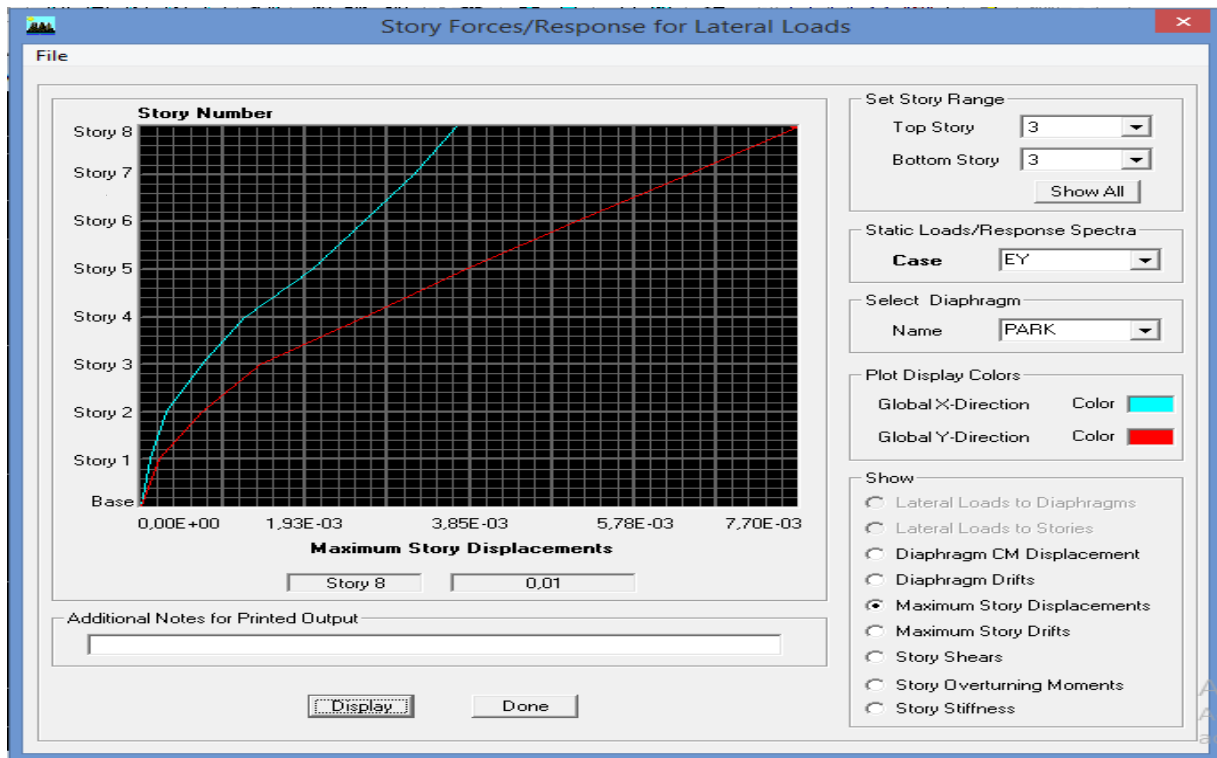
- dans le sens longitudinal :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, les résultats s'afficheront comme suite :



- dans le sens transversal :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, les résultats s'afficheront comme suite :



Résultats trouvés :

- Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02m
- Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m
- Flèche admissible : 0.04998m

### **Conclusion :**

Les déplacements maximaux sont inférieure a la flèche ammissible, donc la condition vis-à-vis est vérifiée.

### **V.1.12 Justification vis-à-vis l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous niveaux :  $\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$  les résultats sont dans le tableau suivant :

Avec :

$P_k$  : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

**$V_k$**  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**$\Delta_k$**  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**$h_k$**  : hauteur de l'étage « k ».

Niv	$P_{kx}$	$\Delta_{kx}$	$V_{kx}$	$h_k$	$V_{kx} \times h_k$	$\theta_x$	$\Delta_{ky}$	$V_{ky}$	$h_k$	$V_{ky} \times h_k$	$\theta_y$
3	2438,97	-0,0021	521,79	3,06	1596,6774	-0,00320781	0,0011	655,79	3,06	2006,7174	0,00035948
2	4857,98	-0,0022	931,42	3,06	2850,1452	-0,00374983	0,0011	1161,57	3,06	3554,4042	0,00035948
1	7277	-0,0023	1247,44	3,06	3817,1664	-0,00438469	0,0011	1529,15	3,06	4679,199	0,00035948
Rdc	9753,39	-0,0023	1512,61	3,06	4628,5866	-0,00484658	0,0011	1833,08	3,06	5609,2248	0,00035948
-1	12077,43	-0,002	1707,2	3,06	5224,032	-0,0046238	0,0009	2064,04	3,06	6315,9624	0,00029412
-2	14363,8	-0,0017	1855,46	3,06	5677,7076	-0,00430076	0,0006	2237,84	3,06	6847,7904	0,00019608
-3	13817,69	-0,0012	1663,22	3,06	5089,4532	-0,00325796	0,0004	725,03	3,06	2218,5918	0,00013072
parking	16042,25	-0,0006	1718,39	3,57	6134,6523	-0,00156901	0,0002	857,21	3,57	3060,2397	5,6022E-05

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas la condition est satisfaite a tous les niveaux :  $\theta < 0.10$ .

### Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure



# Chapitre VI

## Ferrailage des poutres



**VI. Ferrailage des poutres :****VI.1.1. Introduction :**

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned} \text{a-} \quad & 1.35 G + 1.5 Q = \quad \text{à L'ELU} \\ & G + Q = \quad \text{à L'ELS} \\ \text{b-} \quad & G + Q + E = \quad \text{RPA99 révisé 2003.} \\ & 0.8 G + E = \quad \text{RPA99 révisé 2003.} \end{aligned}$$

**VI.1.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :****1. Armatures longitudinales :**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

- **Poutres principales (30×40) :**  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires (25×35) :**  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

- En zone courante : 4 %.

- En zone de recouvrement : 6 %.

**- Poutres principales (30×40) :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (En zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (En zone de recouvrement).}$$

**- Poutres secondaires (25×35) :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2 \text{ (En zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2 \text{ (En zone de recouvrement).}$$

-La longueur de recouvrement est de :  $50\Phi$  (zone III)

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

## 2. Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

-L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$- S_t = \min \left( \frac{h}{2}, 12 \Phi_t \right) \longrightarrow \text{En zone nodale et en travée.}$$

$$- S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

$\Phi_t$ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.1.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

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

Soit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu$   $\longrightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu$   $\longrightarrow$  Section doublement armée

- **Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :**

$$\text{Si } 0.186 \leq \mu_b \leq \mu = 0.392 \quad \rightarrow \quad A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{Si } \mu_b < \mu = 0.186 \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot \sigma_s} .$$

- **Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :**

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

$$\text{On prend } \mu_b = \mu_l \quad \rightarrow A'_s = \frac{M_u - 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348 \cdot (d - d')}$$

$$\rightarrow A_s = A'_s - \frac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651}$$

$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieur la plus comprimée.

• **Calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30.573 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.0524 \rightarrow \beta = 0.937$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La section est simplement armée c à d la section ne comptera que les aciers tendu alors :}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30.573 \times 10^6}{0.937 \times 370 \times 348} = 253.40 \text{ mm}^2 = 2.534 \text{ cm}^2$$

Avec la même méthode pour les autres poutres.

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

**1-les poutres principales :**

**En travée :**

Niveaux	comb	$M_u$ (kn.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	ferrailage	$A_u$ adopté
3	ELU	26.34	0,045	SSA	0,978	2,092	6	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
2	ELU	26.91	0,046	SSA	0,976	2,141	6	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
1	ELU	30.438	0,052	SSA	0,973	2,430	6	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
RDC	ELU	30.573	0,052	SSA	0,973	2,440	6	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
-1	ELU	27.144	0,047	SSA	0,976	2,160	6	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
-2	ELU	26.878	0,046	SSA	0,976	2,139	6	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
-3	ELU	27.66	0,047	SSA	0,975	2,203	6	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
parking	ELU	27.038	0,046	SSA	0,976	2,152	6	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.3.1 ferrailages des poutres principales (en travée)**

En appuis :

Niveaux	comb	$M_u$ (kn.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_u$ adopté
3	0.8G±E G+Q±E	-38,721	3.09	6	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
2	0.8G±E G+Q±E	-57,485	4.70	6	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
1	0.8G±E G+Q±E	-103,224	8.88	6	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
RDC	0.8G±E G+Q±E	-93,692	7.97	6	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
-1	0.8G±E G+Q±E	-97,301	8.34	6	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
-2	0.8G±E G+Q±E	-93,97	8.03	6	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
-3	0.8G±E G+Q±E	-93,355	7.98	6	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
parking	0.8G±E G+Q±E	-78,975	6.86	6	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>

Tableau VI.3.1 ferrailages des poutres principales (en travée)

2- les poutres secondaires :

En travée :

Niveaux	comb	$M_u$ (kn.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_u$ adopté
3	ELU	13.56	0,052	SSA	0,973	1,483	4.375	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
2	ELU	10.476	0,040	SSA	0,98	1,138	4.375	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
1	ELU	10.078	0,039	SSA	0,981	1,093	4.375	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
RDC	ELU	10.001	0,039	SSA	0,981	1,085	4.375	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
-1	ELU	12.439	0,048	SSA	0,975	1,358	4.375	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
-2	ELU	12.272	0,047	SSA	0,975	1,340	4.375	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
-3	ELU	13.00	0,050	SSA	0,974	1,421	4.375	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>
parking	ELU	9.07	0,035	SSA	0,982	0,983	4.375	3HA16	6.02cm <sup>2</sup>

Tableau VI.3.2 ferrailages des poutres secondaire (en travée)

En appuis :

Niveaux	comb	M <sub>u</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A <sub>u</sub> adopté
3	0.8G±E G+Q±E	-35,975	3.40	4.375	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
2	0.8G±E G+Q±E	-54,341	4.91	4.375	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
1	0.8G±E G+Q±E	-74,597	7.58	4.375	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
RDC	0.8G±E G+Q±E	-85,636	7.19	4.375	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
-1	0.8G±E G+Q±E	-90,349	7.78	4.375	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
-2	0.8G±E G+Q±E	-91,313	7.88	4.375	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
-3	0.8G±E G+Q±E	-89,72	7.56	4.375	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>
parking	0.8G±E G+Q±E	-86,074	7.22	4.375	3HA16+3HA12	9.41cm <sup>2</sup>

Tableau VI.3.2 ferrailages des poutres secondaire (en travée)

#### VI.1.4. Vérification à l'ELU :

1-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutre principale (30x40) :

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} \times = 1.34 \text{ cm}^2$$

D'ou  $A_s = 6.03 > A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

- Poutre secondaire (25x35) :

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} \times = 0.966 \text{ cm}^2$$

D'ou  $A_s = 4.375 > A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**2-Vérification au cisaillement:**

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime cette justification est conduite a partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  » prise conventionnellement égale a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant maximale a l'ELU.

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\right) = 3.33Mpa$$

**Poutre principale :**  $\tau_u = \frac{97.91 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.881Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa.$

→ **Condition vérifiée.**

**Poutre secondaire :**  $\tau_u = \frac{87.90 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.32} = 1.1Mpa < \bar{\tau}_u = 3.33Mpa$

→ **Condition vérifiée.**

**3-Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

**Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } a = 0.9 d.$$

**- Poutre principale :**

$$V_u = 97.91KN \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 0.37 \times 0.30 \times 25 \times 1000}{1.5} = 666KN$$

→ **Condition vérifiée.**

**- Poutre secondaire :**

$$V_u = 87.9 \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 1000}{1.5} = 480KN$$

→ **Condition vérifiée.**

**4-Vérification de l'adhérence (BAEL91/Art 6.1.3):**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  : Sommes des périmètres utiles des barres

**- Poutres principales :**

$$V_u = 97.91 \text{ KN}$$

$$\sum U = (3 \times 16 + 3 \times 12) \times 3.14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{97.9 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.76} = 1.11 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**-Poutres secondaires :**

$$V_u = 87.9 \text{ KN}$$

$$\sum U = (3 \times 16 + 3 \times 12) \times 3.14 = 263.76 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{87900}{0.9 \times 320 \times 263.76} = 1.15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**5-Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10}\right) = \min(1.14; 1.6, 3) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend :

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**6-Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):****- Poutres principales :****• Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(10 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

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

**• Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm.}$$

On opte pour  $S_{t\max} = \mathbf{15 \text{ cm}}$

**-Poutres secondaires :**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

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

**• Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

On opte pour  $S_{t\max} = \mathbf{15 \text{ cm.}}$

Selon le **RPA99** la section d'armature transversale doit vérifier.

**- Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Poutres secondaires :**

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.125 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

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

**h'** : hauteur de la poutre.

**b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub>** : dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nœuds des poutres.

On aura :

- **h'** = 76.5cm.

- **L'** = 2×40 = 80 cm : poutres principales (30×40).

- **L'** = 2×35 = 70 cm : poutres principales (25×35).

### VI.1.5. Vérification à l'ELS :

#### 1. Etat limite de compression du béton :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = k_1 \times \sigma_s \leq 0.6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul:

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{\text{adopt}}}{b \times d}$$

#### - Pour les poutres principales :

$$\rho_1 = \frac{100 \times 9.42}{30 \times 37} = 0.848 \quad \beta_1 = 0.869 \quad k_1 = 23.17$$

$$\sigma_s = \frac{57948}{0.869 \times 37 \times 9.42} = 191.32\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{191.32}{23.17} = 8.25 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poutres secondaires :

$$\rho_1 = \frac{100 \times 9.42}{25 \times 32} = 1.18 \quad \beta_1 = 0.852 \quad k_1 = 18.78$$

$$\sigma_s = \frac{35975}{0.852 \times 32 \times 9.42} = 140.07 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{140.07}{18.78} = 7.45 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées.

## 2- Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS.

**Poutres principales :** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur  $l = 4.80\text{m}$ .

$$f = 0.01 \text{cm} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutres secondaire :** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur  $l = 4.00\text{m}$ .

$$f = 0.02 \text{cm} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



# Chapitre VII

## Ferrailage des poteaux



### VII.1.1 Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

	Fe (MPa)	fc28 (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_c$	Fbu (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation durable</b>	400	25	1.5	1.15	14.2	384
<b>Situation accidentelle</b>	400	25	1.15	1	18.48	400

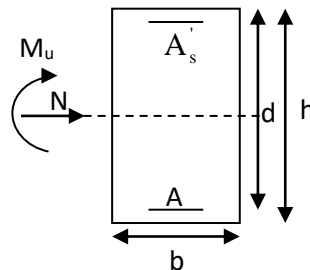
**Tableau VII-2-1 :** caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : **Nmax - Mcorr**
- Effort normal minimal et le moment correspondant : **Nmin - Mcorr**
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant : **Mmax – Ncorr**

**M<sub>x</sub>** : Moment du poteau dans le sens longitudinal.

**M<sub>y</sub>** : Moment du poteau dans le sens transversal.



**Figure VII.2.2:** Les moments dans les poteaux.

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

**BAEL91/modifiée99 :**

**ELU :** 1.35G + 1.5Q

**ELS :** G + Q

**RPA99/modifiée2003 :**

G + Q ± E

0.8G ± E

### **VII.1.2.Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

### **VII.1.3. Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**

#### **1) Armatures longitudinales :**

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

Leur pourcentage minimal sera de 0.9% (zone III).

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est  $LR = 50\Phi$ .

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).

La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max (; b1 ; h1; 60\text{cm})$$

**(h1 ; b1)** : section du poteau

**he** : hauteur d'étage

- **Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

#### **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.9% b h en zone III :**

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\min} = 0.009 \times 55 \times 55 = 27.225 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\min} = 0.009 \times 35 \times 35 = 11.025 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage maximal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

#### **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% b h :**

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.50 \text{ cm}^2$$

#### **Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% b h :**

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal : $A_{min} = 0.009 b h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 b h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante : $A_{max} = 0.04 b h$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poteau (55× 55)</b>	27.225	181.50	121
<b>Poteau (40 ×40)</b>	14.4 0	96.000	64
<b>Poteau (35× 35)</b>	11.025	73.50	49

**Tableau VII.1.3 :** Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

## 2) Armatures transversales :

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

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

**A<sub>t</sub>**: section d'armature transversale.

**V<sub>u</sub>**: effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>**: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale **f<sub>e</sub> = 400Mpa**.

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a$  : 2,5 Si l'élançement géométrique :  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a$  : 3.75 Si l'élançement géométrique :  $\lambda_g \leq 5$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

**l<sub>f</sub>** : La longueur de flambement des poteaux.

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

**a, b** : dimensions de la section droite du poteau.

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_1^{\min} ; 15\text{cm}) \longrightarrow \text{en zone nodale.}$$

$S'_t \leq 15\Phi_l \longrightarrow$  en zone courante.

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

$\longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

$\longrightarrow S'_t = 15 \text{ cm}$

- La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\text{si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$$\text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi$  minimum.

#### **VII.1.4 Calcul du ferrailage :**

##### **Etape de calcul en flexion composée :**

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

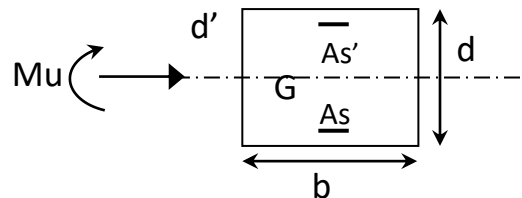
Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :  $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier

L'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c) - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

**Remarque :** Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter

Le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : parking, entré sol 3
- **Zone II** : du entré sol 2 au RDC.
- **Zone III** : Du 1<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.

Les résultats seront donnés par le tableau suivant.

Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	e	(h/2-c)	Obs	Asc (sup) (cm <sup>2</sup> )	Ast (inf) (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (55x55)</b>	N <sub>max</sub> = -144.83	M <sub>corr</sub> = -0.006	0.000041	0.250	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -1338.86	M <sub>corr</sub> = -3.058	0.00228	0.250	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -533.36	M <sub>max</sub> = -7.585	0.014	0.250	SEC	0	0
<b>Zone II (40x40)</b>	N <sub>max</sub> = -65.92	M <sub>corr</sub> = -0.203	0.0030	0.175	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -956.5	M <sub>corr</sub> = -0.266	0.00027	0.175	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = 679.33	M <sub>max</sub> = 13.543	0.0199	0.175	SEC	0	0
<b>Zone III (35x35)</b>	N <sub>max</sub> = -8	M <sub>corr</sub> = 0.02	0.0025	0.150	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -506.31	M <sub>corr</sub> = -15.452	0.030	0.150	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -327.52	M <sub>max</sub> = -17.486	0.053	0.150	SEC	0	0

**Tableau VII.1.4.1:** Ferrailage des poteaux sous M<sub>3</sub> sens transversal.

Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	e	(h/2-c)	Obs	Asc (sup) (cm <sup>2</sup> )	Ast (inf) (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (55x55)</b>	N <sub>max</sub> = -144.83	M <sub>corr</sub> = -3.096	0.021	0.250	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -1338.86	M <sub>corr</sub> = 3.058	0.0022	0.250	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = 533.36	M <sub>max</sub> = 25.561	0.047	0.250	SEC	0	0
<b>Zone II (40x40)</b>	N <sub>max</sub> = -65.92	M <sub>corr</sub> = 1.144	0.020	0.175	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -956.5	M <sub>corr</sub> = 1.992	0.0020	0.175	SEC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -789.54	M <sub>max</sub> = 24.92	0.031	0.175	SEC	0	0
<b>Zone III (35x35)</b>	N <sub>max</sub> = -8	M <sub>corr</sub> = 0.037	0.024	0.150	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -506.31	M <sub>corr</sub> = -12.401	0.36	0.150	SPC	0	0
	N <sub>corr</sub> = -69.03	M <sub>max</sub> = 25.138	0.0046	0.150	SEC	1.26	0

**Tableau VII.1.4.2:** Ferrailage des poteaux sous M<sub>2</sub> sens longitudinal.

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux. Seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
(55x55)	27.225	28.63	<b>4HA20+8HA16</b>
(40x40)	14.40	20,35	<b>4HA16+8HA14</b>
(35x35)	11.025	18.48	<b>4HA14+8HA14</b>

**Tableau VII.1.4.3 :** Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.

**VII.1.5 Les vérifications à l'ELU :****1) Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :**

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$\bar{\tau}_b$ : Contrainte de cisaillement

$V_u$ : effort tranchant de la section étudiée.

$b$ : la largeur de la section étudiée.

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

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow & \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g \leq 5 & \longrightarrow & \rho_b = 0.040 \end{cases}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau.

Ou :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$l_f$ : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$ : espacement des armatures transversales.

$a, b$ : dimensions de la section droite du poteau.

$L_f$ : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.707 L_0$$

$L_0$ : La hauteur libre du poteau.

Niveau	$V_u$ (KN)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_{ba}$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
Parking	17.80	55	52.5	4.58	0.040	0.0616	1	Condition vérifiée
entré sol 3	17.80	55	52.5	3.93	0.040	0.0616	1	Condition vérifiée
entré sol 2 ; 1 RDC	16.62	40	37.5	5.40	0.075	0.1108	1.875	Condition vérifiée
1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup> étage	17.53	35	32.5	6.18	0.075	0.154	1.875	Condition vérifiée

Tableau VII.1.5.1. : Vérification au cisaillement.

**2) Longueur d'ancrage :**

$$L_s = \frac{\phi_e f_c}{4\tau_{su}}; \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}; f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{HA20 : } L_s = \frac{\phi_e f_c}{4\tau_{su}} = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2,835} = 70.54 \text{ cm.}$$

$$\text{HA16 : } L_s = \frac{\phi_e f_c}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56.43 \text{ cm.}$$

$$\text{HA14 : } L_s = \frac{\phi_e f_c}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm.}$$

**3) La longueur minimale de recouvrement selon le RPA est :  $L = 50$** **Pour les HA14 :**

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

**Pour les HA16 :**

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm.}$$

**Pour les HA20 :**

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm.}$$

**4) Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

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

Le diamètre des armatures transversales « t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm. soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi L^{\max}$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales (20mm).

**b) Calcul des espacements des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).****• En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_1^{\text{min}} ; 15\text{cm}) = \text{Min} (10 \times 1.4 ; 15\text{cm}) = 14\text{cm}.$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**• En zone courante :**

$$S'_t \leq 15\phi_1 = 21\text{cm}.$$

Nous adoptons :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec :

$\phi^{\text{min}}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales (14 mm).

**c) Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t$$

$\rho_a : 2,5$  Si l'élancement géométrique :  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a : 3,75$  Si l'élancement géométrique :  $\lambda_g \leq 5$ .

$$\text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5$$

**5) Elancement géométrique du poteau :**

L'élancement géométrique ( $\lambda_g$ ) est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b}; \text{ avec : } a = b$$

Tel que :  $L_f = 0.707 L_0$ .

$L_f$  : longueur de flambement du poteau.

$L_0$  : longueur libre du poteau.

Avec :

$L_0$  : 357 pour le parking.

$L_0$  : 306 pour les autres étages.

- La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$si \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$si \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$$si 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

**-Poteau (35× 35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times L_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{35} = 6.18; \lambda_g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t^{\min}} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t^{\min}} = 0.003 \times 35 \times 20 = 2.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t = \frac{2.5 \times 17.53}{35 \times 35} \times 10 = 0.357 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t = \frac{2.5 \times 17.53}{35 \times 35} \times 20 = 0.71 \text{ cm}^2$$

**-Poteau (40× 40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times L_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{40} = 5.40; \lambda_g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t^{\min}} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t^{\min}} = 0.003 \times 40 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t = \frac{2.5 \times 16.62}{40 \times 40} \times 10 = 0.259 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t = \frac{2.5 \times 16.62}{40 \times 40} \times 20 = 0.519 \text{ cm}^2$$

**-Poteau (55× 55) : (entré-sol 3)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times L_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{55} = 3.93; \lambda_g < 5 \rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 3.5\%; \rho_a = 3.75$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t^{\min}} = 0.0035 \times 55 \times 10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t^{\min}} = 0.0035 \times 55 \times 20 = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 17.90}{55 \times 55} \times 10 = 0.221 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 17.90}{55 \times 55} \times 20 = 0.44 \text{ cm}^2$$

**-Poteau (55× 55) : (parking)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times L_0}{a} = \frac{0.707 \times 357}{55} = 4.58; \lambda_g < 5 \rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 3.5\%; \rho_a = 3.75$$

$$\text{Zone nodale : } A_{t^{\min}} = 0.0035 \times 55 \times 10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t^{\min}} = 0.0035 \times 55 \times 20 = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 17.90}{55 \times 55} \times 10 = 0.221 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 17.90}{55 \times 55} \times 20 = 0.44 \text{ cm}^2$$

**Sections des armatures transversales:**

	55×55		40×40	35×35
	parking	entré-sol 3	entré-sol 2 ;1 ;RDC	1 ;2 ;3
<b>Efforts tranchants (KN)</b>	<b>17.90</b>	<b>17.90</b>	<b>16.62</b>	<b>17.53</b>
<b>Elancement géométrique <math>\lambda_g</math></b>	<b>4.58</b>	<b>3.93</b>	<b>5.40</b>	<b>6.18</b>
<b>Coefficient correcteur <math>\rho_1</math></b>	<b>3.75</b>	<b>3.75</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>
<b><math>A_t</math> zone nodale (<math>S_t = 10\text{cm}</math>)</b>	<b>1.92</b>	<b>1.92</b>	<b>1.2</b>	<b>1.05</b>
<b><math>A_t</math> zone courante (<math>S_t = 20\text{cm}</math>)</b>	<b>3.85</b>	<b>3.85</b>	<b>2.4</b>	<b>2.10</b>
<b><math>A_t</math> min zone nodale (<math>S_t = 10\text{cm}</math>)</b>	<b>0.221</b>	<b>0.221</b>	<b>0.259</b>	<b>0.357</b>
<b><math>A_t</math> min zone courante (<math>S_t=20\text{cm}</math>)</b>	<b>0.44</b>	<b>0.44</b>	<b>0.519</b>	<b>0.71</b>
<b><math>A_{ad}</math></b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>

**Tableau VII.1.5.2 : Sections des armatures transversales.****VII.1.6. Vérifications à l'ELS :****1) Etat limites d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers.

**2) Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \times \left[ \frac{es - 0,455 \times d}{es - 0,185 \times d} \right]$$

**3) Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa} \quad (\text{BAEL91/A.4.5.2})$$

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

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

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0.$$

Avec :

$$l_s = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \times A_s' \times \frac{l_c - c'}{b} + 90 \times A_s \times \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^2 - 90 \times A_s' \times \frac{l_c - c'}{b} + 90 \times A_s \times \frac{d - l_c}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} \rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4 \times u}.$$

Si  $\Delta \leq 0 \rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right).$$

Avec :

$$a = \text{arc cos}\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}.$$

Nous tiendrons pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h.$$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$ .

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_1)^2 + A_s' \times (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15 \times (A_s + A_s')$$

Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

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

Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{N_{ser}(es - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{N_{ser}(es - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que :  $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \sigma_b$ .

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm <sup>2</sup> )	Adoptée (cm <sup>2</sup> )	OBS
<b>Zone I</b> (55x55)	Nmax-Mcor	-195.55	-0.169	0.00086	0.091	SEC	8,579	28.63	OK
	Nmin-Mcor	-976.05	-2.229	0.0022		SEC	8,576		OK
	Ncor-Mmax	-371.15	-5.546	0.014		SEC	8,582		OK
<b>Zone II</b> (40x40)	Nmax-Mcor	-90.06	-0.309	0.0034	0.066	SEC	6,237	20,35	OK
	Nmin-Mcor	-697.16	-0.189	0.00027		SEC	6,236		OK
	Ncor-Mmax	493.85	9.767	0.019		SEC	6,243		OK
<b>Zone III</b> (35x35)	Nmax-Mcor	-11.21	0.026	0.0023	0.058	SEC	5,457	18.48	OK
	Nmin-Mcor	-368.55	-11.14	0.030		SEC	5,467		OK
	Ncor-Mmax	238.79	-12.611	0.052		SEC	5,474		OK

**Tableau VII.1.6.1: Vérification de la condition de non fragilité dans M<sub>3</sub> sens transversal.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm <sup>2</sup> )	Adoptée (cm <sup>2</sup> )	OBS
Zone I (55x55)	Nmax-Mcor	-195.55	-3.974	0.020	0.091	SEC	8,585	28.63	OK
	Nmin-Mcor	-976.05	-0.847	0.00086		SEC	8,575		OK
	Ncor-Mmax	-389.86	18.367	0.047		SEC	8,600		OK
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	-90.06	1.789	0.019	0.066	SEC	6,243	20,35	OK
	Nmin-Mcor	-697.16	1.512	0.0021		SEC	6,237		OK
	Ncor-Mmax	-574.52	18.092	0.031		SEC	6,248		OK
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	-11.21	0.061	0.0054	0.058	SEC	5,458	18.48	OK
	Nmin-Mcor	-368.55	-8.95	0.024		SEC	5,465		OK
	Ncor-Mmax	-50.72	18.309	0.36		SPC	5,581		OK

**Tableau VII.1.6.2: Vérification de la condition de non fragilité dans M<sub>2</sub> sens longitudinal.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Nature	Béton				Acier			
					$\sigma_{sup}$ (MPA)	$\sigma_{inf}$ (MPA)	$\sigma_b$ (MPA)	OBS	$\sigma_{sup}$ (MPA)	$\sigma_{inf}$ (MPA)	$\sigma_b$ (MPA)	OBS
Zone I (55x55)	Nmax-Mcor	-195.55	-0.169	SEC	0.51	0.5	15	OK	7.63	7.47	348	OK
	Nmin-Mcor	-976.05	-2.229	SEC	2.57	2.45		OK	38.5	36.9		OK
	Ncor-Mmax	-371.15	-5.546	SEC	1.08	0.93		OK	16	12.7		OK
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	-90.06	-0.309	SEC	0.43	0.39	15	OK	6.35	5.87	348	OK
	Nmin-Mcor	-697.16	-0.189	SEC	3.19	3.12		OK	47.7	46.9		OK
	Ncor-Mmax	493.85	9.767	SEC	2.76	1.71		OK	40	26.8		OK
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	-11.21	0.026	SEC	0.07	0.06	15	OK	0.98	0.91	348	OK
	Nmin-Mcor	-368.55	-11.14	SEC	2.92	1.23		OK	41.2	20.7		OK
	Ncor-Mmax	238.79	-12.611	SEC	2.29	0.4		OK	31.5	8.48		OK

**Tableau VII.1.6.3: Vérification des contraintes a l'ELS dans M<sub>3</sub> sens transversal.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Nature	Béton				Acier			
					$\sigma_{sup}$ (MPA)	$\sigma_{inf}$ (MPA)	$\sigma_b$ (MPA)	OBS	$\sigma_{sup}$ (MPA)	$\sigma_{inf}$ (MPA)	$\sigma_b$ (MPA)	OBS
Zone I (55x55)	Nmax-Mcor	-195.55	-3.974	SEC	0.59	0.42	15	OK	5.71	6.37	348	OK
	Nmin-Mcor	-976.05	-0.847	SEC	2.54	2.48		OK	38.1	37.3		OK
	Ncor-Mmax	-389.86	18.367	SEC	1.43	0.6		OK	20.3	9.68		OK
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	-90.06	1.789	SEC	0.46	0.37	15	OK	6.62	4.22	348	OK
	Nmin-Mcor	-697.16	1.512	SEC	2.35	2.15		OK	34.9	23.5		OK
	Ncor-Mmax	-574.52	18.092	SEC	3.56	1.64		OK	50.9	26.8		OK
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	-11.21	0.061	SEC	0.07	0.06	15	OK	1.01	0.88	348	OK
	Nmin-Mcor	-368.55	-8.95	SEC	2.75	1.39		OK	39.3	22.7		OK
	Ncor-Mmax	-50.72	18.309	SPC	1.81	0		OK	21.6	0		OK

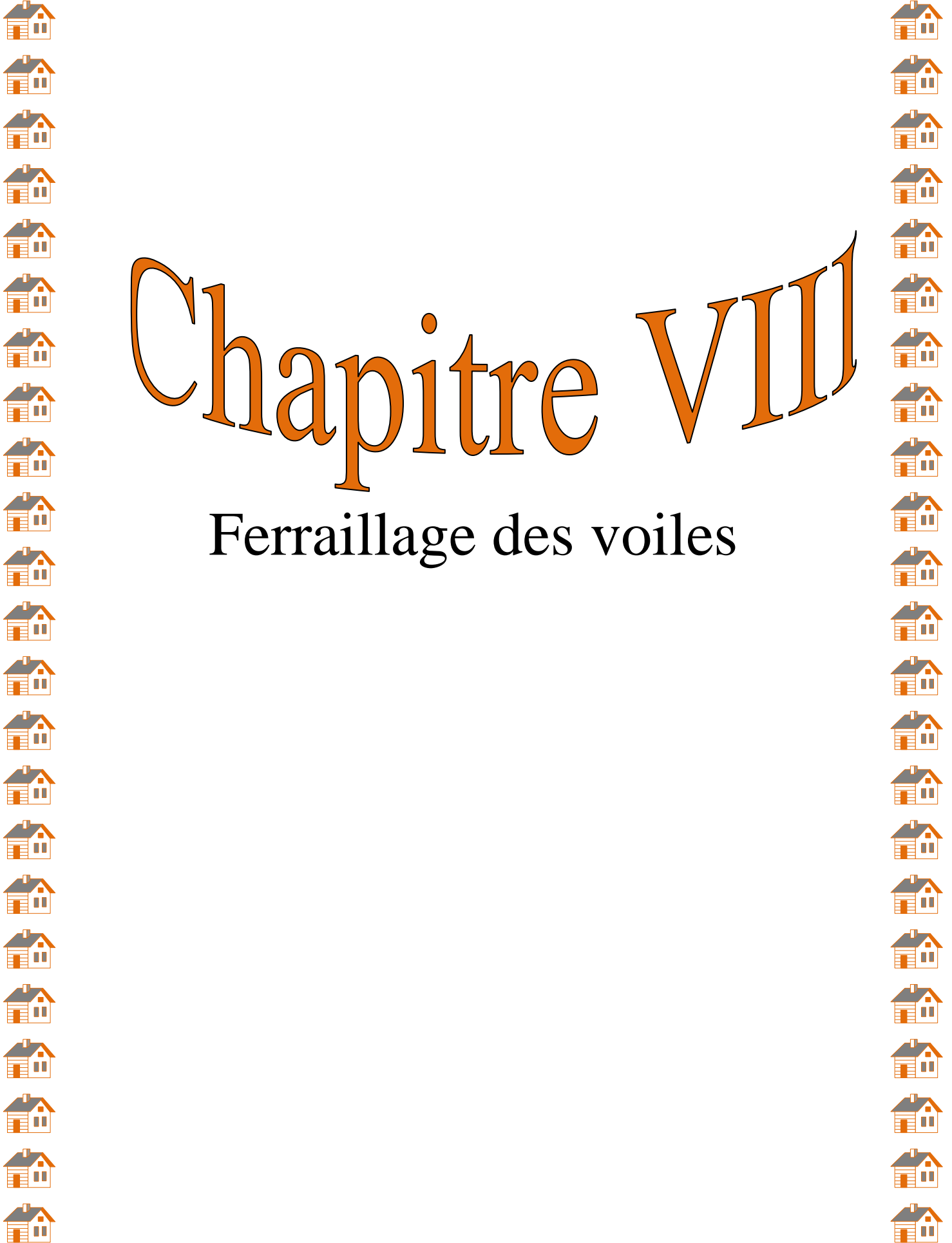
**Tableau VII.1.6.4: Vérification des contraintes a l'ELS dans M<sub>2</sub> sens longitudinal.**

**Conclusion:**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s$  (min) correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99-V 2003**) en zone III.

Zones	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
<b>Zone I</b>	parking, entré sol 3	55x55	4HA20+8HA16
<b>Zone II</b>	du entré sol 2 au RDC.	40x40	4HA16+8HA14
<b>Zone III</b>	Du 1 <sup>ème</sup> au 3 <sup>ème</sup> étage.	35x35	4HA14+8HA14

**Tableau VII.1.6.5 : Ferrailage final des poteaux.**



# Chapitre VIII

Ferrailage des voiles



### **VIII.1.1 Ferrailage des voiles**

#### **VIII.1.1 Introduction :**

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

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

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

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

- **Zone I** : parking, entré sol 3
- **Zone II** : du entré sol 2 au RDC.
- **Zone III** : Du 1<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.

#### **VIII.1.2. Combinaison d'action :**

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

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

#### **VIII.1.3. Calcul du ferrailage :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier,  $V=V' = L_{voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right).$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

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

$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

**-Section entièrement comprimée :**

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

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

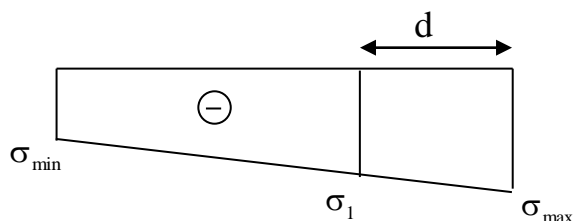
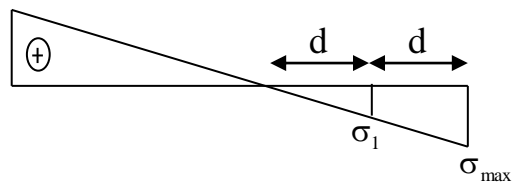
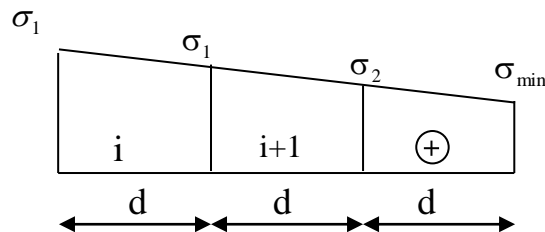
e : épaisseur du voile.

**-Section partiellement comprimée :**

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

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**-Section entièrement tendue :**



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

### 1. Armatures verticales :

#### a)- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

#### b) -Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

#### c) -Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier = 400MPa.

### 2. Armatures minimales :

#### a) -Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

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

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

#### b) -Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

#### c) -Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

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.

### 3. Armatures horizontales :

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

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

$A_h \geq 0.15\% B$  **Globalement dans la section du voile**

$A_h \geq 0.10\% B$  **En zone courante**

**B : Section du béton**

$A_V$ : **Section d'armature verticale.**

### 4- 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.

### 5- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

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

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : 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.

### 6- Armature pour les potelets :

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

**7- Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\}$$

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).

Avec : e = épaisseur du voile

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

**-Longueur de recouvrement :**

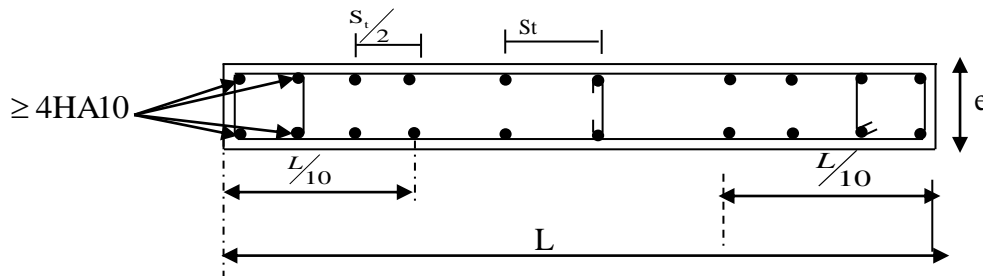
Elles doivent être égales à :

-40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

-20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**-Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.



**XIII-1) : Disposition des armatures verticales.**

**VIII.1.4 Vérification :****1) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

## 2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

-D'après le RPA99 révisé 2003 :

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

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

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute

-D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right), \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

## 3) Exemple de calcul :

:

- **Caractéristiques géométriques :**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL1=3.8m** sur la zones (I), **SPC**

$$L = 3.80\text{m.}$$

$$e = 0,25\text{m.}$$

$$\sigma_{max} = 4570.15 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = -7199.22 \text{ KN/m}^2.$$

- **La largeur de la zone comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{4570.15}{4570.15 + 7199.22} \times 3.80 = 1.47m$$

$$L_c = 1.47 \text{ m.}$$

- **La largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 2.32 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \quad d \leq 0.98$$

$$\text{-1<sup>er</sup>e bande: } d = \min\left(\frac{L_t}{2}; d\right) = 0.98$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = (4570.15) \times \frac{(2.32 - 0.98)}{2.32} = 2636.026 \text{ kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_1)}{2} d.e = \frac{(4570.15 - 2636.026)}{2} \times 0.98 \times 0.25 = 886.10 \text{ kn}$$

**Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{10}} = \frac{886.10}{400} \times 10 = 22.15 \text{ cm}^2$$

**Section minimale :**

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.25 \times 0.98 \times 2.1 \times 10^4}{400}; 0.002 \times 0.25 \times 3.8 \times 10^4\right) = 19.00 \text{ cm}^2$$

- 2<sup>ème</sup> bande :  $d' = L_t - d = 1.34m$

$$N_2 = \left( \frac{\sigma_1}{2} \right) d'.e = \left( \frac{2636.026}{2} \right) \times 1.34 \times 0.25 = 441.77kn$$

**Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_1}{\sigma_{10}} = \frac{441.77}{400} \times 10 = 11.04cm^2$$

**Section minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.25 \times 1.33 \times 2.1 \times 10^4}{400}; 0.002 \times 0.25 \times 3.8 \times 10^4 \right) = 17.45cm^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 913.32}{400} \times 10 = 35.16cm^2$$

**Détermination de la section d'armatures verticales totales par bande:**

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj}/4 = 22.15 + 35.16/4 = 30.94cm^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj}/4 = 11.04 + 35.16/4 = 19.83cm^2$$

**Choix des armatures:**

- 1<sup>ère</sup> Bande:

$A_{v1} = 12HA16 = 24.12 cm^2$  par rapport a d soit : 6HA16 par rapport a une nappe avec un espacement de 10 cm

- 2<sup>ème</sup> Bande:

$A_{v1} = 12HA16 = 24.12 cm^2$  par rapport a d soit : 6HA16 par rapport a une nappe avec un espacement de 10 cm

**-Armatures horizontales :****D'après le BAEL 91 :**

$$A_h = A_{vt}/4 = 6.03 \text{ cm}^2.$$

**Section minimale****D'après le RPA 2003 :**

$$A_n \geq 0.15\% \cdot B = 0.0015 \times 3.6 \times 0.25 \times 10^4 = 13.50 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA14/nappe/ml = 12.32 cm<sup>2</sup>/ ml/nappe avec : St = 25cm.

**-Armature transversales :**

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

**4) Vérification des contraintes de cisaillement :****-RPA99 révise 2003 :**

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{0.9 \times e \times d} = \frac{1.4 \times 913.32 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.25 \times 3.8} = 1.49 \text{ Mpa} < \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \rightarrow cv$$

**-BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V}{0.9 \times e \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{913.32 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.25 \times 3.8} = 1.068 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow cv$$

**5) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{1913.5 \times 10^3}{0.95 \times 10^6 + 15 \times 10^2} = 1.95 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow cv$$

**NB :** les voiles seront coulés sur toute leur longueur par étage sans reprise de bétonnage ce qui fait qu'on n'aura pas besoin d'armatures de coutures.

-Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

## Ferrailage des voiles longitudinales VL1 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	H poutre (m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		3,57	3,06	3,06
	L (m)		3,80	3,80	3,80
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0,95	0,95	0,95
	He		3,570	3,060	3,060
	h		3,22	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		913,320	804,470	467,050
	N <sub>ser</sub> (kN)		1913,50	1244,98	658,09
	Vu (kN)		1278,648	1126,258	653,870
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4570,150	3467,800	2373,990
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		7199,220	5538,710	2666,710
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,48	1,46	1,79
	L <sub>t</sub>		2,32	2,34	2,01
	d		0,98	0,98	1,19
	d <sub>adopté</sub>		0,98	0,98	1,01
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1,34	1,36	1,01
	$\sigma_1$		2636,026	2020,335	1186,995
	N <sub>1</sub>		886,10	669,15	447,42
N <sub>2</sub>		441,77	343,83	149,14	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		22,15	16,73	11,19
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11,04	8,60	3,73
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		35,16	30,97	17,98
	A'v1/bande/nappe		30,94	24,47	15,68
	A'v2/bande/nappe		19,83	16,34	8,22
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		19,00	19,00	19,00
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		36.18	36.18	20.36
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		21.55	21.55	11.00
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*9HA16	2*9HA16	2*9HA12

	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*7HA14	2*7HA14	2*7HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		14,25	14,25	14,25
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		10,99	8,635	8,635
	choix de la section		14HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5Mpa$	$\tau_b$	1,495	1,317	0,765
	$\overline{\tau}_u = 2.5Mpa$	$\tau_u$	1,068	0,941	0,546
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$	$\sigma_{bc}$	1,905	1,240	0,671

### Ferrailage des voiles longitudinales VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre (m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	3,57	3,06	3,06
	L (m)	1,85	1,85	1,85
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )	0,4625	0,4625	0,4625
	He	3,570	3,060	3,060
h	3,22	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)	199,720	171,660	134,120
	N <sub>ser</sub> (kN)	895,75	780,59	425,54
	Vu (kN)	279,608	240,324	187,768
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2009,880	682,560	2603,990
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5209,770	4121,290	3261,200
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00

	$L_c$		0,52	0,26	0,82
	$L_t$		1,33	1,59	1,03
	$d$		0,34	0,18	0,55
	$d$ adopté		0,34	0,18	0,51
	$d_2 = L_t - d$ adopté		0,99	1,41	0,51
	$\sigma_1$		1492,952	607,197	1301,995
	$N_1$		150,34	28,25	251,12
	$N_2$		185,06	107,16	83,71
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		3,76	0,71	6,28
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		4,63	2,68	2,09
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		7,69	6,61	5,16
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		5,68	2,36	7,57
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		6,55	4,33	3,38
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		9,25	9,25	9,25
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )		9.05	9.05	9,05
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )		13.57	13.57	13.57
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
Bande 2		15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,94	6,94	6,94
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		24,1152	18,4632	13,5648
	choix de la section		2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\tau_b = 5Mpa$	$\tau_b$	0,672	0,577	0,451
	$\tau_u = 2.5Mpa$	$\tau_u$	0,480	0,412	0,322

$\overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$	$\sigma_{bc}$	1,855	1,617	0,881
----------------------------------	---------------	-------	-------	-------

### Ferrailage des voiles longitudinales VL3 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre (m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	3,57	3,06	3,06
	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )	0,375	0,375	0,375
	He	3,570	3,060	3,060
	h	3,22	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	251,920	321,140	207,420
	N <sub>ser</sub> (kN)	1071,79	903,06	470,26
	Vu (kN)	352,688	449,596	290,388
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3725,690	2488,580	2162,760
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6553,170	4736,420	2530,330
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,54	0,52	0,69
	L <sub>t</sub>	0,96	0,98	0,81
	d	0,36	0,34	0,46
	d <sub>adopté</sub>	0,36	0,34	0,40
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0,59	0,64	0,40
	$\sigma_1$	2313,573	1616,891	1081,380
	N <sub>1</sub>	273,62	176,76	163,98
	N <sub>2</sub>	171,74	129,13	54,66
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	6,84	4,42	4,10
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	4,29	3,23	1,37
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,70	12,36	7,99
	A'v1/bande/nappe	9,27	7,51	6,10
	A'v2/bande/nappe	6,72	6,32	3,36
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	7,50	7,50	7,50

<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	<b>A'v1 adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>9.05</b>	<b>9.05</b>	<b>9.05</b>
	<b>A'v2 adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>11.31</b>	<b>11.31</b>	<b>11.31</b>
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 1</b>	<b>2*4HA12</b>	<b>2*4HA12</b>	<b>2*4HA12</b>
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 2</b>	<b>2*5HA12</b>	<b>2*5HA12</b>	<b>2*5HA12</b>
	<b>ST</b>		<b>30</b>	<b>30</b>	<b>30</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>Bande 1</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>8</b>
<b>Bande 2</b>		<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	
<b>Armatures horizontales</b>	<b>AH /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>7,03</b>	<b>5,63</b>	<b>5,63</b>
	<b>AH adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>14,6952</b>	<b>13,5648</b>	<b>13,5648</b>
	<b>choix de la section</b>		<b>13HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>
<b>Armatures transversales</b>	<b>Espacement st(cm)</b>		<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
	<b>At adoptées</b>		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
<b>Vérification des constructions</b>	$\overline{\tau_b} = 5Mpa$	$\tau_b$	<b>1,045</b>	<b>1,332</b>	<b>0,860</b>
	$\overline{\tau_u} = 2.5Mpa$	$\tau_u$	<b>0,746</b>	<b>0,952</b>	<b>0,615</b>
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$	$\sigma_{bc}$	<b>2,734</b>	<b>2,304</b>	<b>1,200</b>

**Ferrailage des voiles longitudinales VL4 :**

<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>Zone</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
	<b>H poutre (m)</b>	<b>0,35</b>	<b>0,35</b>	<b>0,35</b>
	<b>hauteur étage (m)</b>	<b>3,57</b>	<b>3,06</b>	<b>3,06</b>
	<b>L (m)</b>	<b>2,00</b>	<b>2,00</b>	<b>2,00</b>
	<b>e (m)</b>	<b>0,25</b>	<b>0,25</b>	<b>0,25</b>
	<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	<b>0,5</b>	<b>0,5</b>	<b>0,5</b>
	<b>He</b>	<b>3,570</b>	<b>3,060</b>	<b>3,060</b>

	<b>h</b>	<b>3,22</b>	<b>2,71</b>	<b>2,71</b>	
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b>T(kN)</b>	<b>700,210</b>	<b>686,410</b>	<b>387,840</b>	
	<b>N<sub>ser</sub> (kN)</b>	<b>1158,28</b>	<b>1018,66</b>	<b>546,67</b>	
	<b>Vu (kN)</b>	<b>980,294</b>	<b>960,974</b>	<b>542,976</b>	
	<b><math>\sigma_{max}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5423,100</b>	<b>3654,040</b>	<b>746,760</b>	
	<b><math>\sigma_{min}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6817,130</b>	<b>4874,800</b>	<b>1555,360</b>	
	<b><math>\sigma_s</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>400,00</b>	<b>400,00</b>	<b>400,00</b>	
	<b>L<sub>c</sub></b>	<b>0,89</b>	<b>0,86</b>	<b>0,65</b>	
	<b>L<sub>t</sub></b>	<b>1,11</b>	<b>1,14</b>	<b>1,35</b>	
	<b>d</b>	<b>0,59</b>	<b>0,57</b>	<b>0,43</b>	
	<b>d<sub>adopté</sub></b>	<b>0,56</b>	<b>0,57</b>	<b>0,43</b>	
	<b>d2 = L<sub>t</sub> - d<sub>adopté</sub></b>	<b>0,56</b>	<b>0,57</b>	<b>0,92</b>	
	<b><math>\sigma_1</math></b>	<b>2711,550</b>	<b>1828,049</b>	<b>507,737</b>	
	<b>N<sub>1</sub></b>	<b>566,32</b>	<b>391,45</b>	<b>67,82</b>	
	<b>N<sub>2</sub></b>	<b>188,77</b>	<b>130,68</b>	<b>58,31</b>	
<b>armatures verticales</b>	<b>A<sub>v1</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>14,16</b>	<b>9,79</b>	<b>1,70</b>	
	<b>A<sub>v2</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4,72</b>	<b>3,27</b>	<b>1,46</b>	
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>26,96</b>	<b>26,43</b>	<b>14,93</b>	
	<b>A'v1/bande/nappe</b>	<b>20,90</b>	<b>16,39</b>	<b>5,43</b>	
	<b>A'v2/bande/nappe</b>	<b>11,46</b>	<b>9,87</b>	<b>5,19</b>	
<b>armatures minimales</b>	<b>A<sub>min</sub>/bande/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>10,00</b>	<b>10,00</b>	<b>5,68</b>	
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	<b>A'v1 adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>21.55</b>	<b>21.55</b>	<b>11.00</b>
	<b>A'v2 adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>13.57</b>	<b>11.31</b>	<b>9.42</b>
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 1</b>	<b>2*7HA14</b>	<b>2*7HA14</b>	<b>2*7HA12</b>
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 2</b>	<b>2*6HA12</b>	<b>2*6HA10</b>	<b>2*6HA10</b>
	<b>ST</b>		<b>30</b>	<b>30</b>	<b>30</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>Bande 1</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>8</b>
		<b>Bande 2</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
<b>Armatures horizontales</b>	<b>AH /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>7,50</b>	<b>7,50</b>	<b>7,50</b>
	<b>AH adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>10,205</b>	<b>8,635</b>	<b>8,635</b>
	<b>choix de la section</b>		<b>13HA10</b>	<b>11HA10</b>	<b>11HA10</b>

Armatures transversales	Espacement $s_t$ (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5Mpa$	$\tau_b$	2,178	2,135	1,207
	$\overline{\tau}_u = 2.5Mpa$	$\tau_u$	1,556	1,525	0,862
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$	$\sigma_{bc}$	2,317	2,037	1,093

Ferrailage des voiles longitudinales VT1 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre (m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)	3,57	3,06	3,06
	L (m)	2,00	2,00	2,00
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )	0,5	0,5	0,5
	He	3,570	3,060	3,060
	h	3,17	2,66	2,66
Solllicitation de calcul	T(kN)	160,270	1682,250	275,480
	N <sub>ser</sub> (kN)	1363,28	2276,49	1324,09
	Vu (kN)	224,378	2355,150	385,672
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	583,000	6391,450	1843,200
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2721,760	9917,460	2457,030
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,35	0,78	0,86
	L <sub>t</sub>	1,65	1,22	1,14
	d	0,24	0,52	0,57
	d adopté	0,24	0,52	0,57
	d2 = L <sub>t</sub> - d adopté	1,41	0,69	0,57
	$\sigma_1$	499,748	3645,409	921,600
	N <sub>1</sub>	31,83	655,57	197,47
N <sub>2</sub>	88,20	316,09	65,82	

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2)$		0,80	16,39	4,94
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$		2,21	7,90	1,65
	$A_{vj} \text{ (cm}^2)$		6,17	64,77	10,61
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		2,34	32,58	7,59
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		3,75	24,09	4,30
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2)$		10,00	6,86	7,50
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )		11,00	11,00	11,00
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )		9,42	9,42	9,42
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*7HA10	2*7HA10	2*7HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
Bande 2		10	10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,85	7,50	7,50
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		10,99	8,635	8,635
	choix de la section		14HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5Mpa$	$\tau_b$	0,499	5,234	0,857
	$\overline{\tau}_u = 2.5Mpa$	$\tau_u$	0,356	3,738	0,612
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$	$\sigma_{bc}$	2,727	4,553	2,648

Ferrailage des voiles longitudinales VT2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	H poutre (m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)		3,57	3,06	3,06
	L (m)		4,80	4,80	4,80
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		1,2	1,2	1,2
	He		3,570	3,060	3,060
	h		3,17	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		762,120	2181,760	1083,830
	N <sub>ser</sub> (kN)		3348,23	2880,22	1486,30
	Vu (kN)		1066,968	3054,464	1517,362
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1554,120	2283,370	1458,270
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		4481,900	4728,810	2192,080
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,24	1,56	1,92
	L <sub>t</sub>		3,56	3,24	2,88
	d		0,82	1,04	1,28
	d <sub>adopté</sub>		0,82	1,04	1,28
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		2,74	2,19	1,60
	σ <sub>1</sub>		1194,854	1548,333	811,532
	N <sub>1</sub>		283,12	499,09	362,70
	N <sub>2</sub>		409,27	424,82	162,72
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		7,08	12,48	9,07
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		10,23	10,62	4,07
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		29,34	84,00	41,73
	A'v1/bande/nappe		14,41	30,02	19,50
	A'v2/bande/nappe		17,57	28,62	14,50
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		24,00	13,68	16,78
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		15.39	31.42	20.11
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		20.36	36.18	20.36
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*5HA14	2*5HA20	2*5HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*9HA12	2*9HA16	2*9HA12
	ST		30	30	30
	Espacement	Bande 1	8	8	8

	(cm)	Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe	(cm <sup>2</sup> )	18,00	18,00	18,00
	AH adopté	(cm <sup>2</sup> )	10,99	8,635	8,635
	choix de la section		14HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement	st(cm)	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5Mpa$	$\tau_b$	0,988	2,828	1,405
	$\overline{\tau}_u = 2.5Mpa$	$\tau_u$	0,706	2,020	1,004
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$	$\sigma_{bc}$	2,685	2,341	1,215

A decorative border of small house icons surrounds the page. The icons are arranged in a grid, with a top row of 15 icons, a bottom row of 15 icons, and vertical columns of 15 icons on the left and right sides. The houses are stylized with orange roofs, white walls, and blue accents.

# Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

### **IX.1.Introduction :**

La fondation est de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportées par la structure .Dans le cas le plus générale, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée.

Une force horizontale résultante : action de vent ou de séisme.

Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

On peut classer les fondations, selon le mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures, en :

#### **1) Fondations superficielles :**

Semelle continue sous mur.

Semelle sous points d'appui isolés.

Radier général.

#### **2) Fondations profondes :**

Semelles sur pieux.

Système spéciaux de fondations.

#### **3) Fondation massives :**

Semelle sous puits

Fondation pour réservoirs, château d'eau

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ou voiles.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

#### **4)- Reconnaissance des sols :**

##### **Situation géographique et topographique :**

- Le site est situe au sein d'une résidence en cours de construction, il est limite au sud par la route

##### **Géologie :**

La géologie de la région est constituée essentiellement par :

- Des alluvions anciennes
- Des argiles bleues de moi-pliocène

##### **Hydrogéologie :**

- C'est un terrain plat
- Présence de deux puits d'eau dont le niveau est à 1.5m de profondeur

**Reconnaissance in situ**

- Réalisation d'un sondage carotté de 20m de profondeur

0,00\_2,10m : remblai

2,10\_3,00m : argile et graviers

3,00\_4,80 m: argile beiges légèrement graveleuses avec des passes de sables

4,80\_7,80 m: argiles marneuses brunes

7,80\_15,20 m: argiles beiges à jaunes légèrement graveleuses

15,20\_19,20m : argiles bleuâtres légèrement verdâtres

19,20\_20,00m : argiles graveleuses grisâtres

**Essais de Laboratoire :**

Les échantillons prélevés ont été soumis à des essais physiques, mécanique et analyse chimiques a savoir :

- mesure des teneurs en eau naturelles
- mesure de densités sèches
- limites d'Atterberg
- essai de compressibilité
- essai de cisaillement
- analyses chimiques.

Ces essais ont été effectués sur des échantillons à différentes profondeurs

- Ces sols présentent des densités sèches faibles à moyennes et des teneurs en eau naturelles moyennes.
- Ces tranches de sols sont saturées ou tendent vers la saturation.
- L'indice de plasticité est situé entre 24,66 et 32,28 donc ces sols sont plastiques.
- Les limites d'atterberg permettent de classer ces sols parmi les argiles très plastiques selon le diagramme de plasticité de casa grande.
- Les essais œnométriques ont donné des coefficients de compressibilité suivants :  
 $0,210 < C_c < 0,238$  .....assez compressibles  
 $0,052 < c_g < 0,087$  .....sols peu gonflants
- Les essais de cisaillement ont donné des valeurs de :  
 $0,351 < C_{uu} < 0,981$

**Solution fondations superficielles :**

Le sol peut développer une contrainte admissible de l'ordre de 1,8 bar et des tassements de l'ordre de 12 cm pour un radier ancré à 1,50m

**Solution des fondations profondes :**

- Un pieu foré isolé de 15m de profondeur et 0.60m, développera une contrainte admissible de 14,5 bars et une charge nominale de 57,7 tf.
- Un pieu foré isolé de 15m de profondeur et 0,80m développera une contrainte admissible de 14,9 bars et une charge nominale de 89 tf.
- Un pieu foré isolé de 15m de profondeur et 1,00m développera une contrainte admissible de 14,39 bars et une charge nominale de 119 tf.

**IX.2. Choix du type de fondations :**

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 1.80\text{bars}$ ).
- La stabilité de l'ouvrage.
- L'importance de la superstructure,
- Profondeur du bon sol.

Pour le cas de la structure étudié, 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.

**Partie I - Fondation au niveau : -12.75m****IX.1.1 semelles isolés sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K = \frac{55}{55} = 1 \quad A = B = 1,375 \text{ poteau carré}$$

$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \quad \text{Avec } \sigma_{sol} = 1.8$$

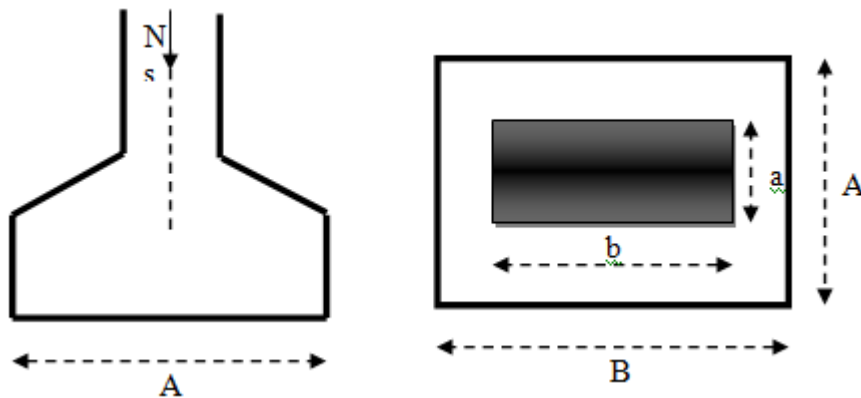


Figure IX.1.1 Schéma de la semelle isolée

### Exemple de calcul :

On a :

$$N_{ser} = 1400.76 \text{ KN} \quad , \quad \sigma_{sol} = 1.80 \text{ bars}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1400.76}{180}} = 2.78 \text{ m}; \quad A = B = 2.78 \text{ m}$$

**Conclusion** : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

### IX.1.2. semelles filantes :

- **Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{Q+G}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 = 1.2 \text{ bars}$ )

**B** : Largeur de la semelle

**G et Q** : charge et surcharge à la base du voile.

**L** : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens longitudinale :**

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	1400.76	3.80	2.04	7.752
VL2	859.75	1.85	2.58	4.773
VL3×2	1071.79	1.50	3.96	11.88
VL4×2	1158.28	2.00	3.21	12.84
				37.245

**Tableau IX.1.2 : surface de semelles filantes sous voiles (Sens longitudinal).****Sens transversale :**

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1×2	2276.49	2.00	6.32	12.64
VT2	1925.41	4.8	2.22	21.39
				34.03

**Tableau IX.1.2 : surface de semelles filantes sous voiles (Sens transversal).**

$$S_v = \sum S_i = 71.275m^2$$

Avec :  $\sigma_{sol}$  : surface totale des semelles filantes sous voiles .

- semelles filantes sous poteaux :**

Les résultats des charges sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	Ni (G+Q)	Moment	ei	Ni.ei
1	458.704	1.653	6.4	2935.705
2	659.817	1.543	1.6	1055.70
3	450.300	1.752	-2.8	-1260.84
4	829.861	3.056	-6.4	-5311.11
<b>somme</b>	2398.682	8.004	/	-2580.54

$$R = \sum N_i = 2398.682 \text{ KN}$$

$$E = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2580.54 + 8.0004}{2398.682} = 1.079$$

$$e = 1.079 \times \frac{12.8}{6} = 2.13 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2398.682}{12.8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.079}{12.8}\right) = 92.61 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2398.682}{12.8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.079}{12.8}\right) = 282.17 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{2398.682}{12.8} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.079}{12.8}\right) = 234.78 \text{ KN/m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{234.78}{180} = 1.31 \text{ m}$$

On prend  $B=1.35 \text{ m}$

On aura donc  $S=1.35 \times 12.8=17.28 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 17.28 \times 3 + 71.275 = 123.115 \text{ m}^2.$$

Avec :

$n$  : nombre de portique dans le sens considéré.

**Conclusion :**

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 160.93 \text{ m}^2$ .

La surface totale des semelles filantes dans le sens transversale :  $S_t = 123.115 \text{ m}^2$  (76.50%).

$S_t > 50\% S_{bat}$ .

Etant donné que la surface totale des semelles filante dépasse les 50%M de la surface du bâtiment (76.50%) donc on opte pour **un radier général**.

**IX.1.3 Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilite le coffrage.
- Est exécutable rapidement.
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**IX.1.4. Pré-dimensionnement du radier :**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :** la hauteur du radier doit avoir au moins  $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ .

- **Selon la condition forfaitaire :**

1. **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

$h$  : épaisseur du radier.

$L_{max}$  : Distance entre deux voiles successifs.  $L_{max} = 4,80 \text{ m}$ .

$$\frac{4.80}{8} \leq h \leq \frac{4.80}{5} \Rightarrow 0,60 \leq h \leq 0,96, \text{ On opte pour } h = 80 \text{ cm}.$$

2. **Sous poteaux :**

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm}.$$

- **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{480}{50} \leq h_t \leq \frac{480}{40} \rightarrow 9,60 \text{ cm} \leq h_t \leq 12,00 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 10 \text{ cm}.$$

**- Nervure :****- La hauteur de la nervure :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48.00 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 100 \text{ cm.}$$

**- La largeur de la nervure :**

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$\Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \quad \text{On opte pour : } b_n = 50 \text{ cm.}$$

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$L_e$ : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de  $1m$ ).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée.  $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,8\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,989 \text{ m, On adopte pour : } h = 100 \text{ cm} = 1,00 \text{ m.}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures :  $h = 100 \text{ cm}$ .

- Largeur de la nervure :  $b_n = 50 \text{ cm}$ .

- Hauteur de la dalle :  $h_d = 30 \text{ cm}$ .

- La dalle flottante :  $e_f = 10 \text{ cm}$ .

Chargement	Charge permanente	$G=15713.07\text{KN}$
	Charge d'exploitation	$Q=1645.86\text{KN}$
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 15713.07 + 1.50 \times 1645.86 = 23681.43\text{KN}$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 15713.07 + 1645.86 = 17358.93 \text{ KN}$
Surface	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{15713.07}{1.33 \times 180} = 98.91\text{m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{17358.93}{96.43} = 96.43\text{m}^2$
	Surface adoptée	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 98.91\text{m}^2$
	La surface du bâtiment	$S_{bat} = 160.93\text{m}^2$
Conclusion	<p><math>S_{bat} = 160.93 &gt; S_{rad} = 98.43\text{m}^2</math></p> <p>Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :</p> $L_{deb} \geq \max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right\} = 50\text{cm}$ $L_{deb} = 50 \text{ cm}$	
Surface du débord	$S_{deb} = (13.30 + 12,10) \times 2 \times 0,5 = 25.40 \text{ cm}^2$	
Surface totale du radier	$S_{rad} = S_{deb} + S_{bat} = 160.93 + 25.40 = 186.33\text{m}^2$	

#### IX.1.4. Calcul des efforts a la base du radier :

Poids du bâtiment		$G=15713.07\text{KN}$
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 186.33 \times 0.30 \times 25$ <p style="text-align: right;"><b>1397.47KN</b></p>
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n \times h_n \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0.50 \times 70 \times 25 \times 101.6$ <p style="text-align: right;"><b>889.00KN</b></p>
	Poids de TVO	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0.5 \times 101.6 = 75,35\text{m}^2$ $P_{TVO} = (186.33 - 50.8) \times 0.5 \times 17$ <p style="text-align: right;"><b>1152.005KN</b></p>

	Poids de la dalle flottante	$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \times e_f \times \rho_b$ $P_{\text{dalle flottante}} = 186.33 \times 0.10 \times 25$	465.82KN
	Poids de radier		3904.3KN
Surcharge d'exploitation	Surcharge de bâtiment Q		1645.86KN
	Surcharge du radier $Q = 3.5 \times 186.33$		652.155KN
Poids total de la structure	$G_T = G_b + G_{\text{rad}} = 15713.07 + 3904.3$		19617.37KN
	$Q_t = Q_b + Q_{\text{rad}} = 1645.86 + 652.155$		2298.015KN
Combinaisons	ELU	$N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 19617.37 + 1.50 \times 2298.015$	29930.47KN
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 19617.37 + 2298.015$	21915.38KN

**IX.1.5. Vérifications :****1) Vérification de la contrainte de cisaillement :****Tableau IX.1.5.1 : Vérification de la contrainte de cisaillement.**

Contrainte de cisaillement	$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{29930.47 \times 1.00}{186.33} \times \frac{4.80}{2} = 385.51 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{385.51 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 300} = 1,42 \text{ MPa}$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.50 \text{ MPa} \right\} = 2.50 \text{ MPa}$
$\tau_u = 1,42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{ MPa}$ <b>Condition vérifiée</b>	

**2) Vérification de la stabilité de radier :****Tableau IX.1.5.2 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).**

Sens longitudinal	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	7.25m
	Moment d'inertie	$I_{yy}$	18857.56m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 42744.809 + 1963.41 \times 1.00 = 44708.219 \text{ KN.m}$	

ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times Y_G$ $\sigma_1 = \frac{29930.47}{186.33} + \frac{44708.219}{18857.56} \times 7.25 = 177.82 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times Y_G$ $\sigma_2 = \frac{29930.47}{186.33} - \frac{44708.219}{18857.56} \times 7.25 = 143.44 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 177.82 + 143.44}{4} = 169.23 \text{ KN/m}^2$
Observation	$\sigma_m = 169.23 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 239.4 \text{ KN/m}^2$ <b>Condition vérifiée</b>
ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{21915.38}{186.33} + \frac{44708.219}{18857.56} \times 7.25 = 134.80 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{21925.38}{186.33} - \frac{44708.219}{18857.80} \times 7.25 = 100.48 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 134.80 + 100.48}{4} = 126.22 \text{ KN/m}^2$
Observation	$\sigma_m = 126.33 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$ <b>Condition vérifiée</b>

Tableau IX.1.5.3 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	6,05 m
	Moment d'inertie	$I_{xx}$	15736.309 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 42744.809 + 2431.79 \times 1,00 = 45176.59 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{29930.47}{186.33} + \frac{45176.59}{15736.309} \times 6,05 = 178.00 \text{ KN/m}^2$	

		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{29930.47}{186.33} - \frac{45176.59}{15736.309} \times 6,05 = 143.26 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 178 + 143.26}{4} = 169.31 \text{ KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 169.31 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 239.40 \text{ KN/m}^2$ <b>Condition vérifiée</b>
ELS		$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{21915.38}{186.33} + \frac{45176.59}{15736.309} \times 6,05 = 134.98 \text{ KN/m}^2$
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{21915.38}{186.33} - \frac{45176.59}{15736.309} \times 6,05 = 100.2 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 134.98 + 100.20}{4} = 126.28 \text{ KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 126.28 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$ <b>Condition vérifiée</b>

### 3) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42 /BAEL91 modifié 99) :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$ : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

$\mu_c$ : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de **1 m**).

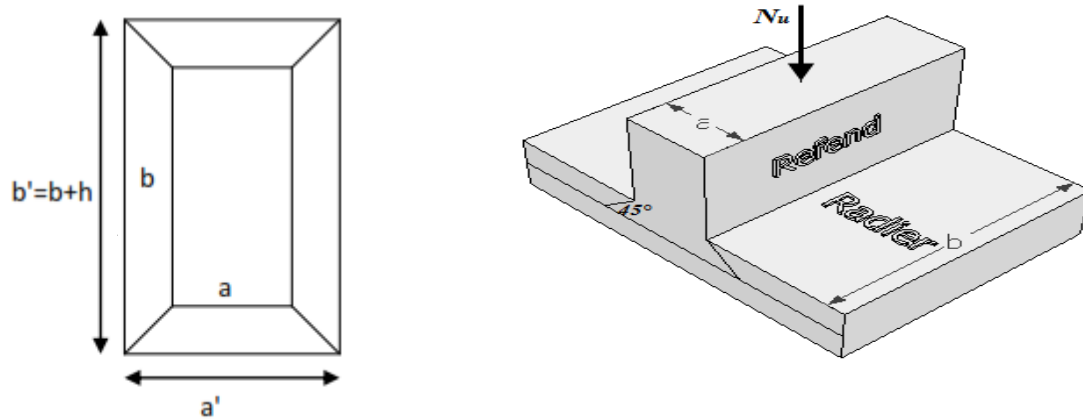


Figure IX.1.5.3.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- Calcul du périmètre utile :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 1.00) = 6.2m$$

$$N_u = 1338.86 < \frac{0.045 \times 6.2 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4650KN \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Voile :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.25 + 1 + 2 \times 1.00) = 6.5m$$

$$N_u = 4558,25 < \frac{0.045 \times 6.5 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4875KN \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il y'a pas risque de poinçonnement.

### Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec} \quad P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

**P** : Poids total du bâtiment à la base du radier.

**$\alpha = 1.5$** : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

**$\gamma_w$** : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10KN/m^3$ ).

**z**: profondeur de l'infrastructure (**h= 1 m**).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 186.33 \times 1 = 2794.95KN$$

$P = 16042.25 > P' = 2794.95 \text{ KN}$  → **Condition vérifiée.**

Donc y' pas de risque de soulèvement de la structure.

### **IX.1.6 Ferrailage du radier :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L91 modifié 99.**

**1<sup>er</sup> Cas :** si  $\rho < 0,4$  → le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :** si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  → le panneau de dalle travaille dans deux sens.

Dans le sens de plus petite portée  $L_x$ :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$ :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients  $\mu_x$  ;  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

#### **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Chargement :**

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.80} = 0,83 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$  → La dalle travail dans les deux sens.

panneaux	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
1	4	4.8	0.83	0.0531	0.649	0.060	0.750

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ .

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 169.23 - \frac{3904.3}{186.33} = 148.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 126.28 - \frac{3904.3}{186.33} = 105.32 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0,0531 \times 148.27 \times 4^2 = 125.97 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 0,775 \times 105.45 = 97.62 \text{ KN m.}$$

**Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

**0,85** : pour les moments en travées,

**0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,

**0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,3 \times 125.97 = 37.79 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0,3 \times 97.62 = 29.28 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 125.97 = 107.07 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0,85 \times 97.62 = 82.97 \text{ KN m.} \end{cases}$$

- **Ferraillage à ELU :**

**1) Sens longitudinale :**

**- Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{37.79 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,035 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{37.79 \times 10^3}{0,985 \times 27,5 \times 348} = 4.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature

**5HA12  $\rightarrow A_{ad}^x = 5,65 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .**

**- En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{107.07 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,099 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,1 \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{107.07 \times 10^3}{0,947 \times 27,5 \times 348} = 11.81 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature

$$7HA16 \rightarrow A_{ad}^x = 14,07 \text{ cm}^2, \text{ Avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

2) Sens transversale :

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29.28 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986.$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.28 \times 10^3}{0,986 \times 27,5 \times 348} = 3.103 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature

$$5HA12 \rightarrow A_{ad}^x = 5,65 \text{ cm}^2, \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- En travées :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{82.97 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,077 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,077 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{82.97 \times 10^3}{0,959 \times 27,5 \times 348} = 9.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature

$$7HA16 \rightarrow A_{ad}^x = 14,07 \text{ cm}^2, \text{ Avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M (KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	Obs	$\beta$	Ferrailage	$S_t$ (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
En travée	X-X	107.07	0,099	0,392	S.S.A	0,947	7HA16	15	14,07
	Y-Y	82.97	0,077		S.S.A	0,959	7HA16	15	14,07
Aux appuis	X-X	37.79	0.035		S.S.A	0,985	5HA12	20	5,65
	Y-Y	29.28	0.027		S.S.A	0,986	5HA12	20	5,65

Tableau IX.1.6.1 Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

- **Vérification à l'ELU :**

**-Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).**

Il faut vérifier que :

**1) Sens longitudinale :**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \left( \frac{3 - 0,89}{2} \right) = 2,532 \text{ cm}^2$$

**2) Sens transversale**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \rightarrow A_{\min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Avec :

$W_0$  : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$  Pour les aciers FeE400

$W_x$  : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

**- Ferrailage minimal :**

Sens	Zone	$A_{\min}$ ( cm <sup>2</sup> )	$A_{ad}$	$A_s$ ( cm <sup>2</sup> )	Obs
X-X	Appuis	2,532	5HA12	5,65	CV
	Travée	2,532	7HA16	14,07	CV
Y-Y	Appuis	2,4	5HA12	5,65	CV
	Travée	2,4	7HA16	14,07	CV

**Tableau IX.1.6.2 Vérification de la section minimale.**

**- Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**1) Sens longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \\ S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**2) Sens transversal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 45 \text{ cm} \\ S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**• Ferrailage à l'ELS :****- Evaluation des moments  $M_x$ ;  $M_y$  :****1- Sens longitudinal :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0,060 \times 105,32 \times 4,00^2 = 101,107 \text{ KN m.}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a^x = 0,3 \times 101,107 = 30,33 \text{ KN m.}$$

$$\text{Moment en travées : } M_t^x = 0,85 \times 101,107 = 85,94 \text{ KN m.}$$

**2- Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0,750 \times 101,107 = 75,83 \text{ KNm.}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a^y = 0,3 \times 75,83 = 22,74 \text{ KNm.}$$

$$\text{Moment en travées : } M_t^y = 0,85 \times 75,83 = 64,45 \text{ KNm.}$$

**- Vérification des contraintes dans le béton :****Exemple de calcul :****1- Sens longitudinal :****Aux appuis :**

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

$$A_s = 5,65$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,926 \\ K_1 = 52,57 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{30,33 \times 10^3}{0,926 \times 27,5 \times 5,65} = 210,804 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{210.804}{52.57} = 4.009 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Observation
Sens	Travée	85.94	14,07	0,521	0,891	31,05	249.28	348	8.02	15	Condition vérifiée
x-x	Appuis	30.33	5,65	0,209	0,926	52,57	210.804	348	4.009	15	Condition vérifiée
Sens	Travée	64.45	14,07	0,521	0,891	31,05	186.94	348	6.02	15	Condition vérifiée
y-y	Appuis	22.74	5,65	0,209	0,926	52,57	158.05	348	3.006	15	Condition vérifiée

**Tableau IX.1.6.3 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.**

- **Ferraillage des débords :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 50 cm de longueur.

**- Sollicitations de calcul :**

$$\text{ELU: } q_u = 193,11 \text{ KN/ml} \rightarrow M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-148.27 \times (0,5)^2}{2} = -18.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } q_s = 138,23 \text{ KN/ml} \rightarrow M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-105.32 \times (0,5)^2}{2} = -13.165 \text{ KN.m}$$

**- Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18.53 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14.2} = 0,017 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.53 \times 10^3}{0,981 \times 27,5 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA12** → **A<sub>ad</sub> = 4,52 cm<sup>2</sup>**, Avec **S<sub>t</sub> = 20cm**.

**- Armature de répartition :**

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

On opte pour une section d'armature **4HA10** → **A<sub>ad</sub> = 3,14 cm<sup>2</sup>**, Avec **S<sub>t</sub> = 20cm**.

**- Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 3,32 \text{ cm}^2.$$

**A<sub>ad</sub> = 4,52 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 2,34 cm<sup>2</sup> → Condition vérifiée.**

**- Vérification à l'ELS :**

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27,5} = 0,164 \text{ du tableau } \rightarrow \beta_1 = 0,934 \text{ et } K_1 = 60,76$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{13.165 \times 10^6}{0,934 \times 452 \times 275} = 113.39\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{113.39}{60,76} = 1.86 \text{ MPa} < 15\text{MPa.}$$

$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
13.165	4,52	0,164	0,934	60,76	113.39	348	Condition vérifiée	1.86	15	Condition vérifiée

**Remarque :**

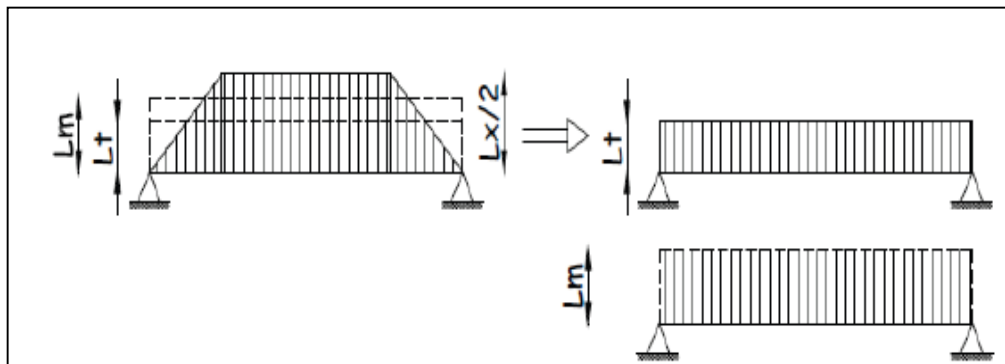
Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$

- **Ferraillage de la nervure :**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :



**Figure. IX.1.6.4 : Répartitions simplifiée des chargements.**

**Cas des charges trapézoïdales**

– **Moment fléchissant :**

$$L_m = L_x(0,5 - \rho x^2 / 6).$$

– **Effort tranchant :**

$$L_t = L_x(0,5 - \rho x / 4).$$

**Cas des charges triangulaires :**

– **Moment fléchissant :**

$$L_m = 0,333 \times L_x.$$

- **Effort tranchant :**

$$L_t = 0,25 \times L_x$$

Sens longitudinal :										Moment fléchissant			Effort tranchant				
Travée	Panneau	$L_x$	$L_y$	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	$Q_{um}$	$\sum Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\sum Q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\sum Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\sum Q_{st}$
A - B	1	3,8	4,8	0,79	Trapezoidal	1,50	1,30	148,27	105,32	222,86	419,82	158,30	298,21	193,43	348,02	137,40	247,21
	2	3,8	4	0,95	Trapezoidal	1,33	1,04	148,27	105,32	196,96		139,91		154,59		109,81	
B - C	1	4	4,8	0,83	Trapezoidal	1,54	1,31	148,27	105,32	227,90	425,59	161,88	302,31	193,57	341,84	137,50	242,82
	2	4	4	1,00	Trapezoidal	1,33	1,00	148,27	105,32	197,69		140,43		148,27		105,32	
C - D	1	3,8	4,8	0,79	Trapezoidal	1,50	1,30	148,27	105,32	222,86	419,82	158,30	298,21	193,43	348,02	137,40	247,21
	2	3,8	4	0,95	Trapezoidal	1,33	1,04	148,27	105,32	196,96		139,91		154,59		109,81	

Tableau IX.1.6.5 : charge revenant de la nervure au sens longitudinal

## Sens transversal :

Travée	Panneau	$L_x$	$L_y$	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										$Q_{um}$	$\sum Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\sum Q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\sum Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\sum Q_{st}$
A - B	1	4,8	3,8	0,79	Trapezoidal	1,90	1,65	148,27	105,32	281,51	554,98	199,96	394,22	244,34	476,63	173,56	338,56
	2	4,8	4	0,83	Trapezoidal	1,84	1,57	148,27	105,32	273,48		194,26		232,29		165,00	
B - C	1	4	3,8	0,95	Trapezoidal	1,40	1,10	148,27	105,32	207,33	405,02	147,27	287,70	162,73	311,00	115,59	220,91
	2	4	4	1,00	Trapezoidal	1,33	1,00	148,27	105,32	197,69		140,43		148,27		105,32	
C - D	1	4	3,8	0,95	Trapezoidal	1,40	1,10	148,27	105,32	207,33	405,02	147,27	287,70	162,73	311,00	115,59	220,91
	2	4	4	1,00	Trapezoidal	1,33	1,00	148,27	105,32	197,69		140,43		148,27		105,32	

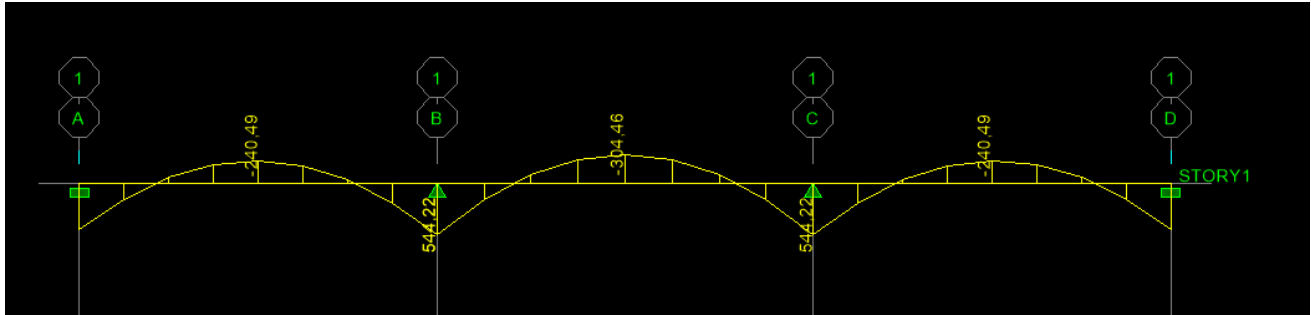
Tableau IX.1.6.6 : charge revenant de la nervure au sens transversal.

**1) Diagramme des sollicitations :**

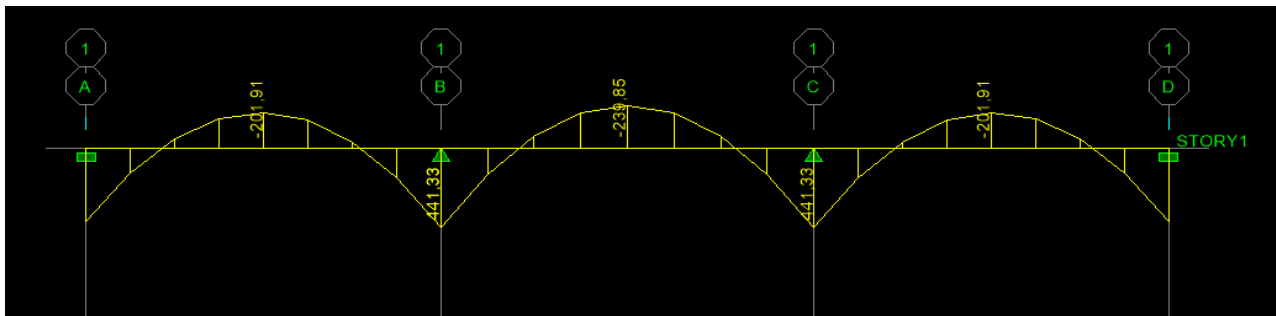
Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

**Sens longitudinale « X-X » :**

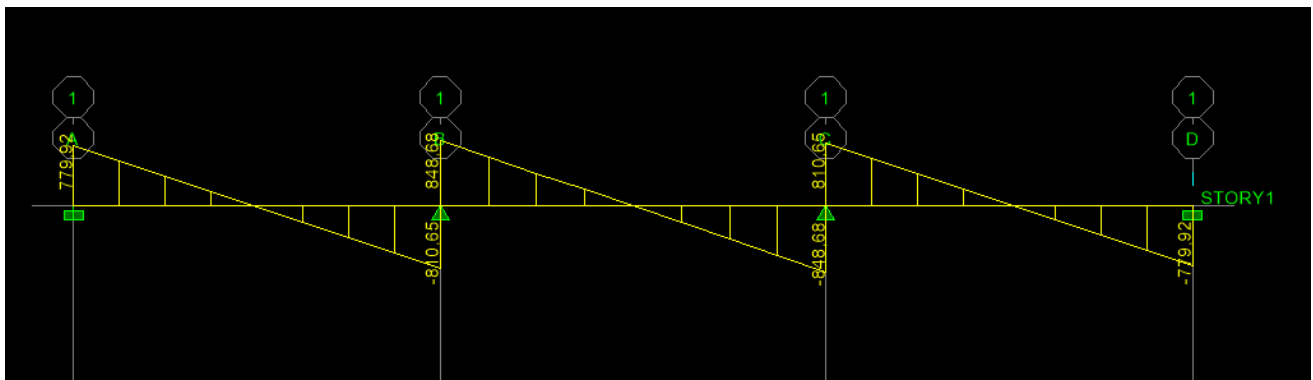
**A l'ELU :**



**Figure .I.1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU au qum sens x-x.**



**Figure. I.2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU au qut sens x-x.**



**Figure. I.3 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU au qum sens x-x.**

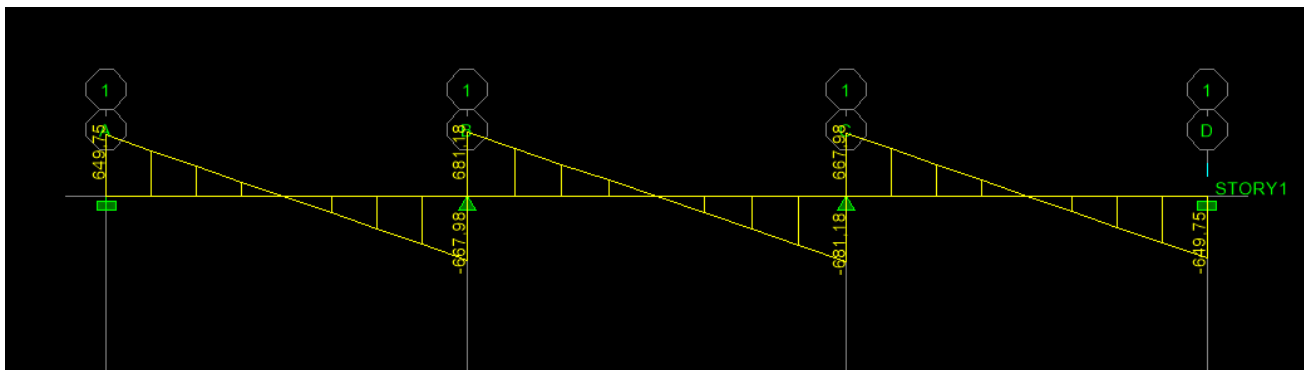


Figure. I.4 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU au sens x-x.

A l'ELS :

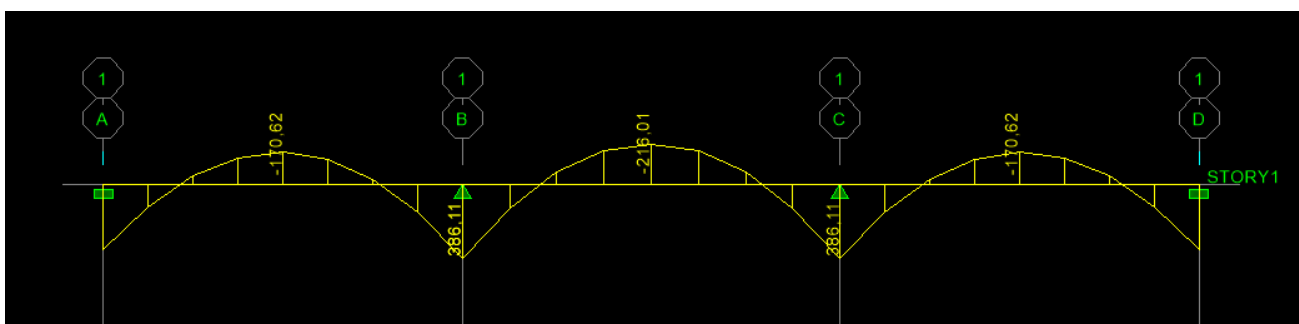


Figure.I.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS au qsm sens x-x.

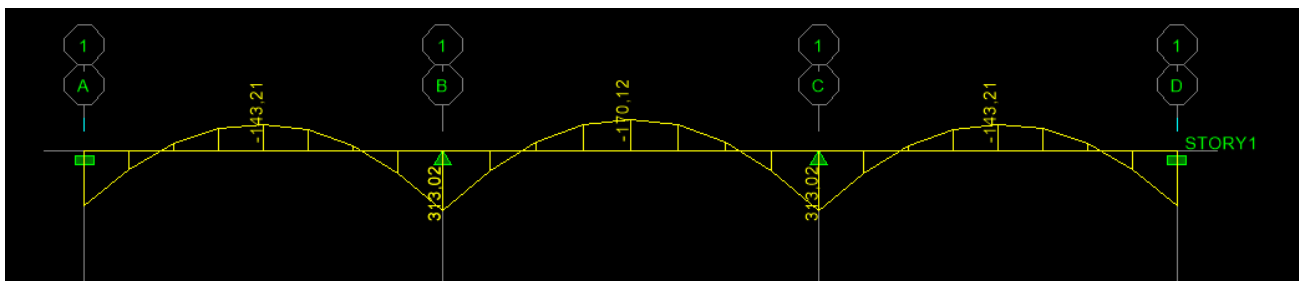


Figure.I.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS au qst sens x-x.

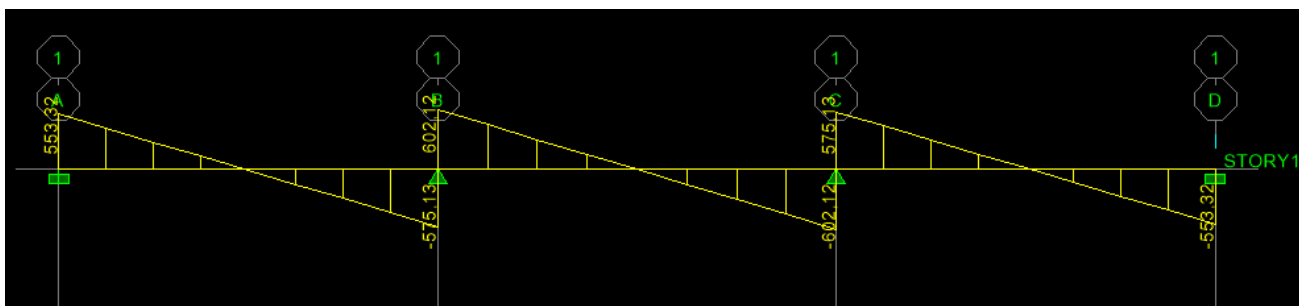


Figure.I.7 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS au qsm sens x-x.

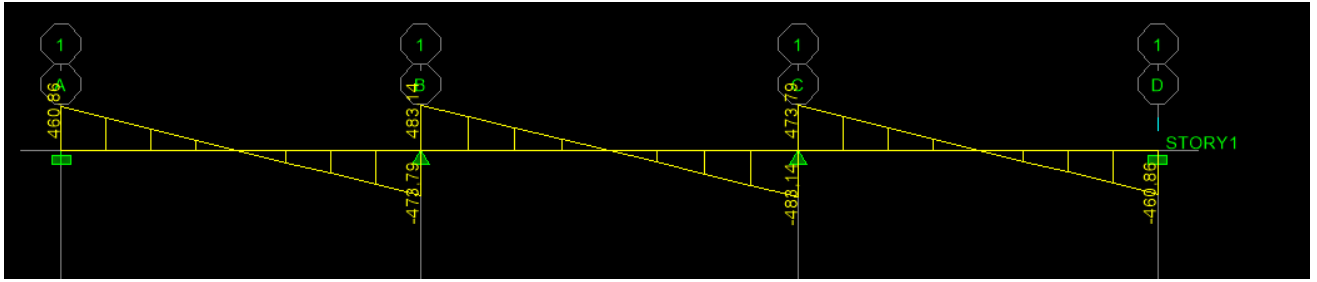


Figure .I.8 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS au qst sens x-x.

Sens transversal « Y-Y » :

A l'ELU :

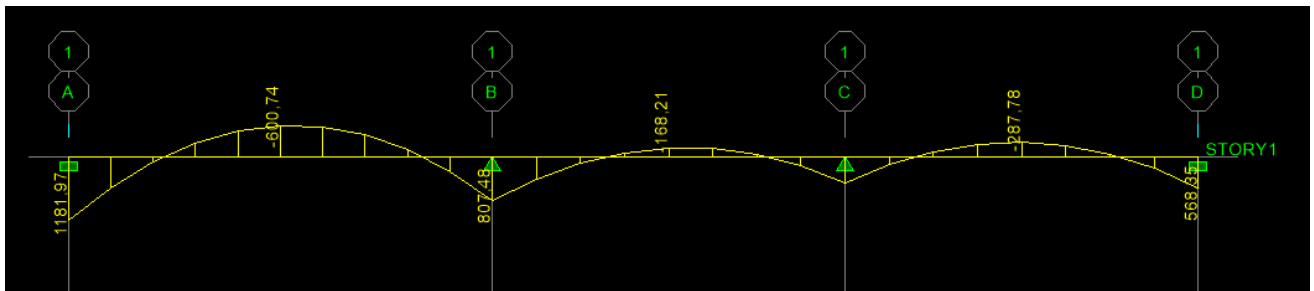


Figure .I.9 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU au qum sens y-y.

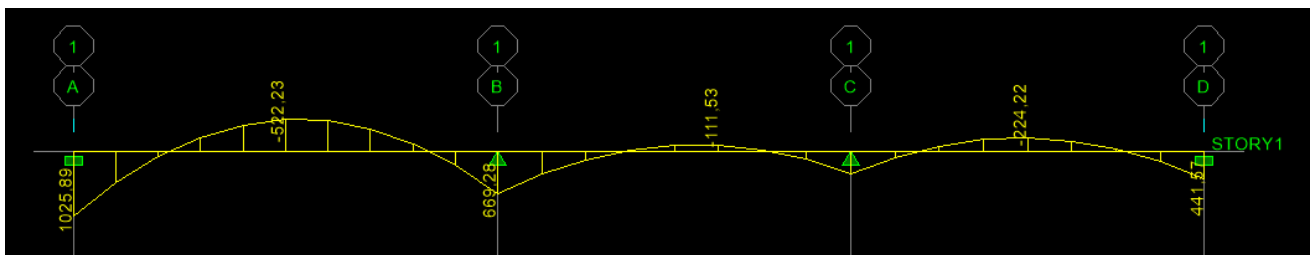


Figure .I.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU au qut sens y-y.

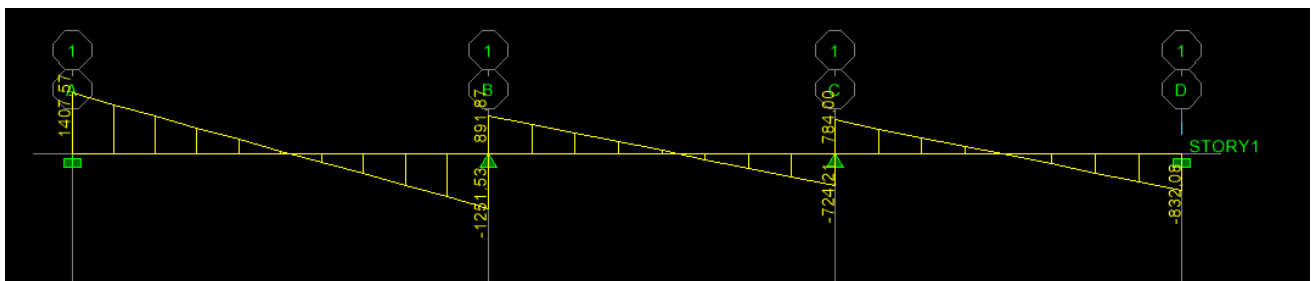


Figure .I.11 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU au qum sens y-y.

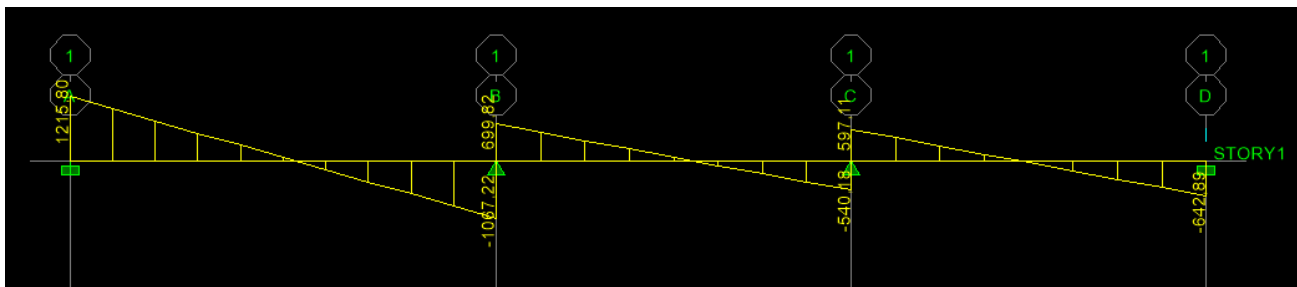


Figure. I.12 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU au qut sens y-y.

A l'ELS :

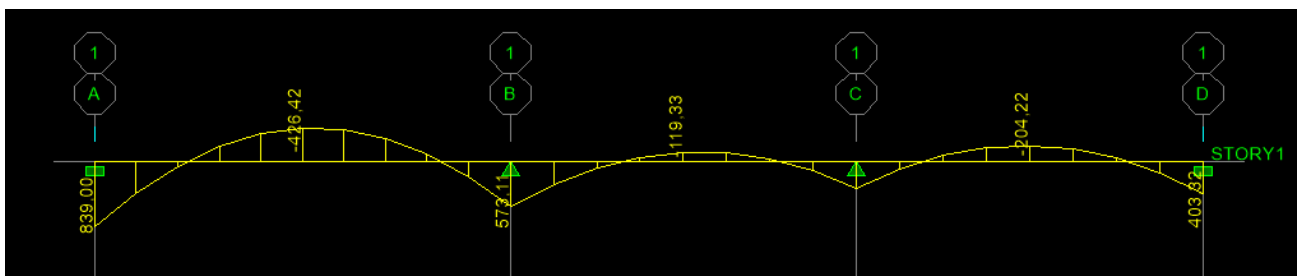


Figure. I.13 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS au qsm sens y-y.

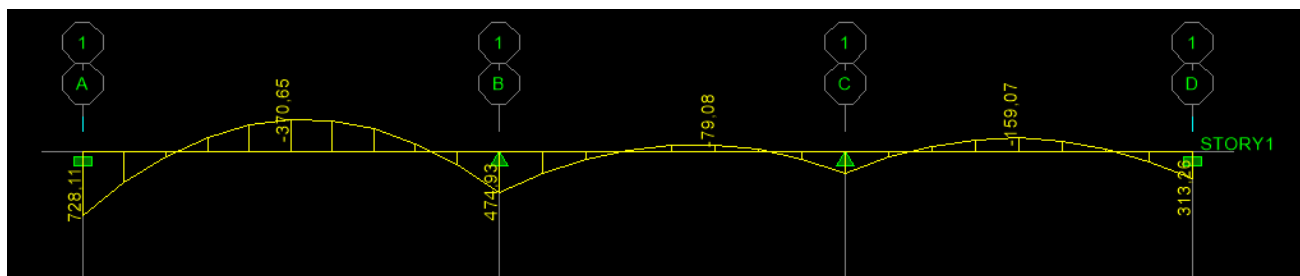


Figure. I.14 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS au qst sens y-y.

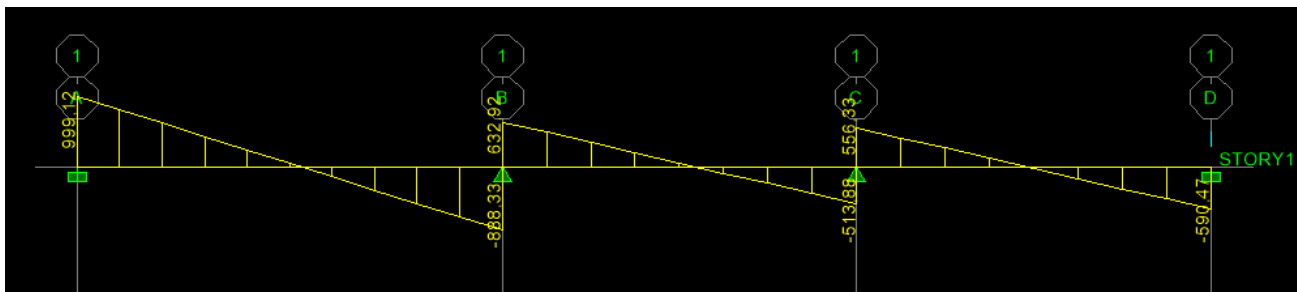


Figure. I.15 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS au qsm sens y-y.

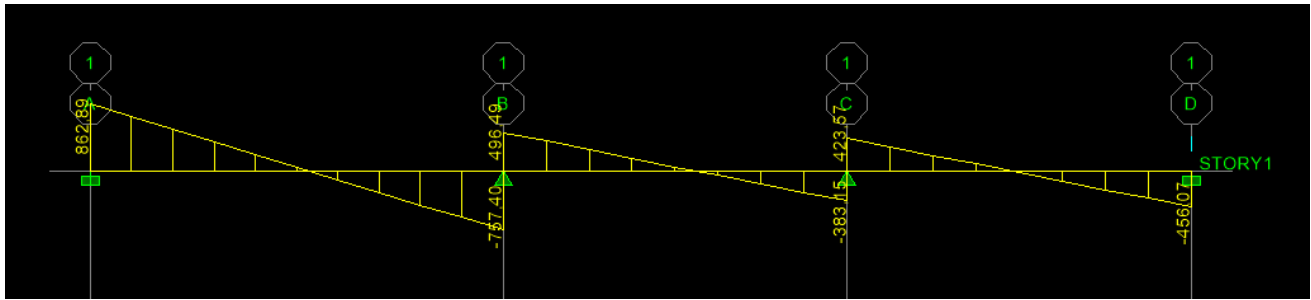


Figure. I.16 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS au qst sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{max}^a = 544.22$	$M_{max}^a = 386.4$	$M_{max}^a = 1181.97$	$M_{max}^a = 839.00$
$M_{max}^t = 304.46$	$M_{max}^t = 216.01$	$M_{max}^t = 600.74$	$M_{max}^t = 426.42$
$T_{max} = 848.68$		$T_{max} = 999.12$	

Tableau IX.1.6.7: Efforts maximal.

Calcul du ferrailage :

Armature longitudinale :

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN. cm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$	Choix	$A_{ad}$	$S_t$
X-X	Appuis	544.22	0,084	S.S.A	0,956	17.21	4HA20+4HA16	20,60	10
	Travée	304.46	0,047	S.S.A	0,975	9.44	4HA20	12,56	10
Y-Y	Appuis	1181.97	0,18	S.S.A	0,900	31.12	4HA25+4HA25	39.28	10
	Travée	600.74	0,093	S.S.A	0,951	19.10	4HA25	19,64	10

Tableau IX.1.6.8 : Calcul du ferrailage.

**Vérification à l'ELU :****1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 95 \times 2,1}{400} = 5,73 \text{ cm}^2$$

		$A_{Adepté}$	$A_{min}$	Observation
X-X	Appuis	20,60	5,73	Condition vérifiée
	Travée	12,56	5,73	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	39,28	5,73	Condition vérifiée
	Travée	19,63	5,73	Condition vérifiée

**Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures:**

**Zone nodal:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2,5 \right\} = 25 \text{ cm}$$

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

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003) :**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{848.68 \times 10^3}{500 \times 1000} = 1,69 < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{999.12 \times 10^3}{500 \times 1000} = 1,99 < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Vérification à l'ELS :

#### Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa. } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta_1$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
x-x	Travée	12,56	216.01	0,264	0,918	45.98	197.20	348	4.28	15	Condition vérifiée
	Appuis	20,6	386.40	0,433	0,899	34.50	219.62	348	6.36	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	19,63	423.42	0,523	0,891	31.08	254.82	348	8.19	15	Condition vérifiée
	Appuis	39.28	839.00	0,826	0,871	35.49	258.13	348	7.27	15	Condition vérifiée

Tableau IX.1.6.9 : Vérification à l'ELS.

### Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1\text{m} \times 0,8} = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } \mathbf{3HA14.}$$

### Partie II - Fondation au niveau : -6.12m

#### IX.2.1. semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N<sub>ser</sub> » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K = \frac{40}{40} = 1 \quad A = B = 1,375 \text{ poteau carré}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \quad \text{Avec } \sigma_{sol} = 1.8$$

### Exemple de calcul :

On a :

$$N_{ser} = 882.228 \text{ KN} \quad , \quad \sigma_{sol} = 1.80 \text{ bars}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{882.228}{180}} = 2.21 \text{ m}; \quad A = B = 2.21 \text{ m}$$

### Conclusion :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

### IX.2.2. semelles filantes :

Sens transversal :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	1200,09	2.00	3.33	6.66
VL2	1200,09	2.00	3.33	6.66
				13.32

**Tableau IX.2.1 : surface de semelles filantes sous voiles (Sens transversale) :**

$$S_v = 13.32 \text{ m}^2$$

**Avec :**  $\sigma_{sol}$  : surface totale des semelles filantes sous voiles .

- **semelles filantes sous poteaux :**

Les résultats des charges sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	Ni (G+Q)	Moment	ei	Ni.ei
1	817.049	11.225	5.8	4738.8842
2	647.726	8.532	2	1295.452
3	642.675	7.607	-2	-1285.35
4	713.23	10.031	-5.8	- 4136.73
somme	2820.68	37.395	/	612.25

$$R = \sum N_i = 2820.68KN$$

$$E = \frac{\sum Ni \times ei + \sum Mi}{R} = \frac{612.25 + 37.395}{2820.68} = 0.23$$

$$e = 0.23 < \frac{11.6}{6} = 1.93m \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2820.68}{11.6} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.23}{11.6}\right) = 214.23KN / m$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2820.68}{11.6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.23}{11.6}\right) = 272.08KN / m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{2820.68}{11.6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.23}{11.6}\right) = 252.08KN / m$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{257.08}{180} = 1.40m$$

On prend B=145m

On aura donc S=1.45×11.8=17.11 m<sup>2</sup>

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : S<sub>t</sub>= S×n+S<sub>v</sub>

S<sub>t</sub>= 17.11×1+13.32=30.43m<sup>2</sup>.

Avec :

$n$  : nombre de portique dans le sens considéré.

### **Conclusion :**

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 61.105 \text{ m}^2$ .

La surface totale des semelles filantes dans le sens transversale :  $S_t = 30.43 \text{ m}^2$  (49.79%).

**$S_t < 50\% S_{bat}$ .**

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ( $S_t < 50\% S_{bat}$ ), alors on opte pour des semelles filantes.

### **CALCUL DES SEMELLES FILANTES:**

#### **1. Calcul de la largeur de la semelle :**

$$A \geq \frac{\sigma(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{252.08}{180} = 1.45 \text{ m} , \text{ soit } A = 1.45 \text{ m}$$

#### **2. Dimensionnement de la semelle :**

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s = \frac{A-a}{4} + 5$$

Avec :

$A$  : Largeur de la semelle.

$a$  : coté du poteau.

$$h_s = \frac{145-40}{4} + 5 = 31.25 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{A-a}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow 26.25 \leq d \leq 105 \text{ cm}$$

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 4.00 \text{ m} ; A = 1.45 \text{ m} ; h_s = 40 \text{ cm} ; c = c' = 5 \text{ cm} ; d_a = 30 \text{ cm}$$

#### **3. Calcul de la poutre de rigidité :**

##### **-Hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \rightarrow 0.44 \leq h_p \leq 0.66 \text{ m} \text{ soit } h_p = 100 \text{ cm}$$

##### **-Largeur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 33.33 \leq b_p \leq 66.66 \text{ cm} \text{ soit } b_p = 50 \text{ cm.}$$

4. Calcul des moments fléchissant :

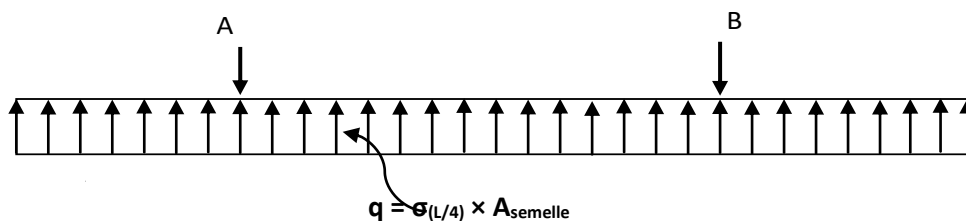


Fig. IX.2.2 : schéma statique des semelles sous poteaux.

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide de logiciel ETABS :

$$q = \sigma_{(L/4)} \times A_{semelle} = 252.08 \times 1 = 365.516 \text{KN/ml}$$

Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant après correction :

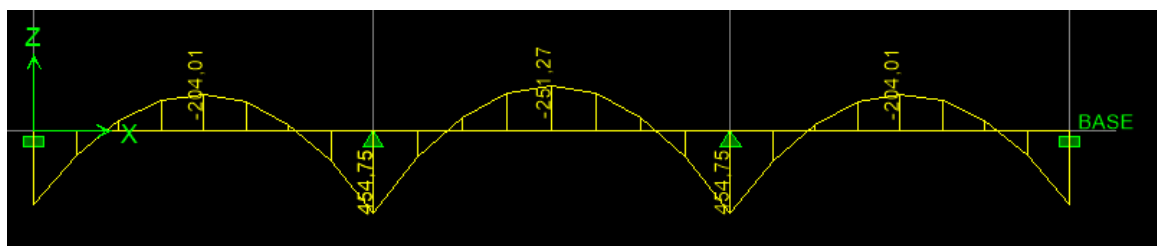


Figure II.1 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

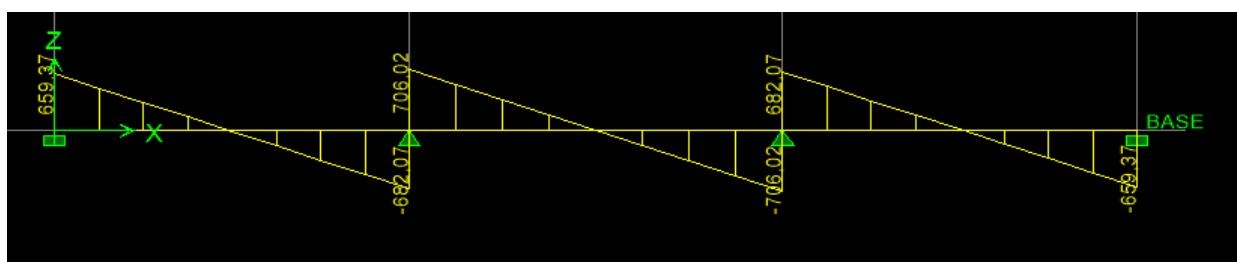


Figure II.2 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

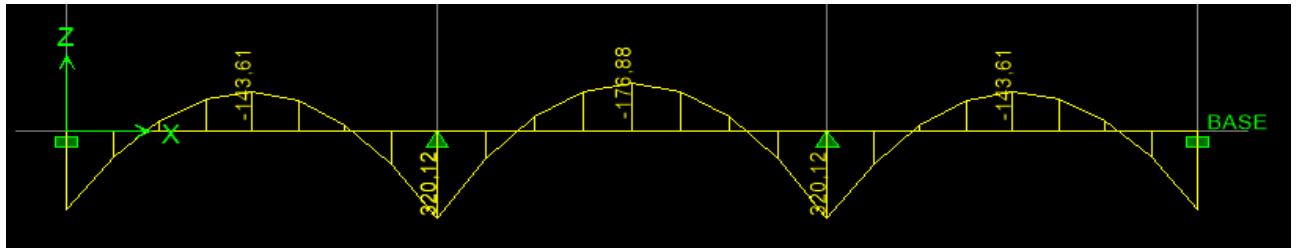


Figure II.3 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

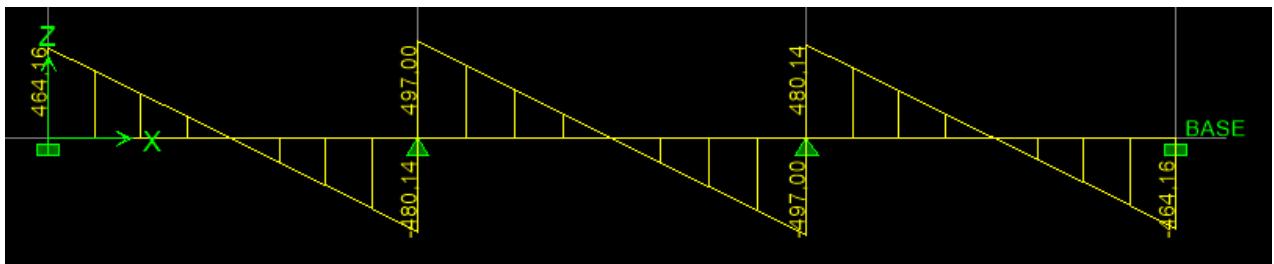


Figure II.4 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Calcul du ferrailage :

- Aux appuis :

M (KNm)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
454.75	0.071	0.963	14.28	5.73

Tableau. IX.2.3 Ferrailages de l'appui.

- En travée :

M (KNm)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
251.27	0.039	0.980	7.75	5.73

Tableau. IX.2.4 Ferrailages de la travée.

**Armatures adoptées :**

- **Aux appuis :**

$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ choisis (cm <sup>2</sup> )	$A$ adoptées (cm <sup>2</sup> )
14.28	4HA25	19.64

**Tableau. IX.2.5 Armatures adoptées en appuis**

- **En travée:**

$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ choisis (cm <sup>2</sup> )	$A$ adoptées (cm <sup>2</sup> )
7.75	4HA20	12.57

**Tableau. IX.2.6 Armatures adoptées en travée.****Vérification à l'ELS :**

- **Aux appuis :**

$M_s$ (KNm)	$A_s$ à l'ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$K$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
320.12	19.64	0.413	0.901	35.50	0.028	190.42	5.33	15	vérifiée

**Tableau. IX.2.7 : des vérifications à l'ELS (aux appuis)**

- **En travées :**

$M_s$ (KNm)	$A_s$ à l'ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$K$	$\Sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
176.88	12.57	0.264	0.918	45.98	0.021	161.35	3.38	15	vérifiée

**Tableau. IX.2.8 des vérifications à l'ELS (en travées)**

**-Détermination des espacements :**

**En zone nodale :**  $S_t = 10\text{cm}$

**En zone courante :**  $S_t = 15\text{cm}$

**-Armatures transversales :**

$$\Phi = \min \left\{ \frac{h_p}{35} ; \frac{b_p}{10} ; \Phi_1 \right\}$$

Soit  $A_t = 2$  cadres T8  $\Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$

**- Ferrailage de la semelle :**

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{971.49 \times 1000 \times (140-40)}{8 \times 20 \times 34800} = 17.44\text{cm}^2$$

Soit 10HA16  $\rightarrow A_s = 20.11\text{cm}^2$  ( $e = 12\text{cm}$ )  $\rightarrow A_r = A_s/4 = 18.63/4 = 4.66\text{cm}^2$  soit 6HA10 ( $A_r = 4.71\text{cm}^2$ )

**Ferrailage des longrines :**

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

$N$  : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$$\left. \begin{array}{l} \text{La catégorie du site est : } \mathbf{S_2} \\ \text{la zone sismique est : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \alpha = 12 \text{ (RPA 2003)}$$

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA,  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$  pour les sites  $S_2$  et  $S_3$

$$F = \frac{1114.809}{12} = 92.90\text{KN}$$

$$A_s = \frac{92.90 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.66\text{cm}^2$$

$A_{\min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5\text{cm}^2$

Soit 4HA14  $\rightarrow A_s = 6.16\text{cm}^2$ .

**Armatures transversales :**

$$\Phi = \min\{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$$

On prend  $\Phi = 8\text{mm}$

Soit un cadre T8  $\rightarrow A_t = 1.01\text{cm}^2$

L'espace des cadres doit être :  $e \leq \min \{20\text{cm} ; 15\Phi_t\}$  ; soit  $e = 15\text{cm}$

A decorative border of small, stylized house icons with orange roofs and white walls, arranged in a rectangular frame around the central text.

# Chapitre X

Etude du voile périphérique

**X.1 Etude du voile périphérique :****X.1.1 Introduction :**

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

**X.1.2 pré dimensionnement du voile périphérique :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour épaisseur de 20 cm.

**1. Contrainte de sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : angle de frottement interne

**2. Caractéristiques du sol :**

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

**3. Calcul des sollicitations :**

**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

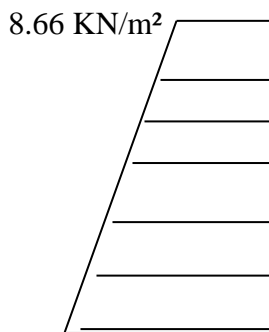
$$h = 3.57 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 18 \times 3.57 + 1.5 \times 10) = 58.72 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

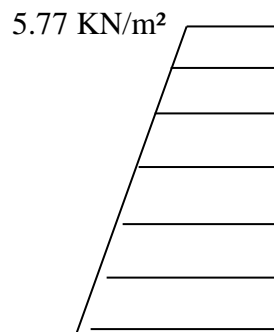
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.57 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 18 \times 3.57) = 42.84 \text{ KN/m}^2$$

**4. Diagramme des contraintes :**

58.72 KN/m<sup>2</sup>  
**ELU**



42.84 KN/m<sup>2</sup>  
**ELS**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 58.72 + 8.66}{4} = 44.29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 42.84 + 5.77}{4} = 33.57 \text{ KN/ml}$$

**X.1.3 Ferrailage du voile périphérique :****1. Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

**2. Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

**Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.57 \text{ m}$$

$$l_y = 4 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.57}{4} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**ELU :**

$$\varphi = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0468 \times 44.29 \times 3.57^2 = 26.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.759 \times 26.41 = 20.04 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 26.41 = 13.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 26.41 = 19.81 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 20.04 = 10.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 20.04 = 15.03 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{0X} = 0.0539 \times 33.57 \times 3.57^2 = 23.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.832 \times 23.06 = 19.11 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 11.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0X} = 17.30 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 14.33 \text{ KN.m}$$

**Calcul des sections d'armatures :**

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	μ <sub>1</sub>	section	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	st (cm)
xx	Appuis	13.21	0.032	0.392	SSA	0.985	2.26	2	6HA12	20
	Travée	19.80	0.048	0.392	SSA	0.975	3.43	2	6HA12	20
yy	Appuis	11.60	0.028	0.392	SSA	0.986	1.98	2	6HA12	20
	travée	17.01	0.042	0.392	SSA	0.979	3.01	2	6HA12	20

**Tableau X.1.3 ferrailage du voile périphérique****1. Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

**X.1.4 vérification à l'ELS :**

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

on doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	13.21	11.67	1.13	0.053	0.88	vérifiée
	Travée	19.80	17.50	1.13	0.075	0.88	vérifiée
YY	appui	11.60	9.75	1.13	0.043	0.88	vérifiée
	travée	17.01	14.99	1.13	0.065	0.88	vérifiée

**Tableau X.1.4 vérification des contraintes à l'ELS**

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

# Conclusion Générale

*L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet 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 d'une part.*

*Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur ces méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.*

*Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.*

*Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.*

*Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.*

# Bibliographie

## Règlements :

*Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.*

*Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.*

*Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.*

*Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.*

## Ouvrage :

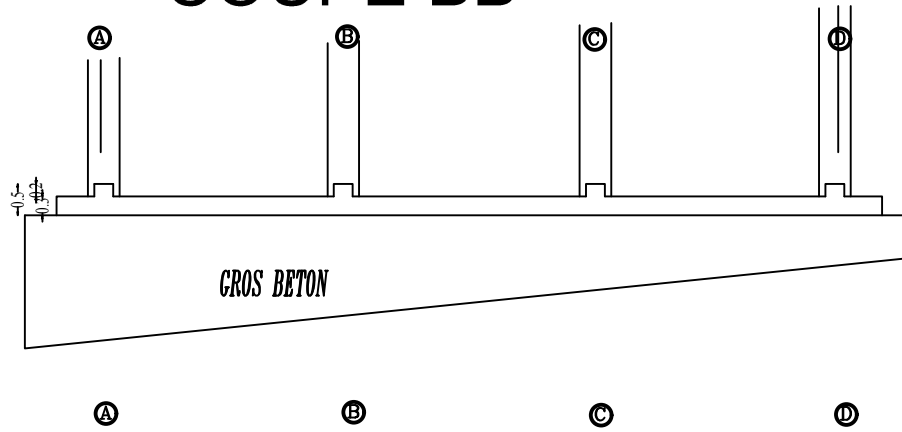
*Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui*

*Ouvrages en béton armé.....H.Renaud*

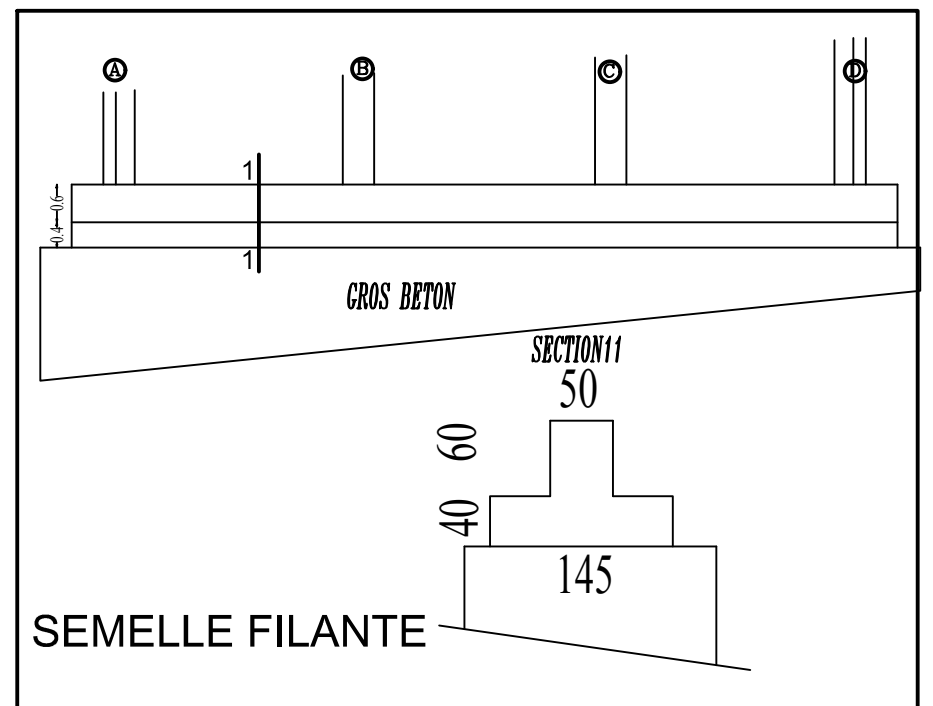
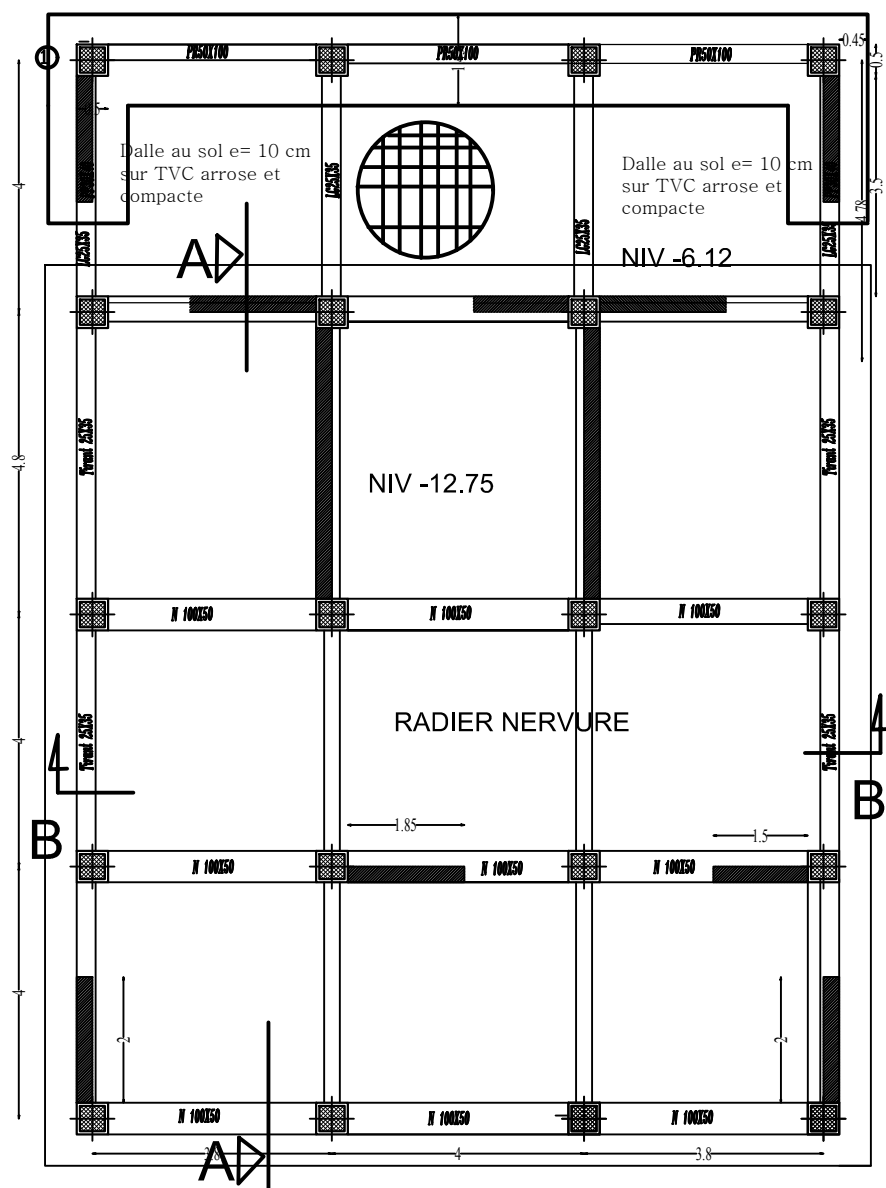
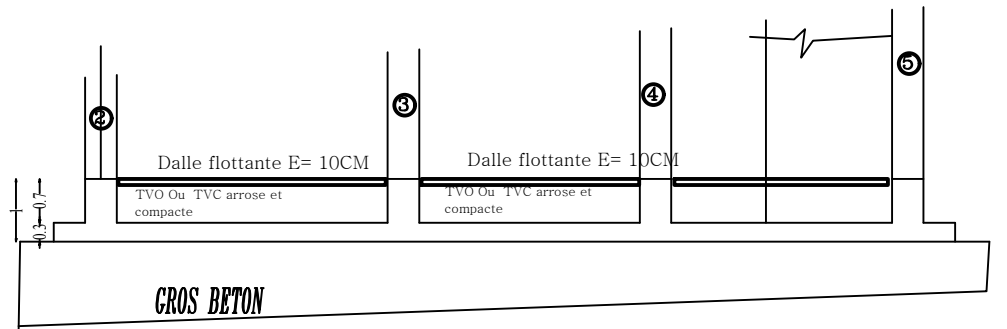
*Calcul en béton armé .....Marius diver edition  
(paris 1972)*

*Tables de Pigeaud et table de calcule a l'ELU et l'ELS.*

# COUPE BB



# COUPE AA



# COFFRAGE FONDATION

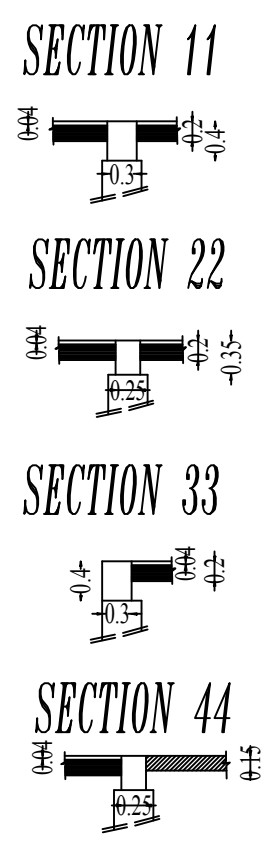
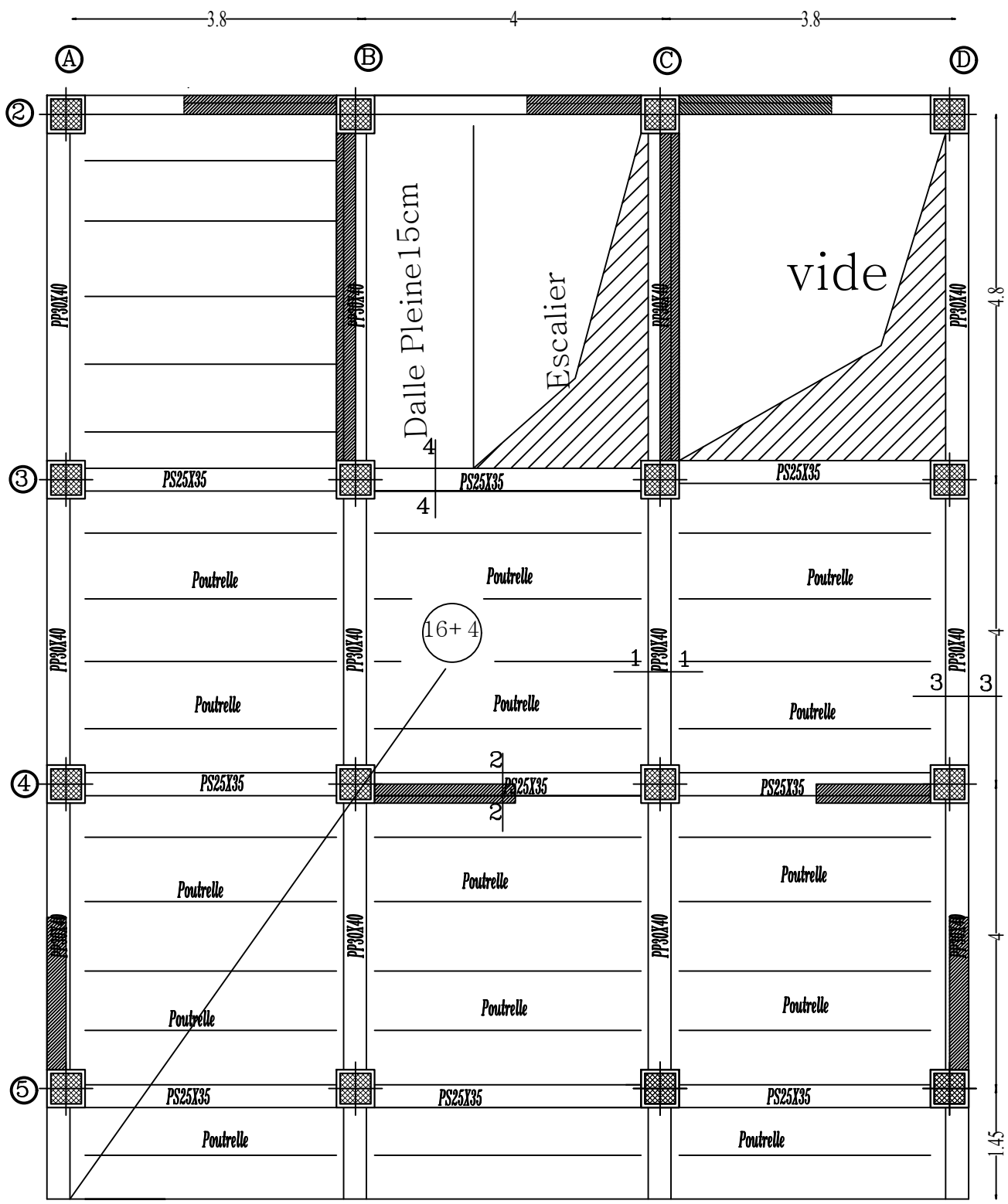
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

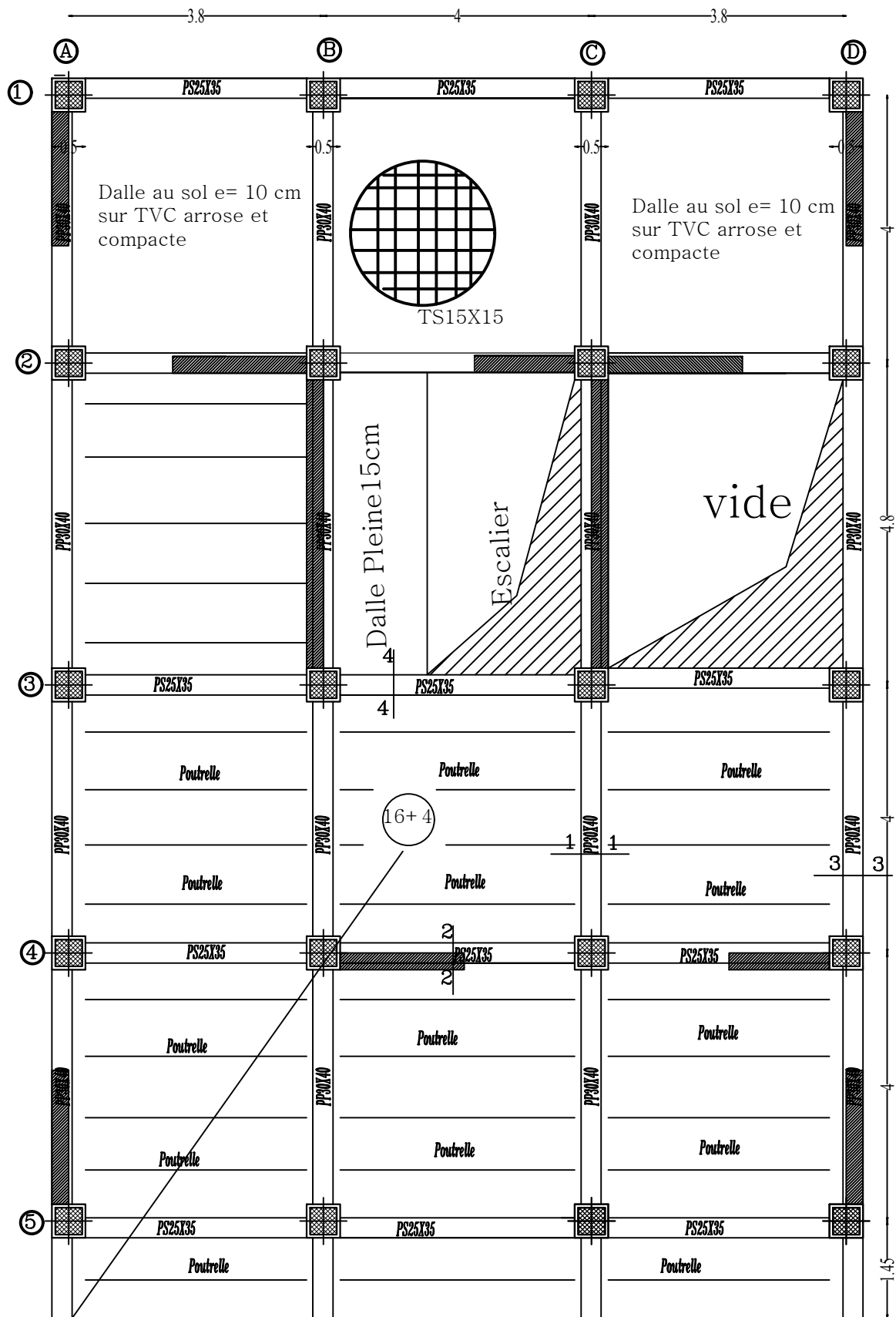
Titre :  
coffrage fondation

Plan N°:A

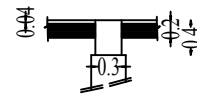


# COFFRAGE PARKING

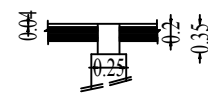
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
Etudié par: choubane sara batto lydia	<i>Titre :</i> <i>coffrage parking</i>	<i>Plan N°:B</i>



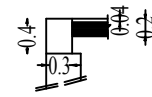
SECTION 11



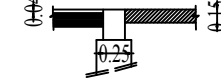
SECTION 22



SECTION 33



SECTION 44



# COFFRAGE ENTRE SOL 3,2,1

Echelle 1/50

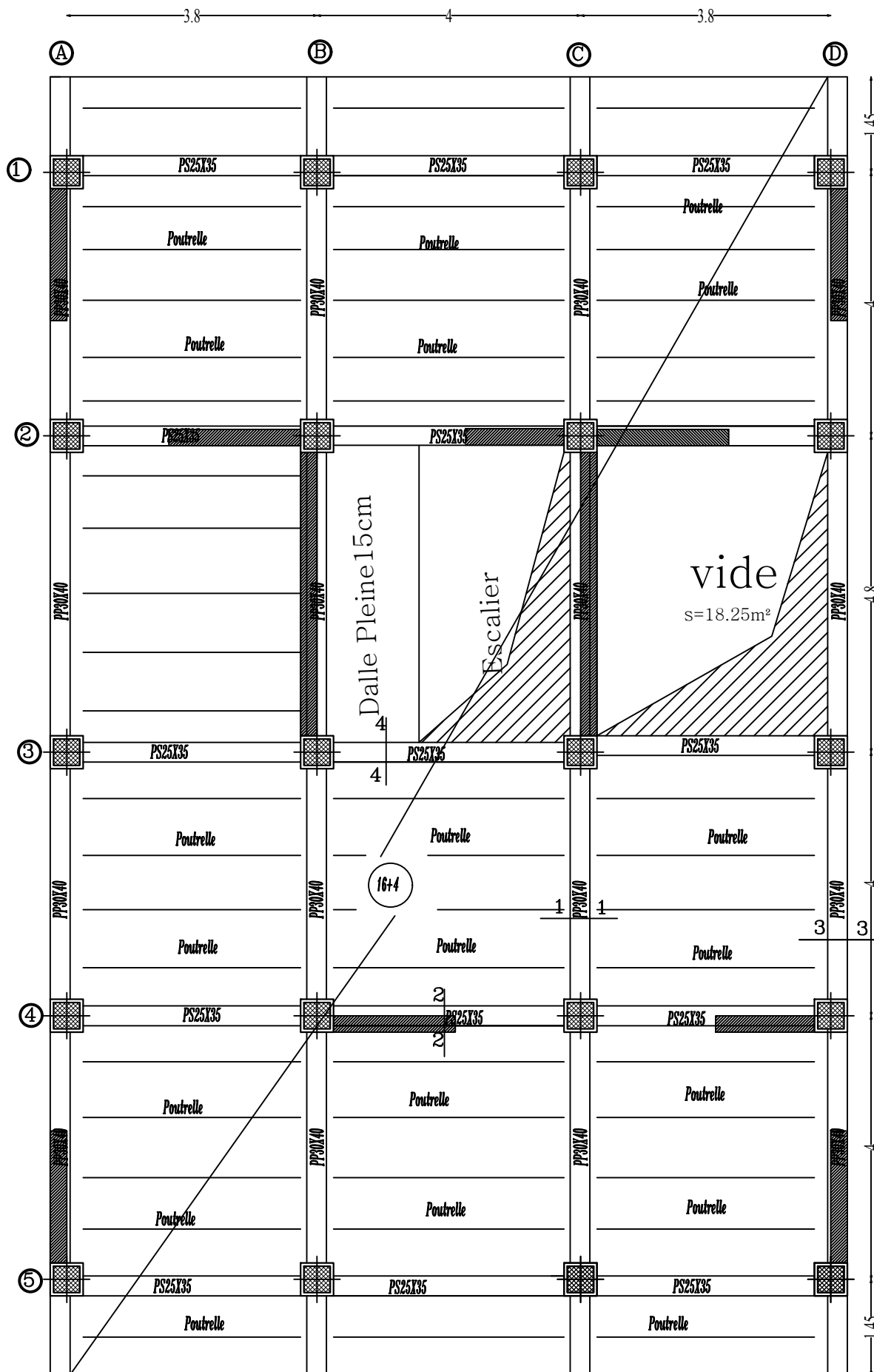
**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

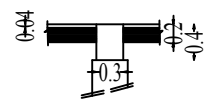
Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*coffrage entre*  
*sol 3.2.1*

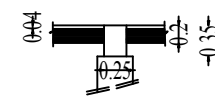
*Plan N°:C*



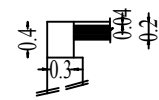
SECTION 11



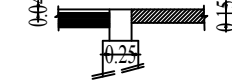
SECTION 22



SECTION 33



SECTION 44



# COFFRAGE RDC, 1er , 2em et 3em étage

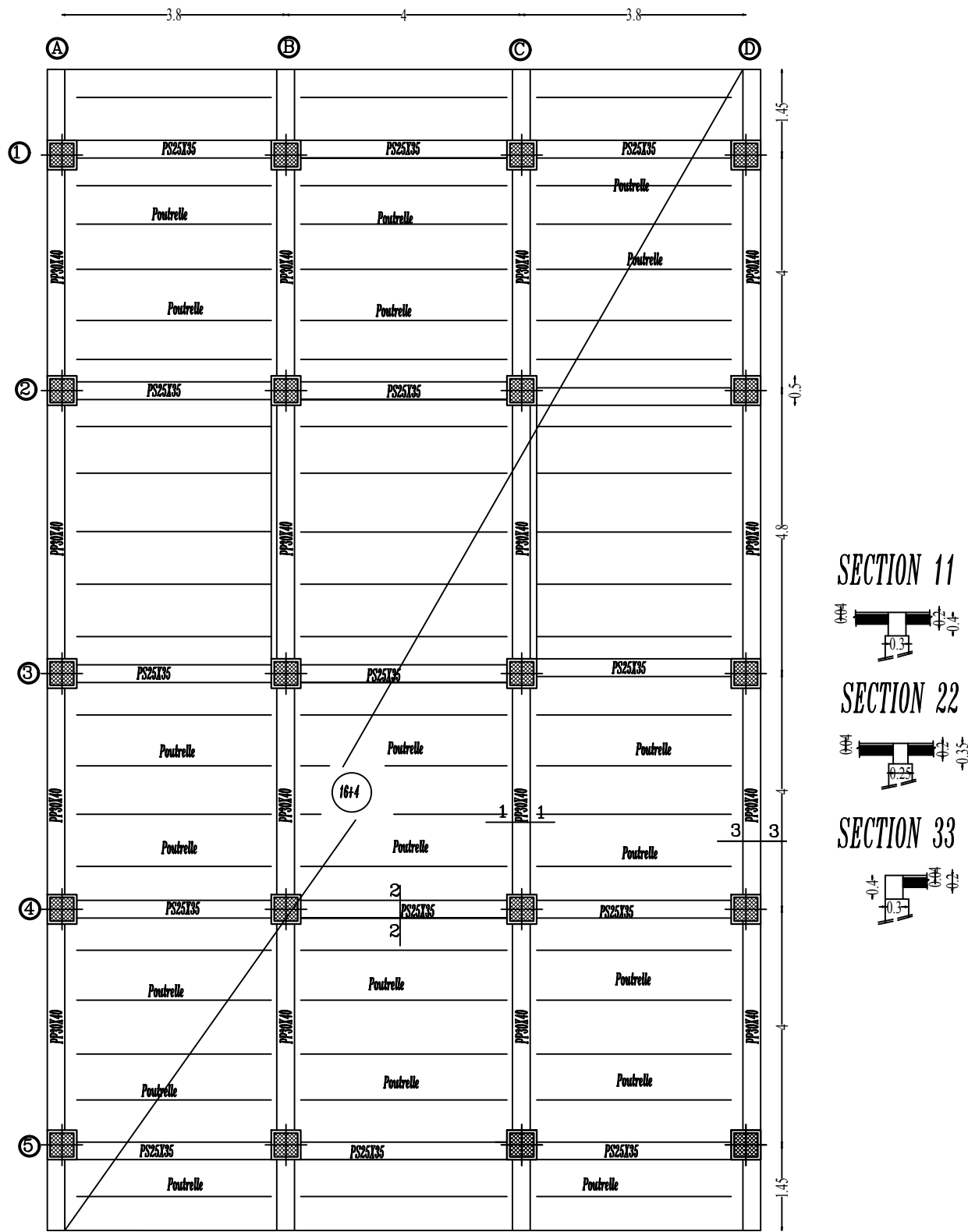
**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*coffrage RDC 1,2,3*  
*étage*

*Plan N°: E*



# COFFRAGE NIVEAU TERRASSE

Echelle 1/50

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*coffrage terrasse*

*Plan N°:F*

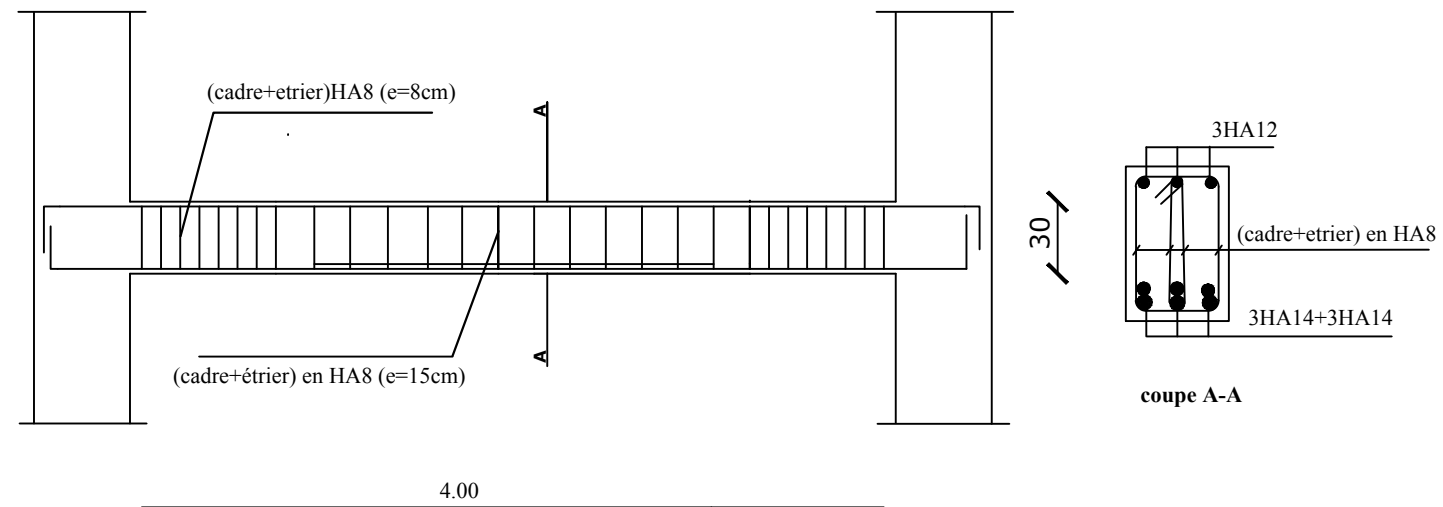
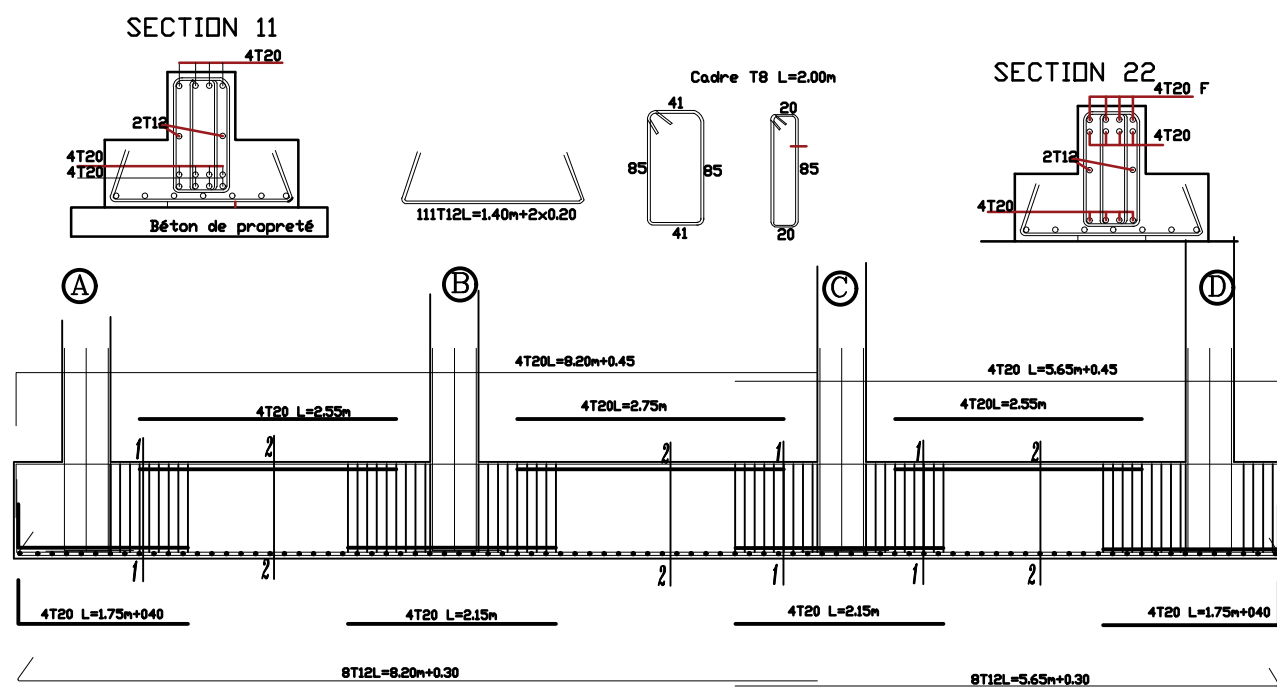
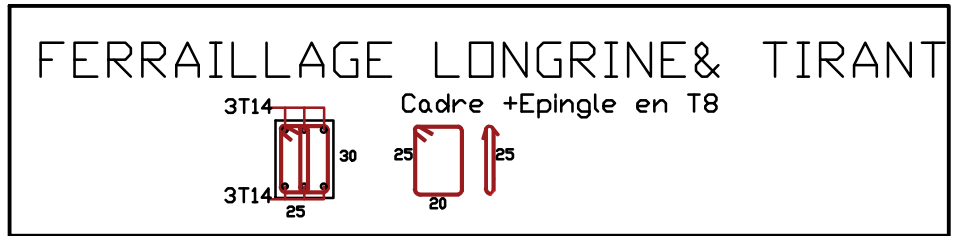


Fig.IV.5.3 : Ferrailage de la poutre palière

<p><b><i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i></b></p> <p><b><i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i></b></p>		
<p>Etudié par: choubane sara batto lydia</p>	<p><i>Titre :</i> <i>ferrailage de la</i> <i>poutre palère</i></p>	<p><i>Plan N°:4</i></p>



# SEMELLE FILANTE

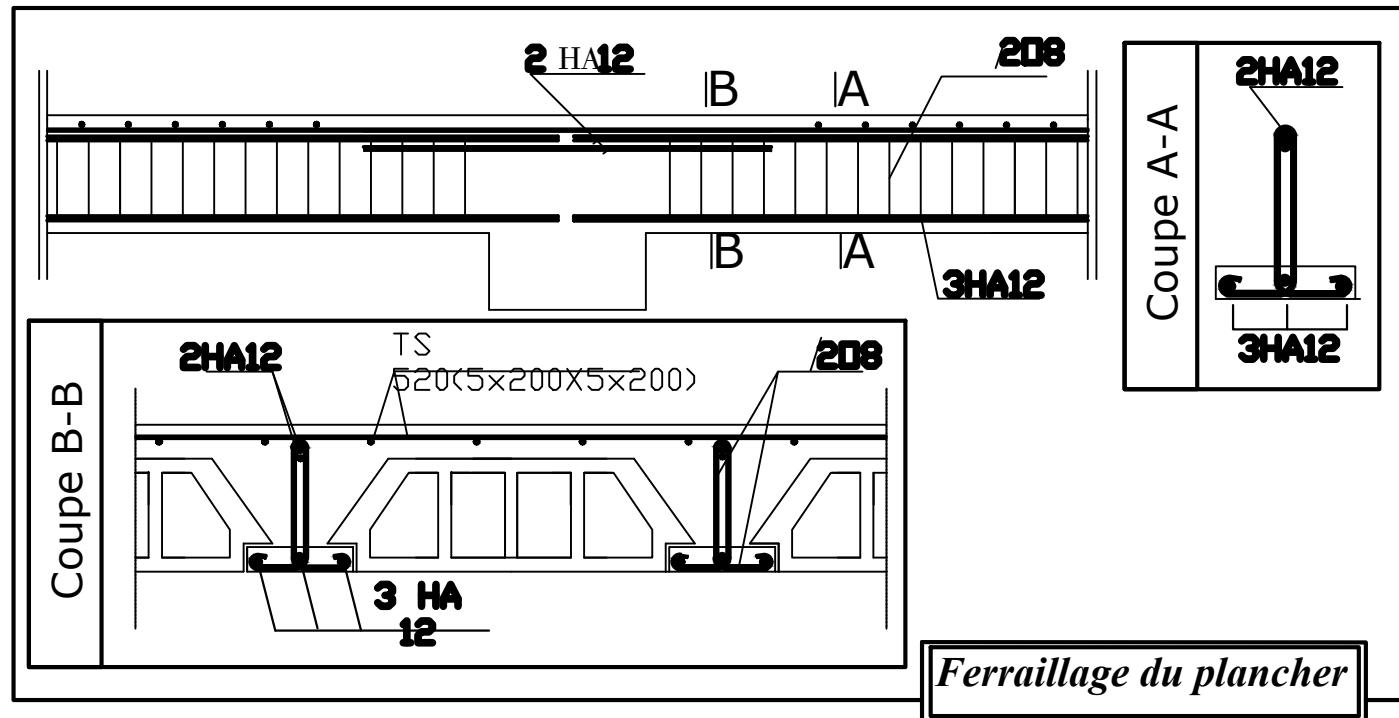
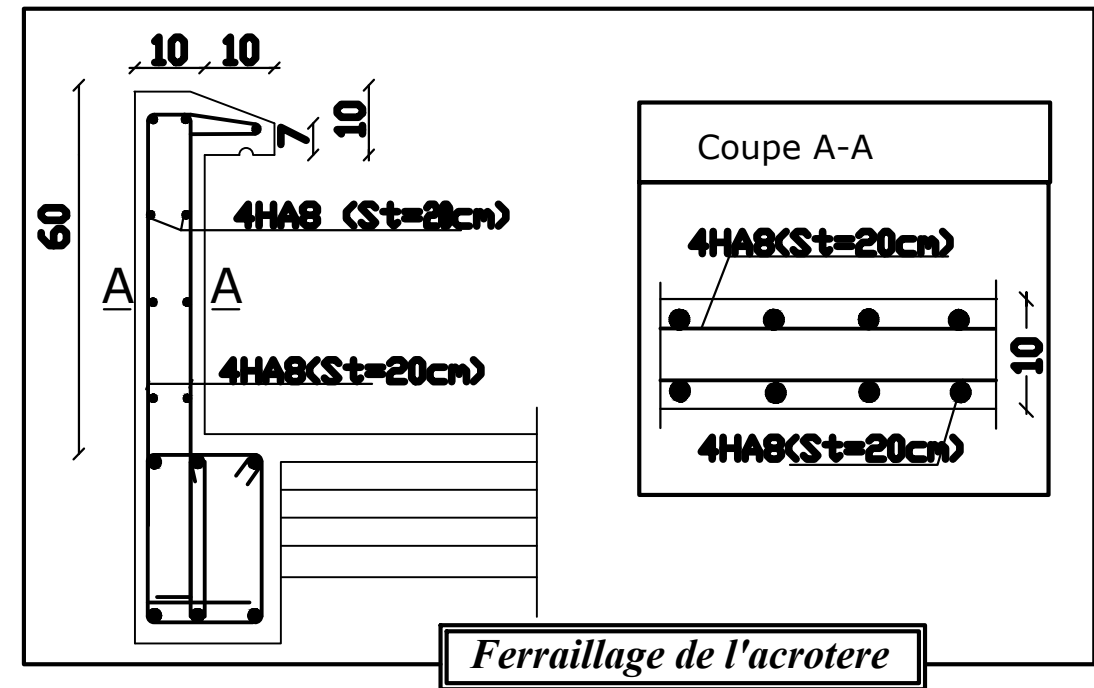
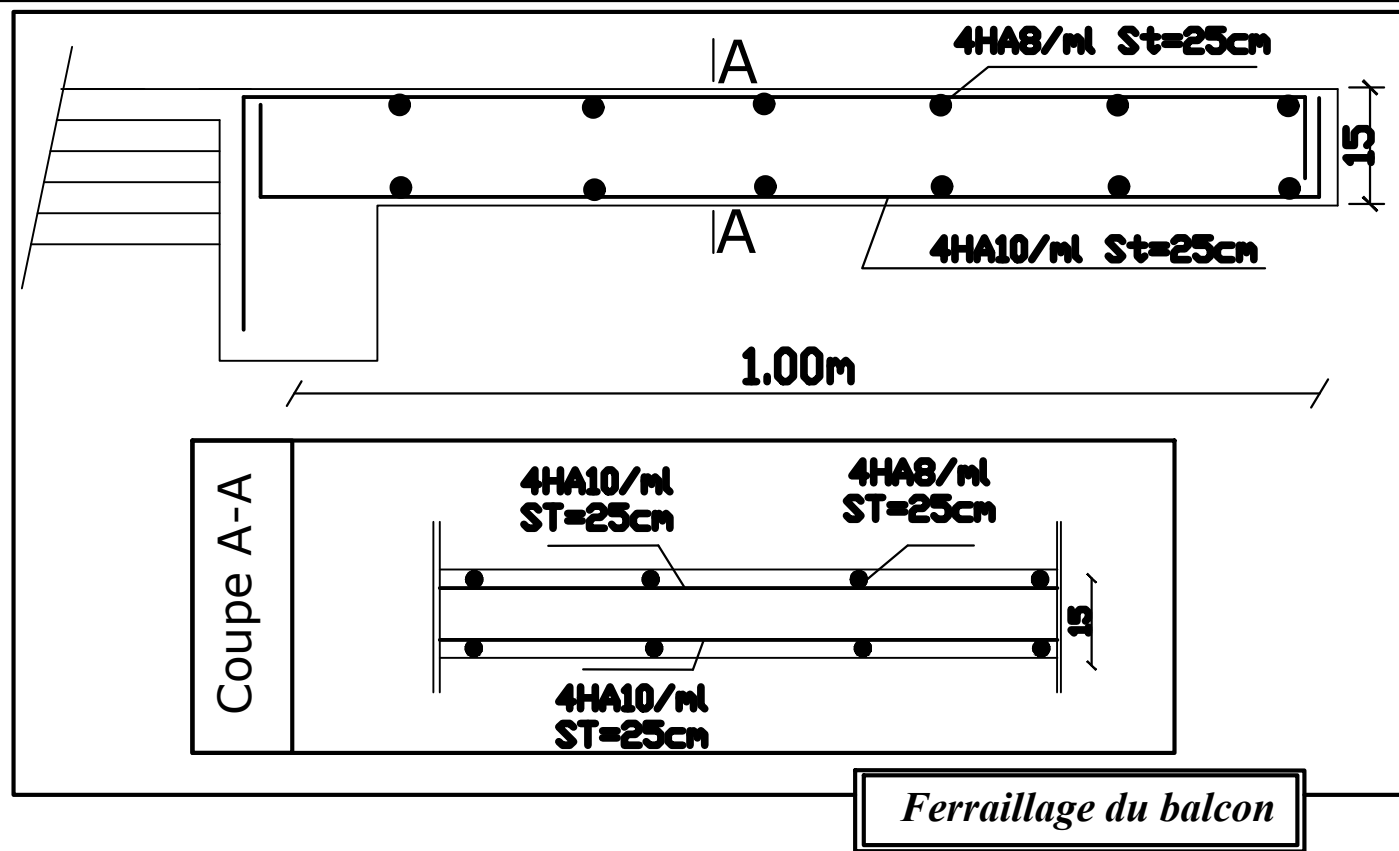


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

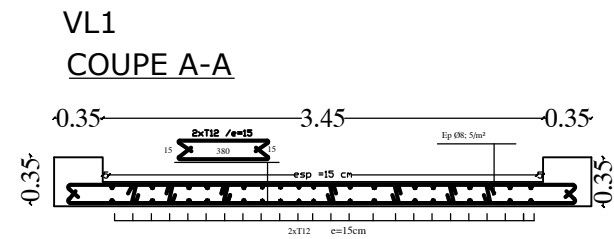
Etudié par:  
 choubane sara  
 batto lydia

*Titre :*  
*coffrage fondation*

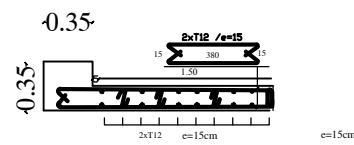
*Plan N°:11*



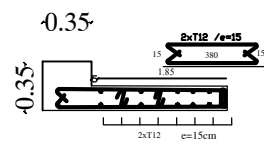
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
Etudié par: choubane sara batto lydia	<b>Titre :</b> -Ferrailage du balcon -Ferrailage de l'acrotère -Ferrailage du plancher	<b>Echelle°:</b> 1/25  <b>Plan N°:</b> 1  <b>Promotion:</b> 2020



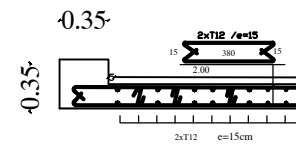
COUPE A-A  
VL2



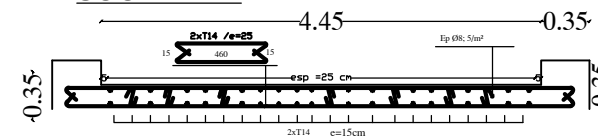
VL3  
COUPE C-C



VL4  
COUPE D-D

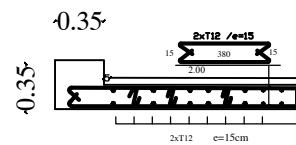


VT1  
COUPE 1-1



VT2

COUPE D-D



***REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE***

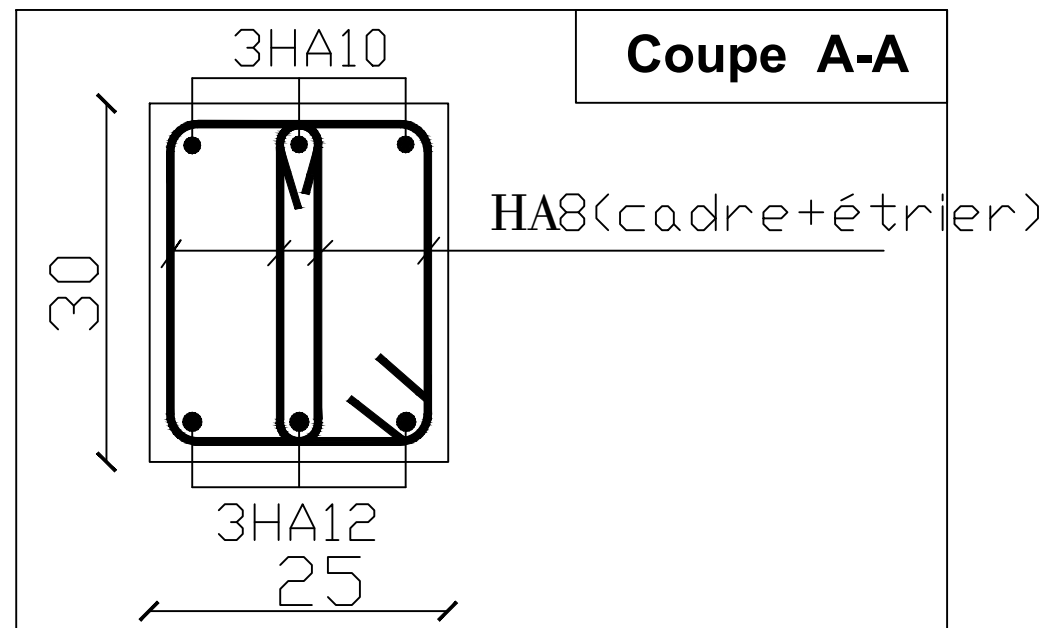
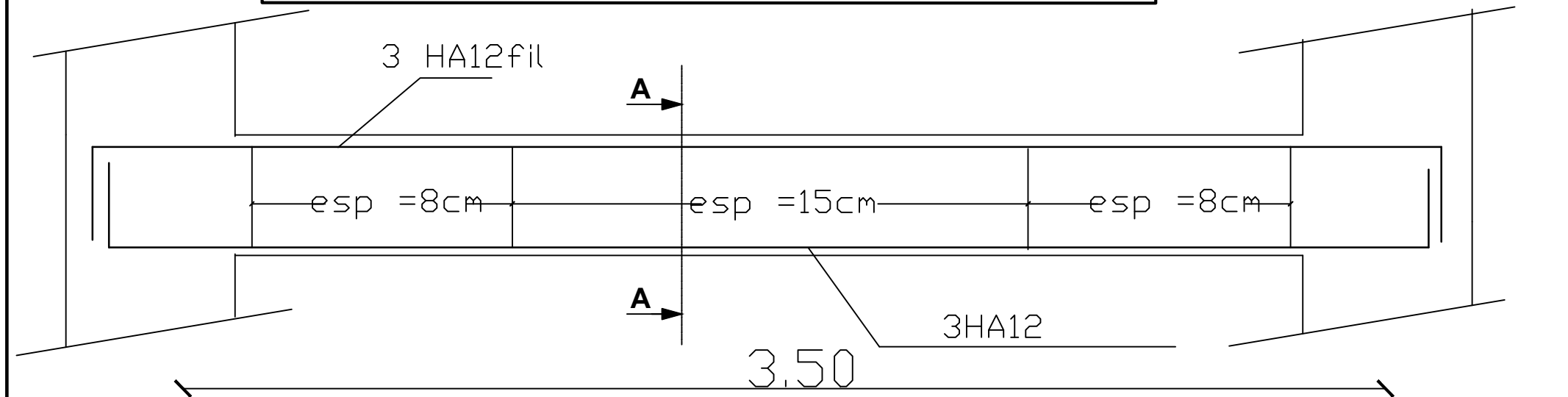
***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*fereillage voiles*

*Plan N°:9*

Ferraillage de la poutre de chaînage



***REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE***

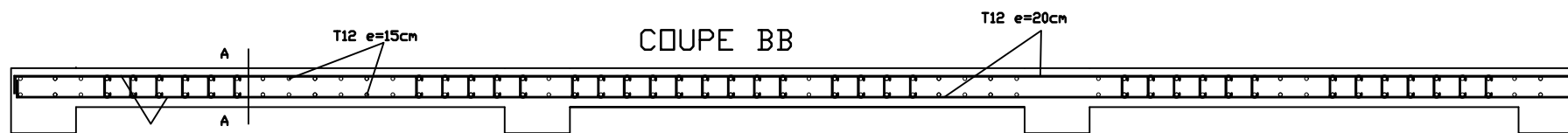
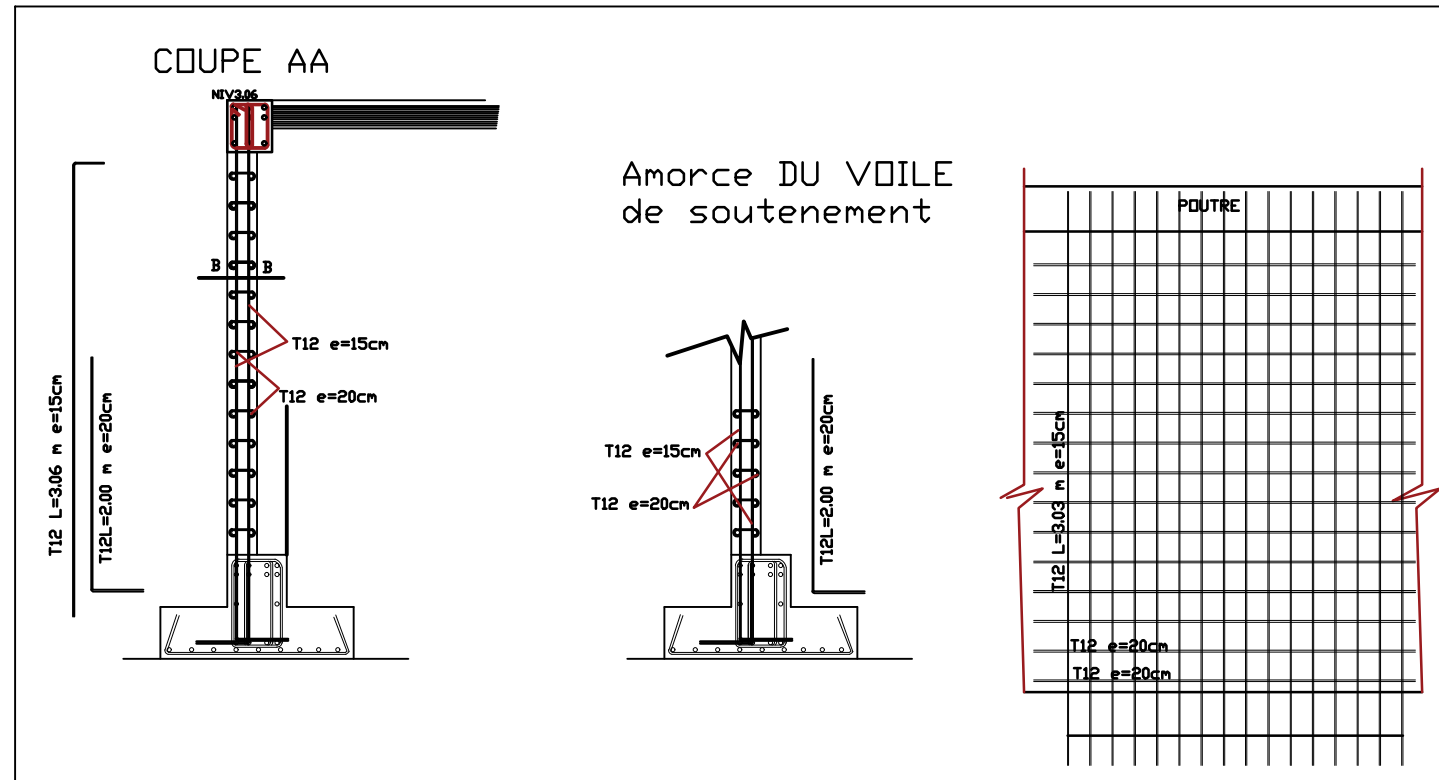
***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

***Titre :***  
***ferraillage de la***  
***poutre de chaînage***

***Plan N°:2***

FERRAILLAGE DU VOILE DE SOUTÈNEMENT (PÈRIPHÈRIQUE )



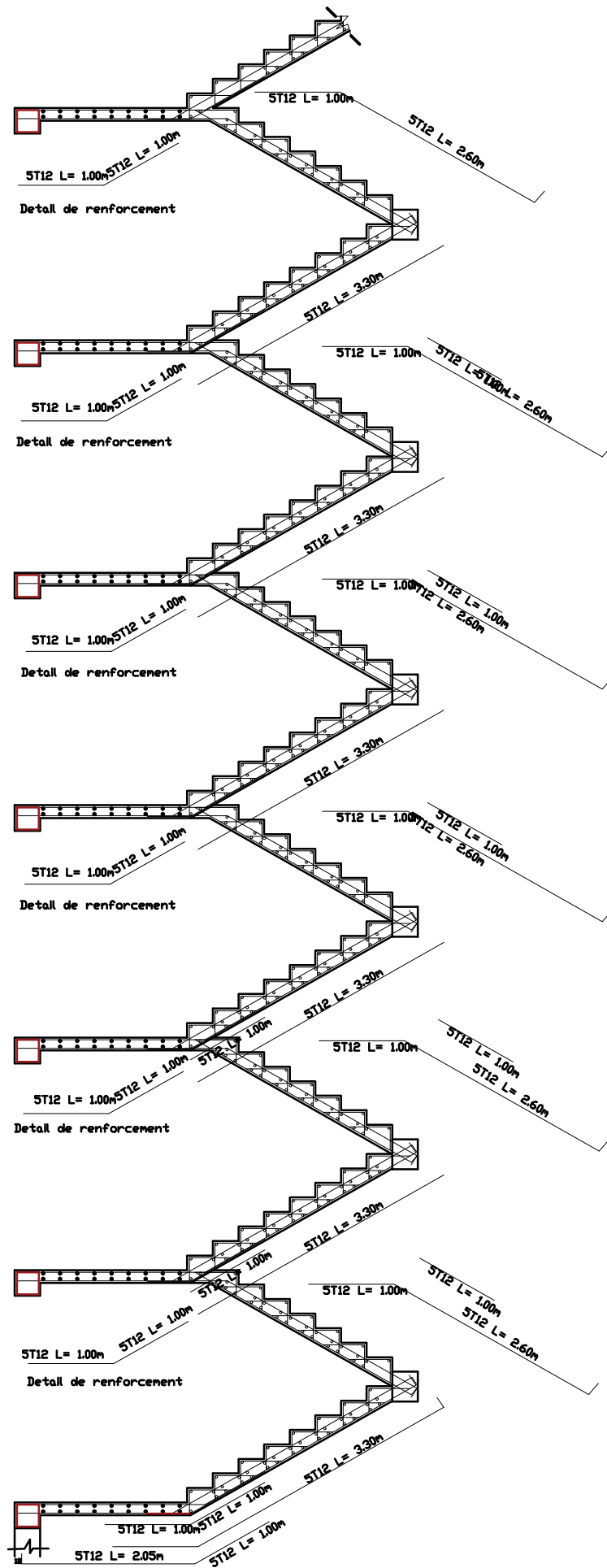
***REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE***

***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*ferrailage du voile*  
*de soutienement*

*Plan N°:12*



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

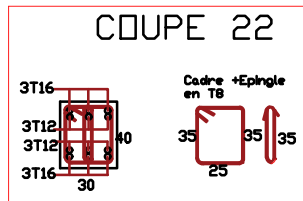
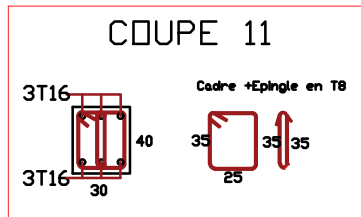
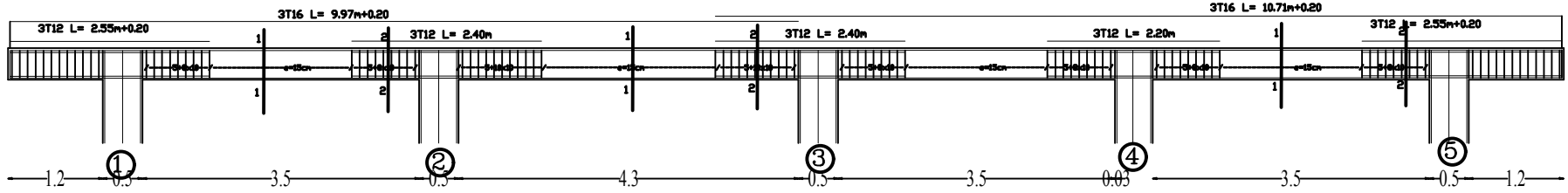
Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*coffrage escalier*

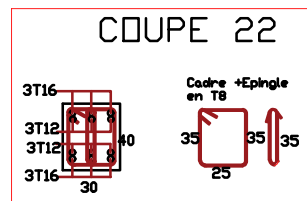
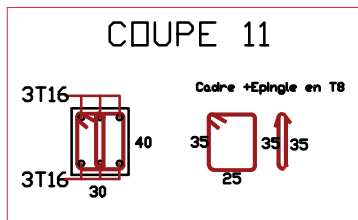
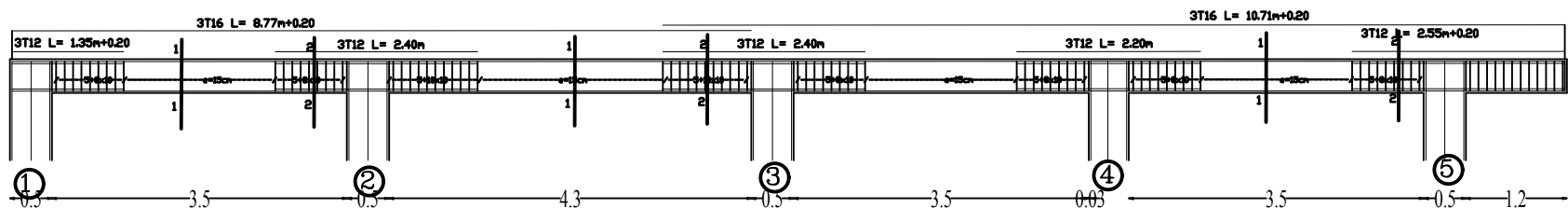
*Plan N°:3*

# FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE ECH 1/25

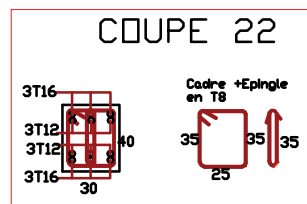
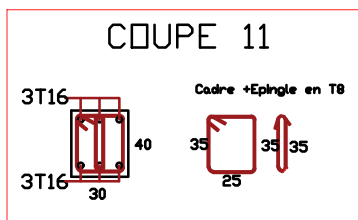
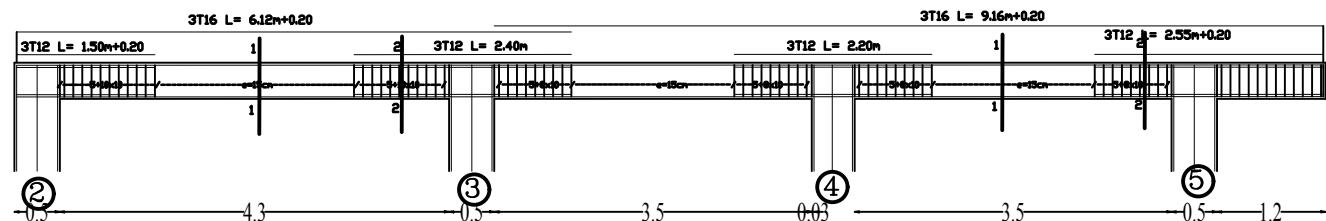
## FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE Axe A-B-C-D NIVEAU 3.06-6.12-9.18-12.24



## FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE Axe A-B-C-D NIVEAU 0.00/-3.06/-6.12



## FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE Axe A-B-C-D NIVEAU 0.00/-9.18



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*ferrailage poutre*  
*principale*

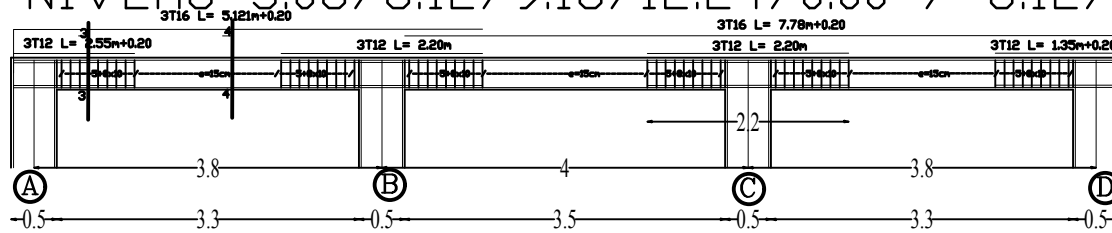
*Plan N°:5*

# FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE ECH 1/25

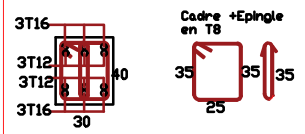
## FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE

Axe 1-2-3-4-5

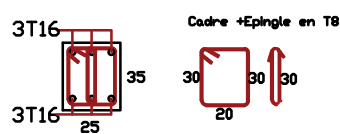
NIVEAU 3.06/6.12/9.18/12.24/0.00 / -6.12/-3.06



COUPE 33

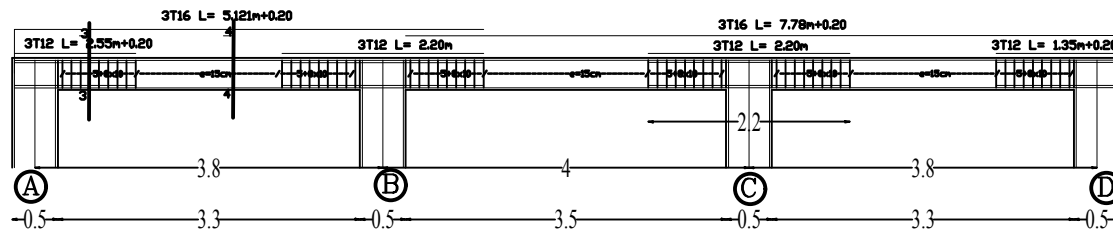


COUPE 44

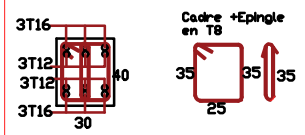


## FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE Axe 2-3-4-5

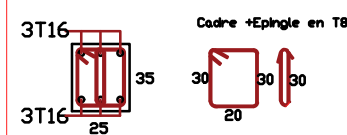
NIVEAU 3.06/6.12/9.18/12.24/0.00 / -6.12/-3.06



COUPE 33



COUPE 44



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

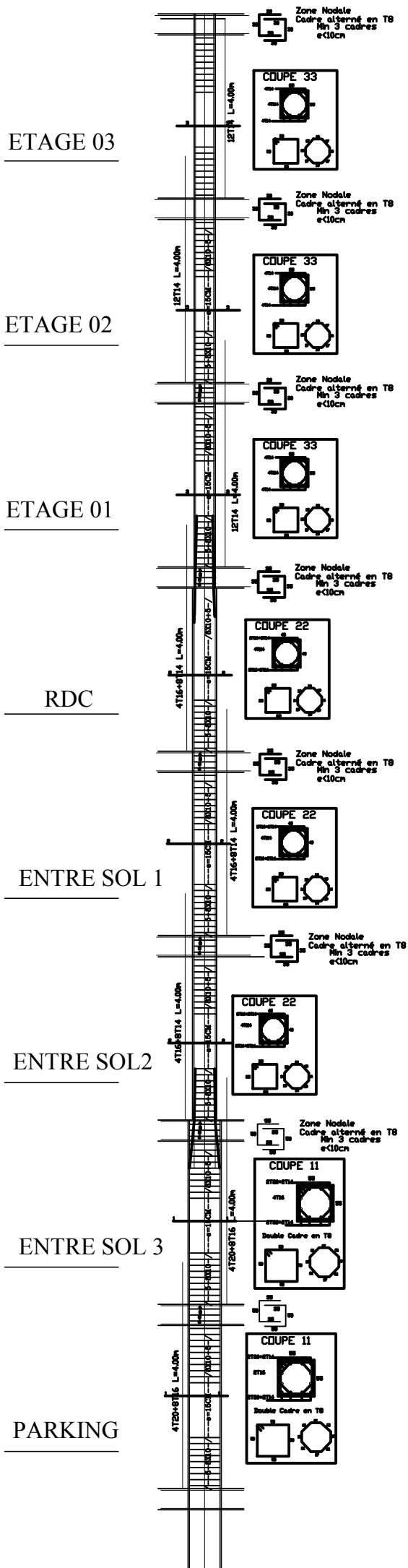
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*ferrailage poutre*  
*secondaire*

*Plan N°:6*

FERRAILAGE POTEAU



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

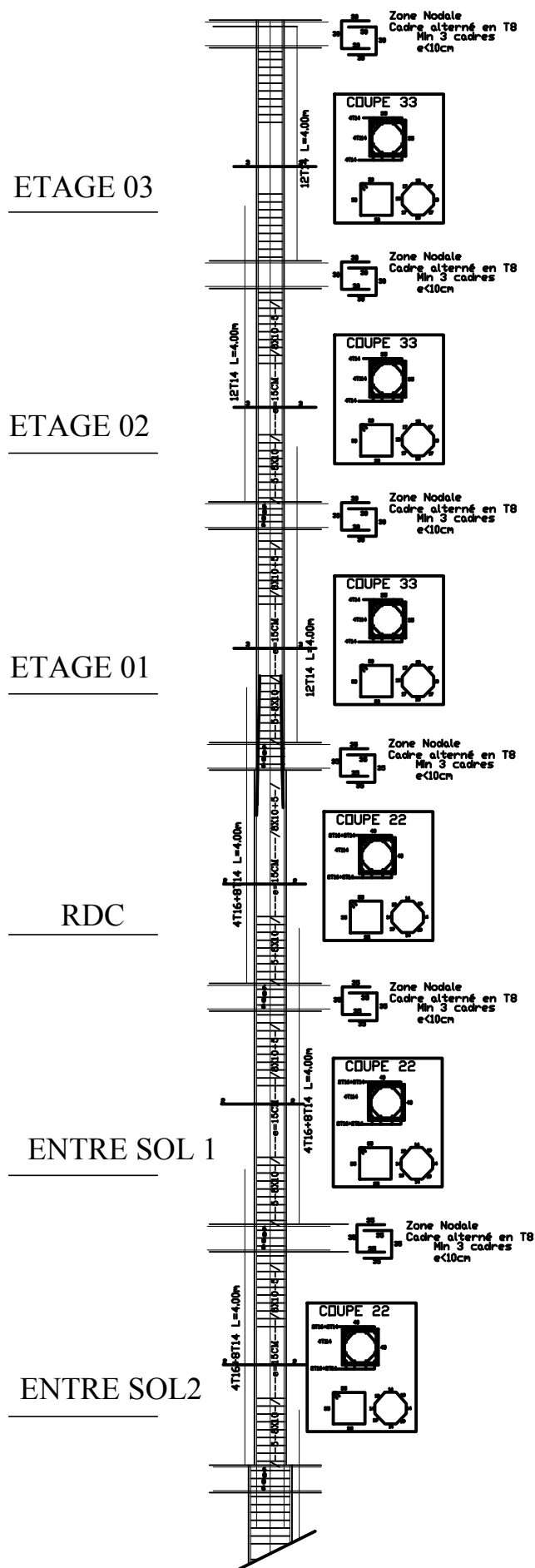
*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*ferrailage poteaux*

*Plan N°:7*

FERRAILLAGE POTEAU



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

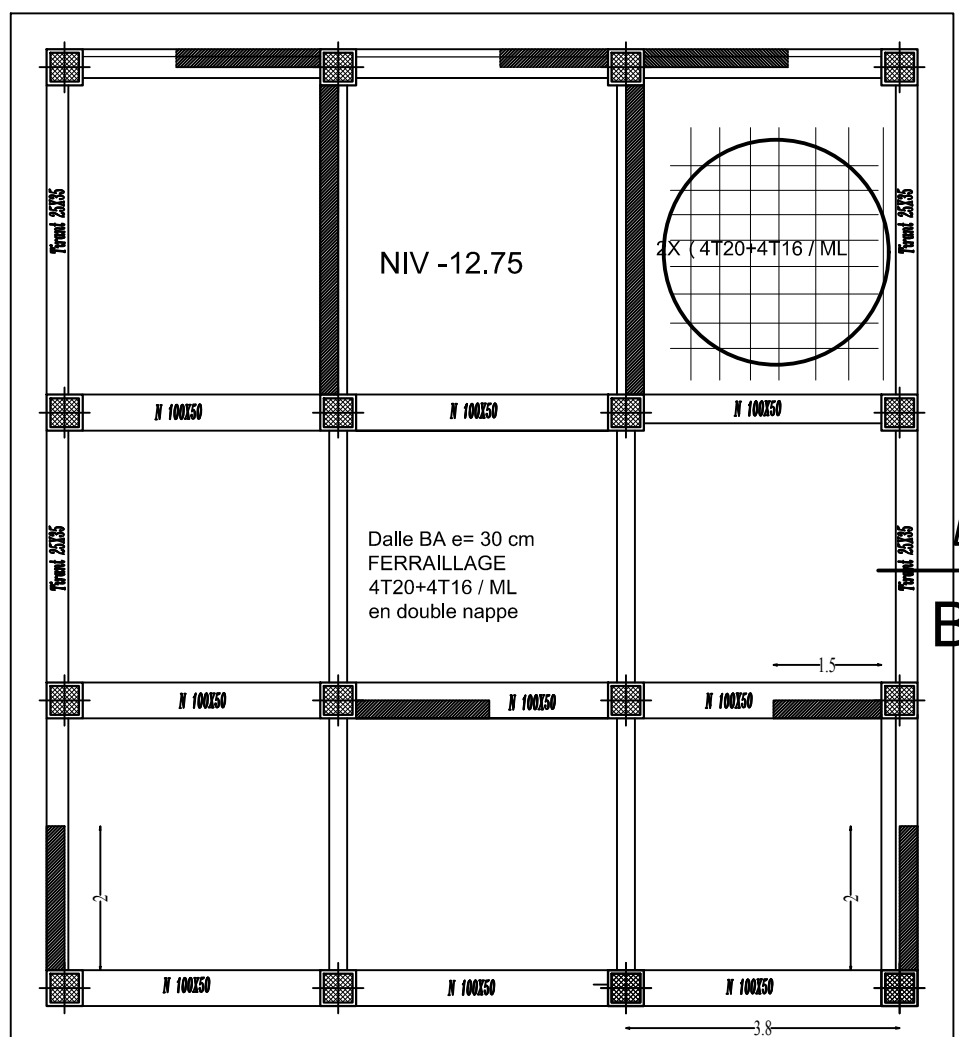
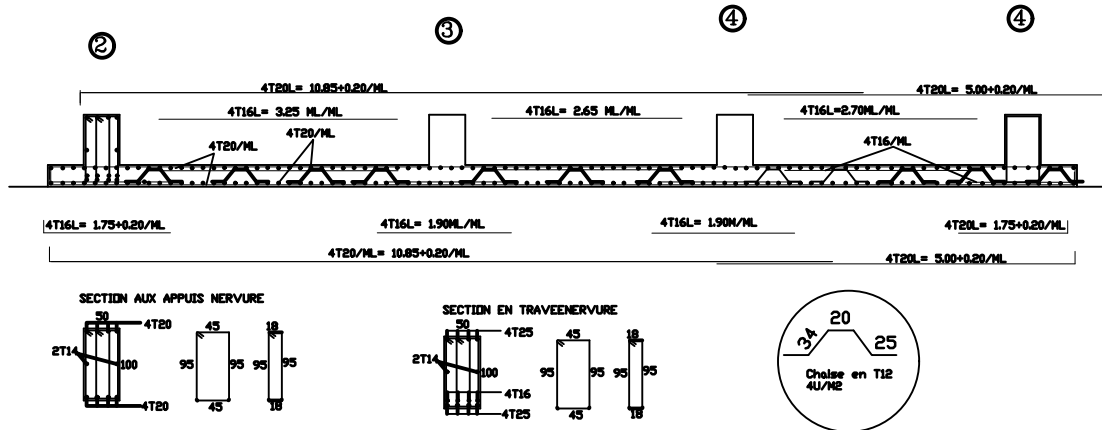
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

*Titre :*  
*ferrailage poteaux*

*Plan N°:8*

# FERRAILLAGE RADIER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par:  
choubane sara  
batto lydia

Titre :  
coffrage radier  
ferrailage radier

Plan N°:10