



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



## Mémoire de fin d'étude

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

*Option : construction civile et industrielle.*

### THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+ENTRE-sol) à usage  
d'habitation et Commercial (Modélisation avec  
ETABS)*



**Réalisé par :**

M<sup>lle</sup>: MEKDOUD Lysa

M<sup>r</sup>: AITBOUZIAD Mohand Amokrane

**Dirigé par :**

Monsieur: DERRADJ

PROMOTION : 2021/2022

# REMERCIEMENTS

*Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Monsieur **DERRADJ**, qui nous a encadrés avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ses conseils, ses encouragements et ses disponibilités nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.*

*L'expression de notre haute reconnaissance l'équipe de la bibliothèque de génie civil qui n'a épargné aucun effort pour mettre à notre disposition la documentation et les explications nécessaires.*

*Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.*

*Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO- faculté de génie civil.*

*Toutes les lettres ne sauraient  
trouver les mots qu'il faut...  
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,  
L'amour, le respect, la reconnaissance...  
Aussi, c'est tout simplement que  
Je dédie cette thèse ...*

*À MES CHERS PARENTS*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.*

*Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.*

*À MES AMIS DE TOUJOURS :*

*En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ A  
L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX  
QUE J'AI OMIS DE CITER. ET TOUTE LA  
PROMOTION 2021-2022 GENIE CIVIL  
M2-CCI.*

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b>	
I-1- Description de l'ouvrage .....	1
I-2- Conception structurelle.....	7
I-3- Caractéristique mécanique des matériaux .....	8
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</b>	
II-1- Planchers en corps creux .....	11
II-2- Dalle Pleine .....	13
II-3- les murs .....	14
II-4 - Poutre .....	15
II-5 -Poteaux .....	17
II-6 -Voiles .....	21
II-7- Escalier.....	22
<b>Chapitre III : Calcul des éléments</b>	
III-1- Planchers en corps creux .....	27
III-2- Acrotère .....	38
III-3- Balcon.....	46
III-4- Salle machine .....	50
III-5- Escalier .....	55
<b>Chapitre IV : Etude dynamique et sismique</b>	
IV-1-Introduction .....	69
IV-2- Description du logiciel ETABS .....	69
IV-3- Etapes de modélisation .....	69
IV-4- Choix de la méthode de calcul .....	70
IV-5- Vérifications selon les exigences du RPA.....	71
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments</b>	
V-1- Poteaux .....	84
V-2- Poutres .....	92
V-3-Voiles .....	100
<b>Chapitre VI : Mur plaque</b>	
VI-1- Introduction .....	106
VI-2- Les exigences du RPA99/2003 .....	106

VI-3- Méthode de calcul .....	106
VI-4- Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol .....	106
VI-5- Détermination des sollicitations .....	107
VI-6- Calcul des contraintes Horizontales et Verticales .....	107
VI-7- Détermination des moments de flexion.....	108
VI-8- Vérifications à l'ELU .....	110
VI-9- Vérifications à l'ELS .....	111
<b>Chapitre VII : Radier général</b>	
VII-1- Introduction .....	113
VII-2-Choix du type de fondation .....	113
<b>Conclusion</b> .....	
<b>Bibliographie</b> .....	

*Ce projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé. Le bâtiment en question est un « R+8+entre-sol » à usage d'habitation et commercial.*

*L'objectif final du projet est de mettre en situation réelle d'ingénieur structure ayant des économies à respecter afin d'acquérir méthode et rigueur. Analyser des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier, tel est le but que nous somme fixer.*

*D'abord nous avons obtenu les plans d'architecture par le biais d'un bureau d'étude d'architecte. Ce sont les premiers plans sur lesquels on travaillera pour établir les plans de coffrage béton armé des différents niveaux de la structure.*

*Le deuxième document important qu'on a pu avoir, est le rapport de sol. C'est le document qui va nous permettre de classer le site sur lequel sera implanté l'ouvrage en question. Il permet entre autre, d'obtenir la valeur de la capacité portante du sol et indiquera clairement la profondeur des fondations de notre structure.*

*Une fois les documents cités ci-dessus exploités, on passera à l'étude statique générale du bâtiment, autrement dit un redimensionnement des différents éléments de la structure. Les objectifs de cette phase sont nombreux. Dans un premier temps, elle a comme but de nous faire découvrir le bâtiment et les diverses particularités du projet. En effet, celui-ci recèle de nombreuses singularités nécessitant une attention particulière. Dans un second temps, elle nous permettra de faire le point sur certains principes de calcul en béton armé et quelques aspects des règlements (les règles technique de Conception et Calcul des structures en Béton Armé (C.B.A 93) ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).).*

*La structure étudiée est composée de portiques et voiles de contreventement, Une fois le pré-dimensionnement effectué, vient ensuite le choix de la disposition des voiles de contreventement convenable. il s'agit dans cette partie du travail de déterminer le nombre de voiles à injecter dans la structure ainsi que leurs positionnements en s'appuyant sur le R.P.A 99 modifié 2003, tout en respectant l'architecture de la structure.*

*Afin de faire le calcul dynamique des éléments structuraux on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**, Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par l' **RPA99/version2003**. Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué. Stabilité d'ensemble (Effet P-D; Etat limite des déplacements inter-étage).*

*Pour conclure, nous passerons au ferrailage de l'infrastructure, ensuite nous ferons une ultime vérification c'est la stabilité de l'ouvrage.*

*L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement :*

- **pas de glissement horizontal** : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales.
- **pas de renversement** : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- **pas de déplacement vertical**.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE

L'OUVRAGE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrageI-1- Description de l'ouvrage :

L'ouvrage en question consiste à étudier un immeuble R+8+entre sol à usage d'habitation et commercial, qui a les caractéristiques suivantes :

a) Classification de RPA 99 (version 2003)

<b>Usage Multiple</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Entre sol à usage commercial.</li> <li>➤ RDC à usage commercial.</li> <li>➤ 8 étages à usage d'habitation.</li> </ul>
<b>Zone d'implantation</b>	Lieu d'implantation est la willaya de <b><u>Tizi-Ouzou ( la nouvelle ville )</u></b> , cette région est classée comme une zone de <b><i>moyenne sismicité</i></b> Zone <b><u>II<sub>a</sub></u></b>
<b>Groupe d'usage</b>	Ouvrage d'importance moyenne « <b><i>groupe d'usage 2</i></b> »

b) Caractéristique géométrique

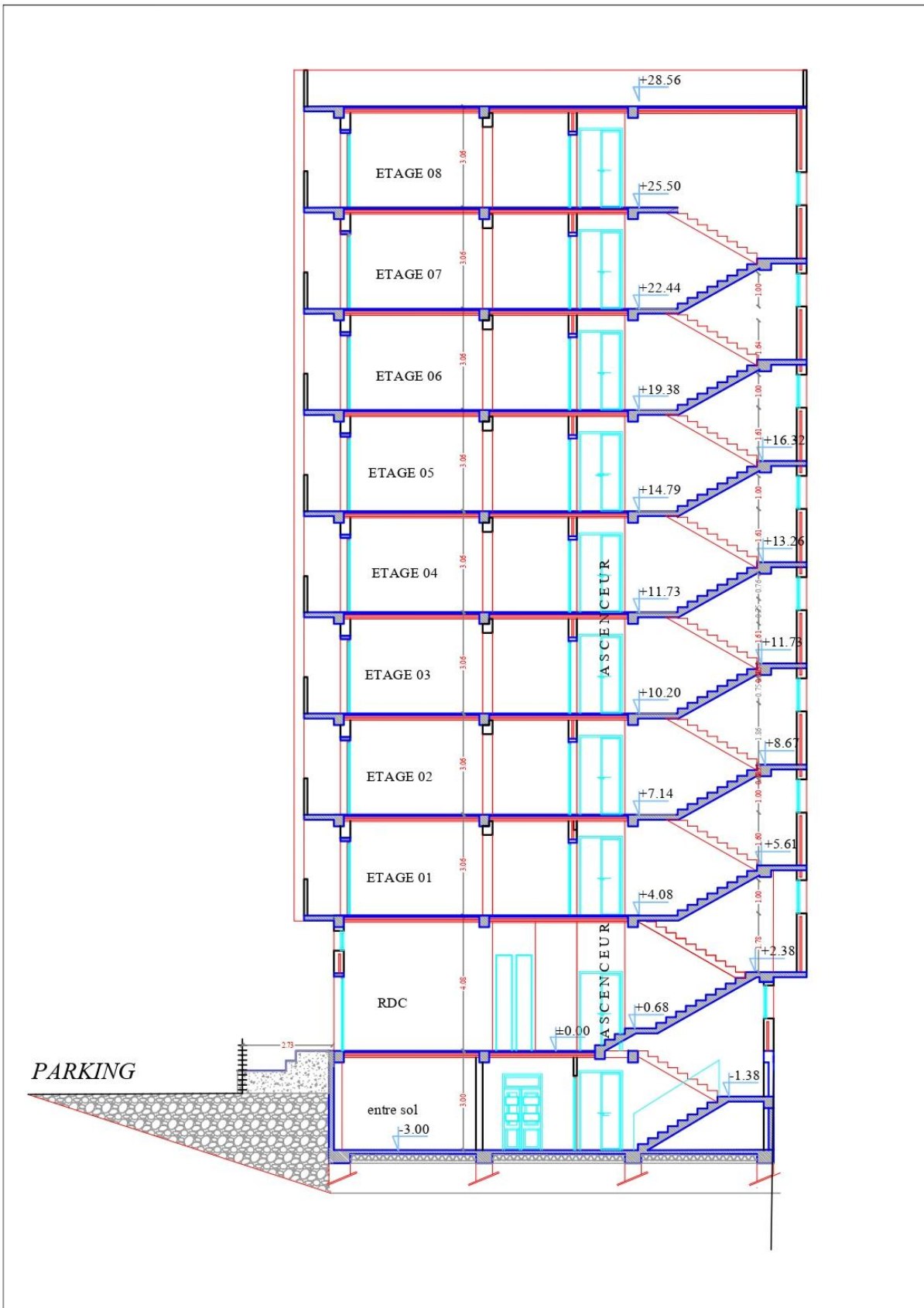
<b>Dimension en élévation</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Hauteur du bâtiment sans l'acrotère est de : <b>28,56m.</b></li> <li>➤ Hauteur du bâtiment avec l'acrotère est de : <b>29,16m.</b></li> <li>➤ Hauteur du entre sol est de : <b>3,00m.</b></li> <li>➤ Hauteur du Rez-de-chaussée est de : <b>4,08 m.</b></li> <li>➤ Hauteur de l'étage courant est de : <b>3,06 m.</b></li> </ul>
<b>Dimension en plan</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Longueur totale : <b>L= 15,00m</b> (sens longitudinal).</li> <li>➤ Largeur totale : <b>I = 13,30 m</b> (sens transversal).</li> </ul>

**Tableau I-1 : Description de l'ouvrage.**c) Conception architecturale :

Toute d'abord nous avons obtenu les plans d'architecture par le biais d'un bureau d'étude d'architecte. Ce sont les premiers plans sur lesquels on travaillera pour établir les plans de coffrage béton armé des différents niveaux de la structure.



Figure I-1 : Plan de la façade principale.



**Figure I-2 : Plan de la coupe A-A.**

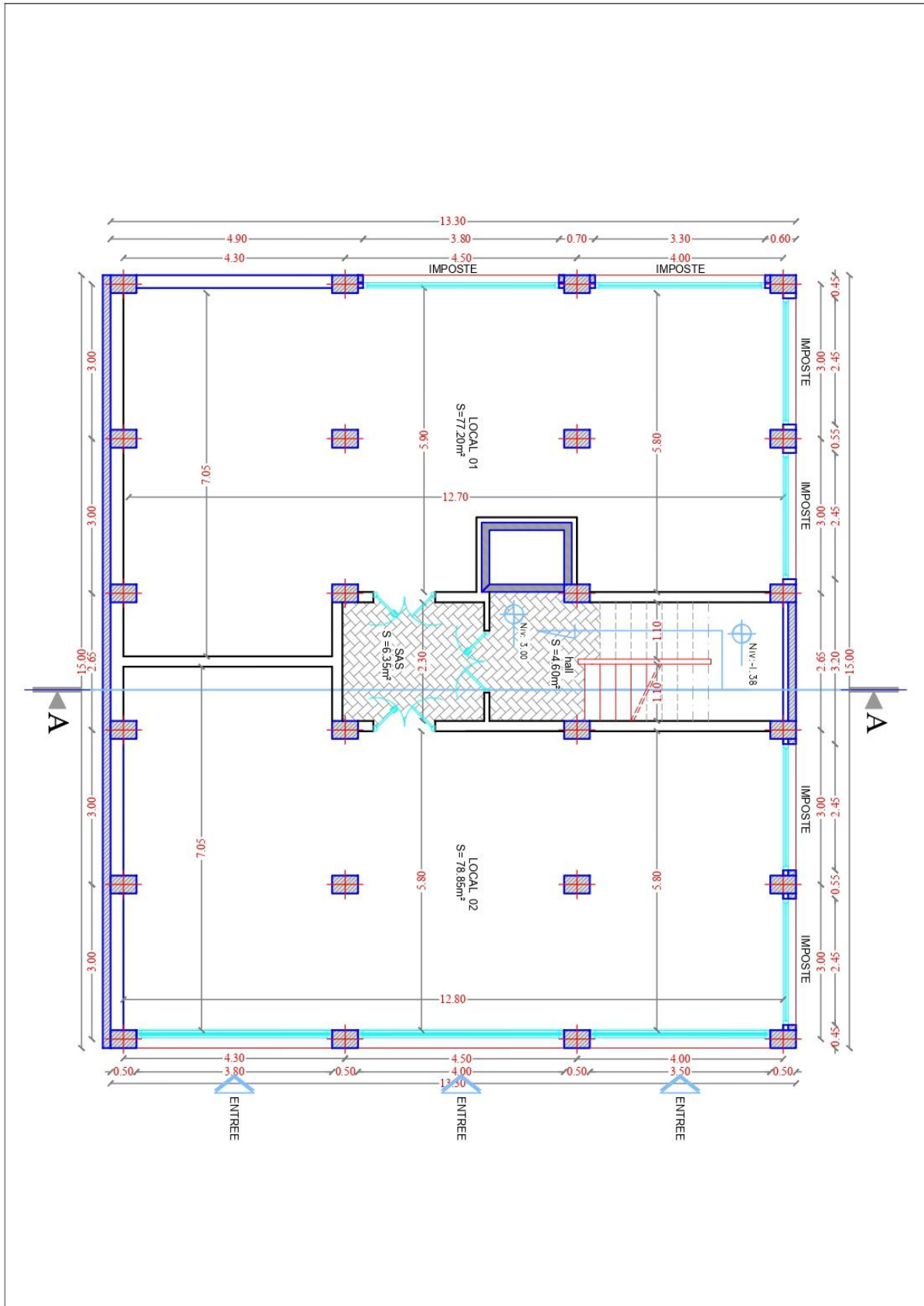
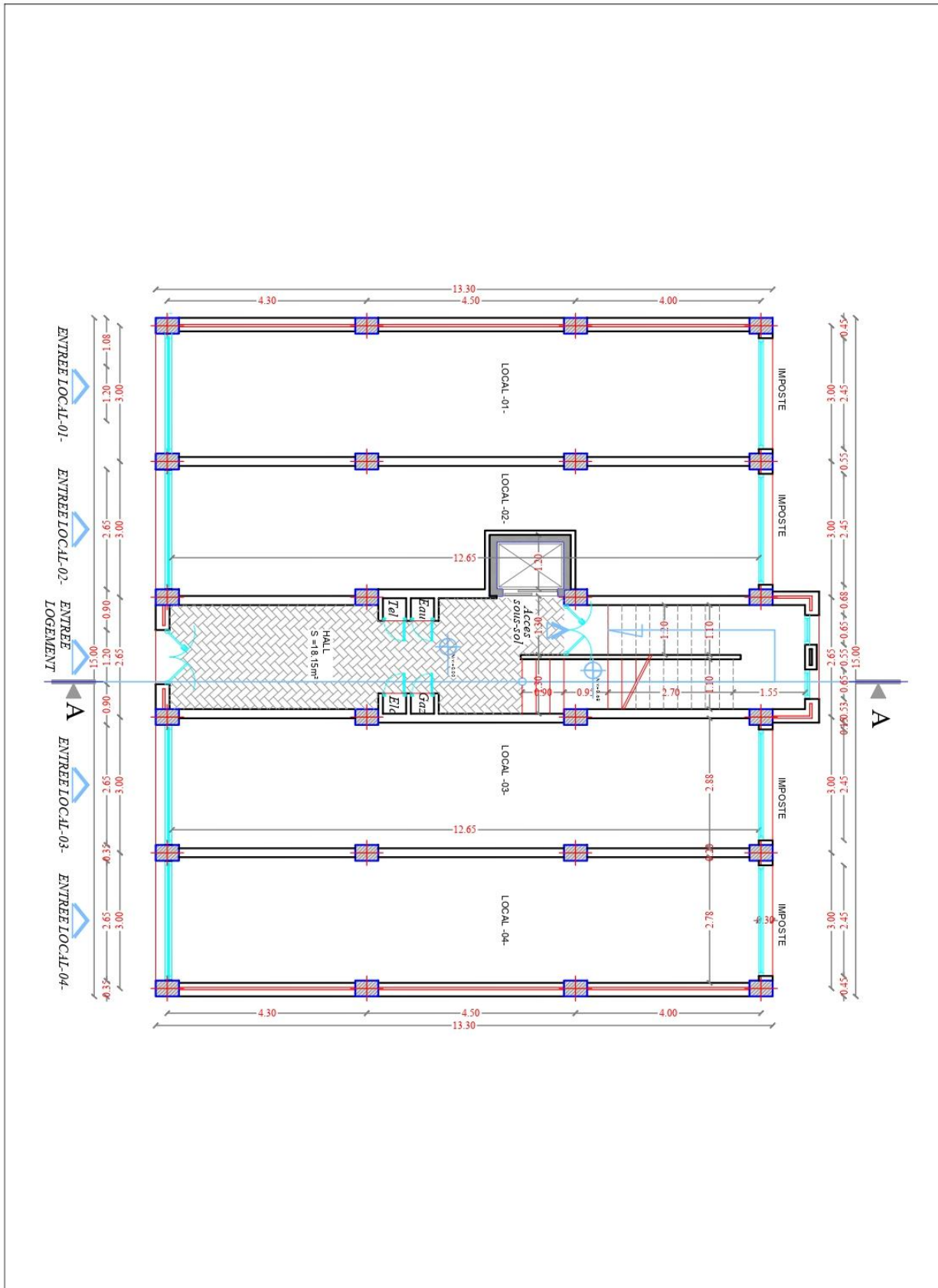


Figure I-3 : Plan de l'entre sol.



**Figure I-4 : Plan du RDC.**

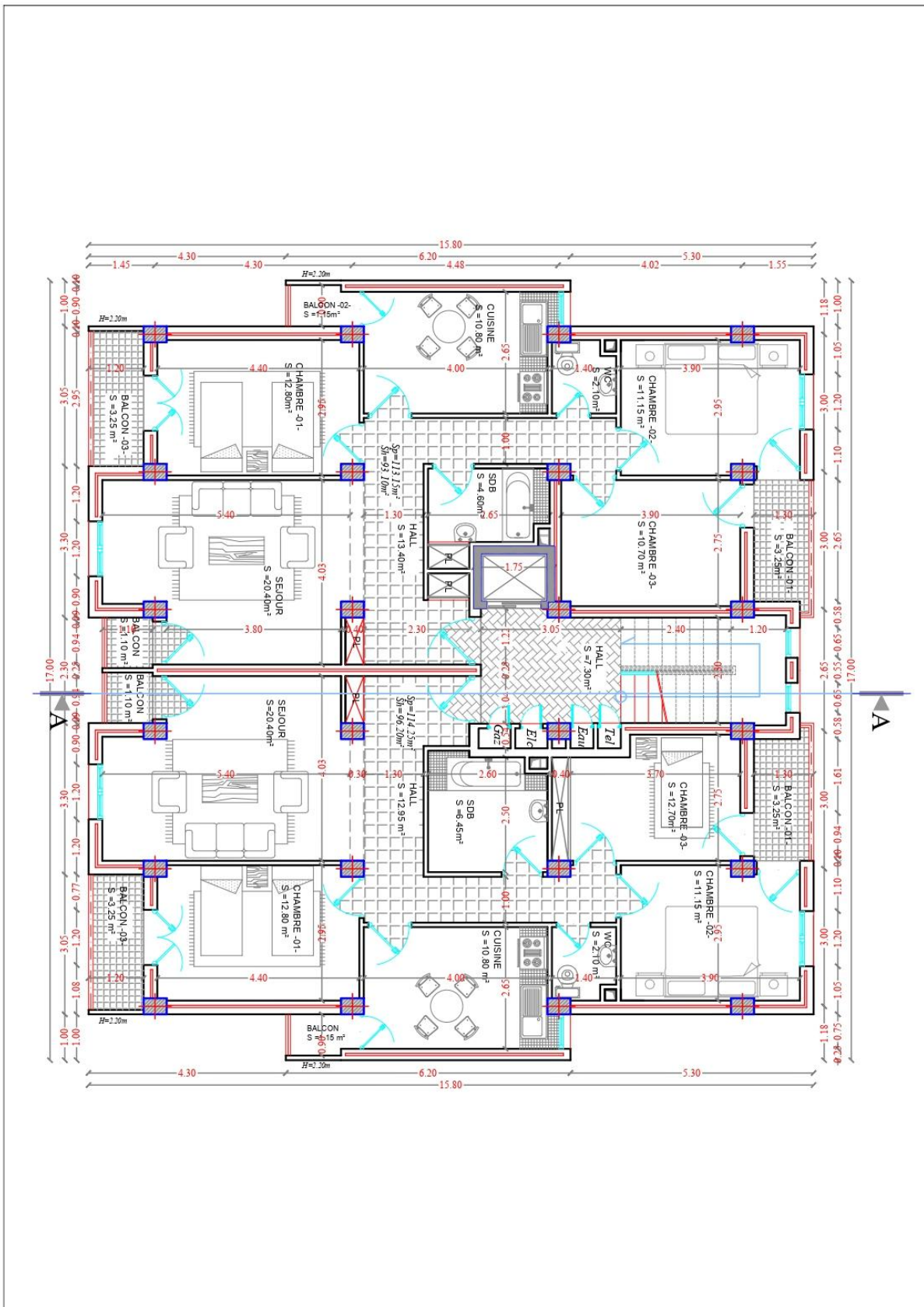


Figure I-5 : Plan étage courant.

*I-2- Conception structurelle :*

*a) Ossature et contreventement :*

La conception est la phase la plus importante lors de l'élaboration d'un projet de bâtiment. Ainsi, une bonne lecture des plans architecturaux, des coupes et des détails est indispensable pour la compréhension du projet et le dégagement des problèmes qui puissent nous rencontrer ainsi que des contraintes et des exigences à prendre en compte. La conception doit obéir à un certain nombre de critères. Elle doit assurer un bon compromis permettant à la fois de satisfaire les exigences structurales et architecturales et de minimiser le coût.

Une étude du contreventement de la structure est indispensable dans une construction parasismique, Cette étude a permis de mettre en évidence les éléments essentiels participants à la stabilité de notre structure.

Et comme la hauteur de l'ouvrage qui égale à 28,56m ; dépasse 14 mètre, d'après le **RPA 99 version 2003**, le système de contreventement du bâtiment sera assuré soit : *par des voiles ou bien par des voiles et des portiques.*

*b) Les planchers :*

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher en corps creux.

*c) Fondations :*

Le choix de type de fondation dépend :

- *Du type d'ouvrage à fonder, donc* des charges appliquées à la fondation.
- *Etude géotechnique du sol.* : Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols .Si la couche superficielle est suffisamment résistants, il sera quand même nécessaire de faire une reconnaissance de sol sous le niveau de la fondation sur une profondeur de deux fois la largeur de la fondation et s'assurer que les couches du dessous sont assez résistantes .Si la couche superficielle n'est pas assez résistante une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante.

I-3- Caractéristique mécanique des matériaux :I-3-1- Aciers :a) Caractéristique de l'acier :

		Formule /Art BAEL + valeurs
<b>L'acier utilisé</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Barres à haute adhérences (HA) : FeE400.</li> <li>✓ Treillis soudés (TS) : FeE520.</li> </ul>
<b>Module d'élasticité longitudinal</b>		<b><u>BAEL99 : Art A.2.2.1</u> :</b> $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$
<b>Contrainte limite</b>	ELU	<b><u>BAEL 91 / modifier 99 : Art.4.3.2</u> :</b> $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
	ELS	<p><b><u>Fissuration peu nuisible : BAEL99 : Art A.4.5.32</u></b></p> <p>Pas de vérification.</p> <p><b><u>Fissuration préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.33</u></b></p> $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$ <p><b><u>Fissuration très préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.34</u></b></p> $\sigma_s = 0,8 \cdot \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$ <p><math>\eta = 1,60</math> pour les aciers à haute adhérence.</p>
<b>Coefficient de sécurité de l'acier.</b>		$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentel les} \end{cases}$

**Tableau I-2 : Caractéristique de l'acier selon BAEL99.**

b) Diagramme des contraintes (Art A.2.2.2, BAEL99):

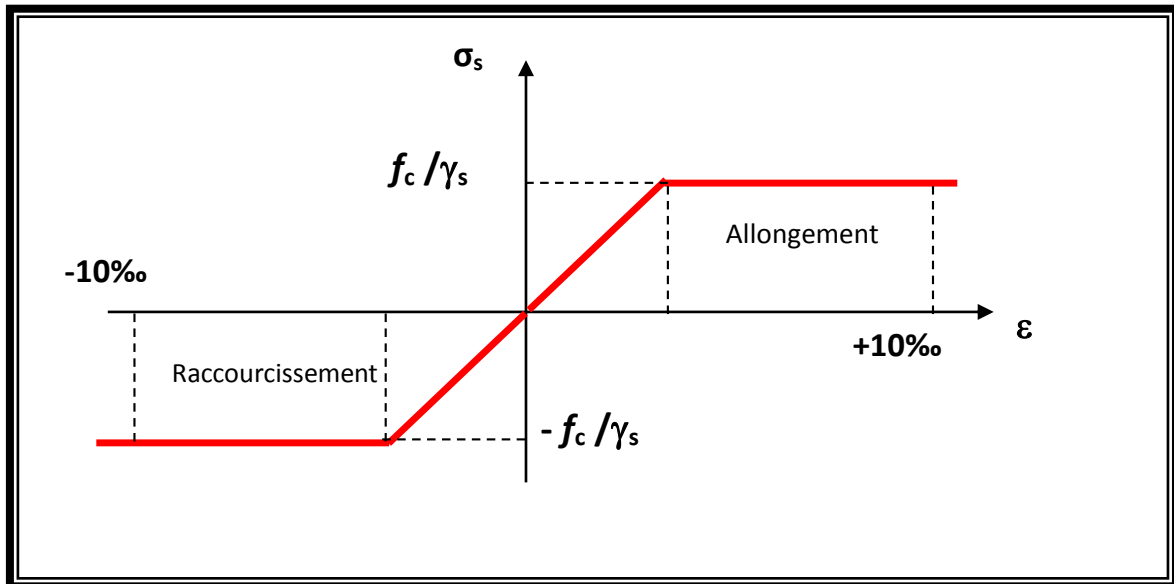


Figure I-6 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

I-3-2-Béton :

a) Les différentes caractéristiques de béton :

		<i>Formule /Art BAEL99</i>	Résultat
Résistance caractéristique	Compression	<b><u>BAEL99 : Art.A.2.1.11 :</u></b> $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} < 40\text{MPa}$ .	$f_{c28}=25\text{ MPA}$
	Traction	<b><u>BAEL99 : Art.A.2.1.12 :</u></b> $f_{ij} = 0,6+0,06.f_{cj}$ si : $f_{c28} < 60\text{MPa}$	$f_{i28}=2,1\text{MPa}$
Coefficient de Poisson		<b><u>BAEL99 : Art A.2.1.3</u></b> •ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations •ELS : $\nu = 0,2$ calcul des déformations	
Poids volumique		$\rho = 25\text{ kN/m}^3$ pour béton armé.	
Module de	Instantané	<b><u>BAEL99 : Art.A.2.1.21</u></b> $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$	$E_{i28}=32164,2\text{MPa}$

Tableau I-3 : Caractéristique de béton selon BAEL99.

	Diffère	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.22</u> $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$	$E_{v28} = 10818,87 \text{MPa}$
Contrainte limite du béton à la compression		<u>BAEL99 : Art A.4.3.41</u> $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ Avec : $\theta = 1$ si la durée > 24h. $\theta = 0,9$ si la durée > 1h et < 24h. Si non $\theta = 0,85$ .	- situations durables : $\gamma_b = 1,5$ $f_{bc} = 14,20 \text{MPa}$ - situations accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ $f_{bc} = 21,74 \text{MPa}$
		ELS	<u>BAEL99 : Art.A.4.5.2</u> $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$
Contrainte limite de cisaillement	<u>BAEL99 : Art.5.1.1</u> : $\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d}$ $\tau_u \leq \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa})$ pour fissuration non préjudiciable. $\tau_u \leq \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa})$ pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable. (BAEL99 : Art A.5.1.211).		

b) Diagramme de déformations (BAEL 99 : Art A.4.3.41):

Figure I-7 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) et(ELU) respectivement.

# *CHAPITRE II :*

*PRE-*

*DIMENSIONNEMENT*

*DES ELEMENTS*

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

Le pré-dimensionnement a pour but le « pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : **CBA93**, **BAEL99** et le **RPA 99/ Version 2003** dont le but est d'arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistantes.

**II-1- Planchers en corps creux :**

**II-1-1- Pré dimensionnement :**

**a) Corps creux et dalle de compression :**

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4).}$$

**Avec :**  $h_t$  : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$L$  : la portée entre nu d'appui maximale de la poutrelle.

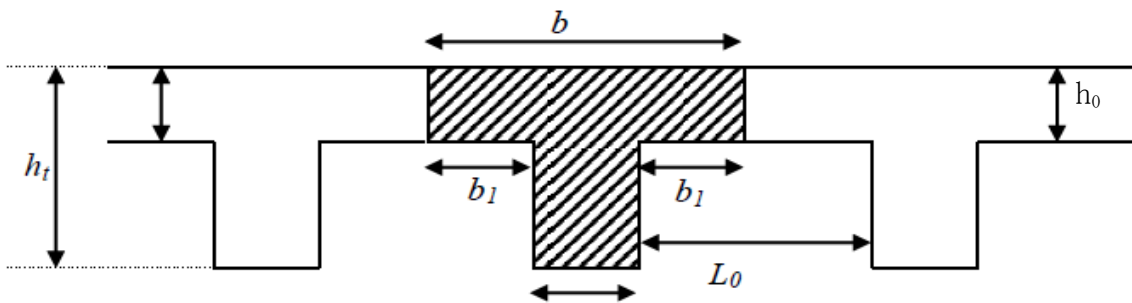
**Remarque :** dans un premier temps on prend d'abord une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup> exigée par le **RPA2003** qui correspond à celle d'un poteau en zone II<sub>a</sub> , pour le calcul de L.

On a :  $L = 300 - 25 = 275\text{cm}$       alors :  $\frac{1}{22,5} = \frac{275}{22,5} = 12,22\text{cm}.$

**Conclusion :** On prend :  $h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$ . Pour les planchers en corps creux.

**b) Nervure : CBA93 (Art A.4.1.3) :**

Les poutrelles travaillent comme une section en « Té », elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher en corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.



**Figure II-1 : La dimension de la nervure.**

**b** : la largeur de la table de compression est égale à :  $b = b_0 + 2b_1$ .

On a :  $b_1 = \min (l_0 / 2, L/10)$  ;  $L=3,00$  m ( portée max dans le sens de disposition des poutrelles).

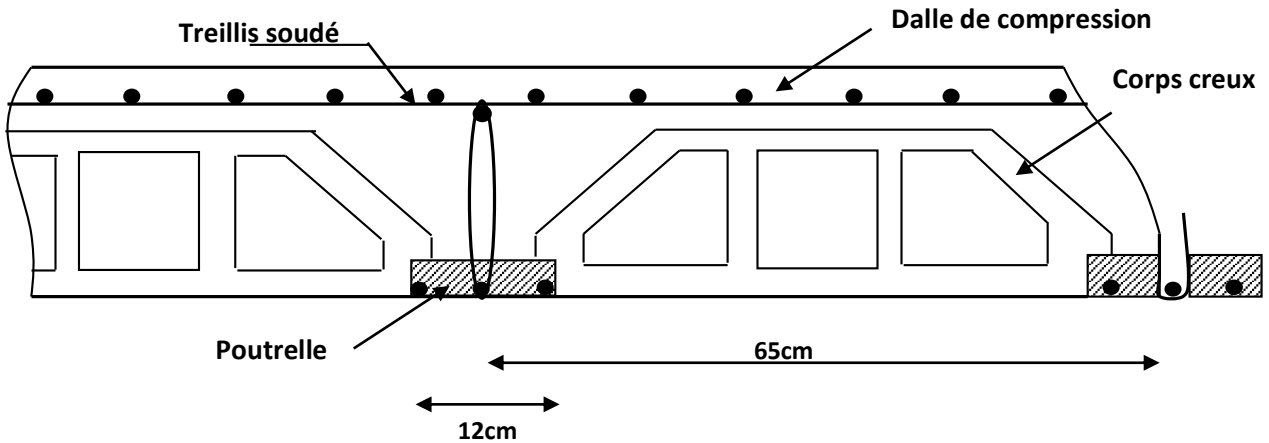
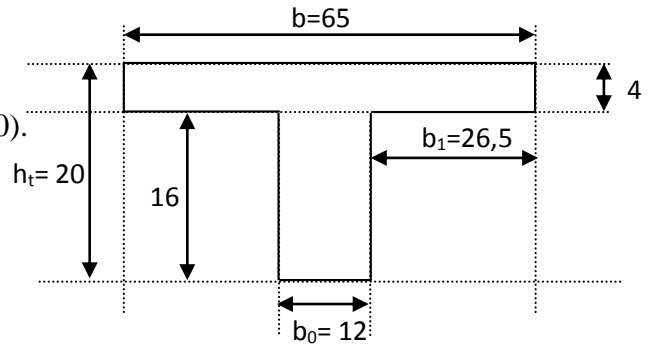
$b_0 = 12\text{cm}$  d'où :  $l_0 = 65 - 12 = 53$

$b_1 = \min (l_0 / 2, L/10) = \min (53/2 ; 300/10).$

$b_1 = \min (26,5 ; 27,5) = 26,5\text{cm}.$

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

**Soit :  $b = 65\text{cm}.$**



**Figure II-2 : Dimensions de poutrelle.**

**II-1-2- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2) :**

**a) Charge permanente :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	Schéma
1) Couche de gravillons.	0,05	17	0,85	
2) Etanchéité multi couche.	0,02	6	0,12	
3) Forme de pente en béton.	0,07	22	1,54	
4) Feuille de polyane.	/	0,01	0,01	
5) Isolation thermique en liège.	0,04	04	0,16	
6) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
7) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2	
<b>La charge permanente: G (KN/m<sup>2</sup>)=</b>			<b>5,68</b>	

**Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.**

➤ **Plancher étage courant :**

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m3)	G (KN/m2)	Schéma
1) Carrelage.	0,02	20	0,40	
2) Mortier de pose.	0,02	20	0,4	
3) Lit de sable.	0,02	18	0,36	
4) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
5) Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2	
6) Cloisons intérieures.	0,1	10	1	
La charge permanent : G (KN/m2)=			<b>5,16</b>	

**Tableau II-2 : Charge permanente de l'étage courant.**

**b) Surcharge d'exploitation :**

<u>Plancher</u>	<u>La charge d'exploitation (KN/m<sup>2</sup>)</u>
Plancher étage RDC	3,5
Plancher étage courant (habitation).	1,5
Plancher terrasse inaccessible.	1

**Tableau II-3 : Surcharge des planchers de l'ouvrage.**

**II-2- Dalle Pleine :**

**II-2-1- Pré-dimensionnement :**

Eléments	Conditions	Ecalculé	Eadoptée
panneaux en dalle pleine	<p>➤ <b>Condition de sécurité contre l'incendie :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.</li> <li>e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.</li> </ul>	11cm	e=15cm
	<p>➤ <b>Condition d'isolation acoustique :</b></p> <p>Selon CBA93, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.</p>	15cm	
	<p>➤ <b>Résistance à la flexion :</b></p> <p>La dalle salle machine repose sur trois côtés :</p> <p><math>L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40</math>. Avec : <math>L_x = 1,35m</math>.</p> <p>Ceci engendre : <math>135 / 50 = 2,7cm \leq e \leq 135 / 40 = 3,38cm</math></p>	3 cm	
Balcon	<p>➤ <b>Résistance à la flexion :</b></p> <p><math>e \geq L / 10</math>. Avec : <math>l = 100</math> cm, d'où : <math>e \geq 10cm</math>.</p>	15cm	15cm

**Tableau II-4 : Dimensionnement des dalles pleines.**

**II-1-2- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :**

a) Balcon :

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
a) Carrelage.	0,02	20	0,40
b) Mortier de pose.	0,02	20	0,40
c) Lit de sable.	0,02	18	0,36
d) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
e) Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
<b>La charge permanent G (KN/m<sup>2</sup>) =</b>			<b>5,27</b>
<b>La surcharge d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>) =</b>			<b>3,5</b>

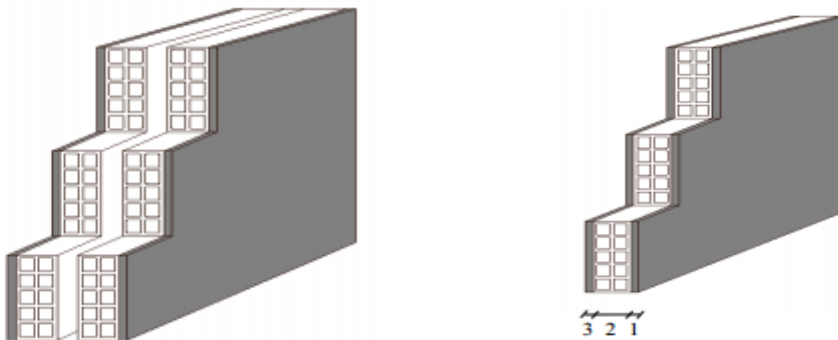
Tableau II-5 : Charge et surcharge de balcon.b) Dalle salle machine :

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
a) dalle pleine	0,15	25	3,75
<b>La charge permanent uniformément répartie G (KN/m<sup>2</sup>) =</b>			<b>3,75</b>
<b>La surcharge d'exploitation uniformément répartie (KN/m<sup>2</sup>) =</b>			<b>1</b>
<b>La charge d'exploitation concentrique P(KN):</b>			<b>P=90KN.</b>
La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8			

Tableau II-6 : Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.II-3- les murs :II-3-1- Pré-dimensionnement :

Murs extérieurs : (10cm+5+10cm).

Murs intérieurs : (10cm).

Figure II-3 : Dimension des murs extérieurs et intérieurs.II-3-2- Détermination des charges et surcharges :

Eléments	Epaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	Schéma
1) Mortier de ciment	0,02	18	0,36	
2) Briques creuses	0,20	09	1,8	
3) lame d'air	0,05	00	0,00	
4) Briques creuses	0,20	09	1,80	
5) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale $G_i$			4,16	

**Tableau II-7 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.**

Eléments	Epaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	Schéma
1) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
2) Briques creuses	0,20m	09	1,8	
3) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
Charge permanente totale $G_i$			2,2	

**Tableau II-8 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.**

**II-4 - Poutre :**

**II-4-1- Pré-dimensionnement :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**). Les étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

**Selon les règles BAEL 91 :(Art.4.14)**

- ✓ La hauteur h de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ✓ La largeur b de la poutre doit être :  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

**Avec :**

**L** : portée de la poutre

**h** : hauteur de la poutre

**b** : largeur de la poutre

**Selon le RPA 2003 :(Art7.5.1)**

- ✓ La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$
- ✓ La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$
- ✓ Le rapport hauteur largeur doit être :  $h/b \leq 4$

Les résultats sous résumé dans le tableau suivant :

	$L_{max}$	Dimension	Condition BAEL	Résultat	Condition RPA
P. secondaire	300cm	Hauteur : $h$	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	$20,0 \leq h_t \leq 30,0$ $h_t = 30\text{cm}$	$h_t = 30\text{cm} \geq 30$ <b>condition vérifiée</b>
		Largeur : $b$	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$12 \leq b \leq 21$ $b = 25\text{cm}$ .	$b = 25\text{cm} \geq 20$ <b>condition vérifiée</b>
p. principale	448cm	Hauteur : $h$	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	$30 \leq h_t \leq 44,8$ $h_t = 40\text{cm}$	$h_t = 40\text{cm} \geq 30$ <b>condition vérifiée</b>
		Largeur : $b$	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$16 \leq b \leq 28$ $b = 30\text{cm}$ .	$b = 30\text{cm} \geq 20$ <b>condition vérifiée</b>
P. Palier	265cm	Hauteur : $h$	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	$17,66 \leq h_t \leq 26,5$ $h_t = 30\text{cm}$	$h_t = 30\text{cm} \geq 30$ <b>condition vérifiée</b>
		Largeur : $b$	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$12 \leq b \leq 21$ $b = 25\text{cm}$ .	$b = 25\text{cm} \geq 20$ <b>condition vérifiée</b>
P. Chainage	300cm	Hauteur : $h$	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	$20,0 \leq h_t \leq 30,0$ $h_t = 30\text{cm}$	$h_t = 30\text{cm} \geq 30$ <b>condition vérifiée</b>
		Largeur : $b$	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$12 \leq b \leq 21$ $b = 25\text{cm}$ .	$b = 25\text{cm} \geq 20$ <b>condition vérifiée</b>

**Conclusion :**

On optera pour les dimensions suivantes :

**(25x 30) cm<sup>2</sup> pour les poutres secondaires.**  
**(25x 30) cm<sup>2</sup> pour la poutre palier**  
**(25x 30) cm<sup>2</sup> pour la poutre de chainage.**  
**(30\*40) cm<sup>2</sup> pour les poutres principales.**



**b) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :**

<i>Elements</i>	<i>Dimensions</i>	<i>Poids propre</i>	<i>Résultats</i>	$Q_i=S_i \times Q_i$
Poutre principale	30*40	$G_{pp}=(0,30*0,40)(4,14)*25$	12,42 KN	/
Poutre Secondaire	25*35	$G_{ps}=(0,25*0,30)*25*(2,75)$	5,156 KN	/
Poteau entre sol	H=3,00 m	$G_{p\ rdc}=0,25*0,25*3,00*25$	4,687 KN	/
Poteau RDC	H=4,08 m	$G_{p\ rdc}=0,25*0,25*4,08*25$	6,375 KN	/
Poteau E-courant	H=3,06 m	$G_{p\ etage}=0,25*0,25*3,06*25$	4,781 KN	/
Plancher Terrasse	$S_t=11,38\ m^2$	$G_{pt}=11,38*5,68$	64,638KN	11,38
Plancher habitation	$S_t=11,38\ m^2$	$G_{ph}=11,38*5,16$	58,721KN	17,07
Plancher commerciale	$S_t=11,38\ m^2$	$G_{pt}=11,38*5,16$	58,721KN	39,83

**Tableau II-9 : Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.****c) Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :**

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de **05**.

Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_o + (3+n)/2n \times \sum Q_i \quad \text{(D. T .R).}$$

$(3+n)/2n$  : Coefficient valable pour  $n \geq 05$ .

Niveau	Les charges permanentes (KN)					Les surcharges (KN)			$N_s$ (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
	Poteau	Poutre	Plancher	G(KN)	$G_{cumulee}$	Q(KN)	Coefficient de dégression	$Q_{cumulee}$			
8	4,781	17,576	64,638	86,995	86,995	11,38	1	11,38	98,375	65,583333	25*25
7	4,781	17,576	58,721	81,078	168,073	17,07	1	39,83	207,903	138,602	25*25
6	4,781	17,576	58,721	81,078	249,151	17,07	0,95	54,624	303,775	202,51667	25*25
5	4,781	17,576	58,721	81,078	330,229	17,07	0,9	67,711	397,94	265,29333	30*30
4	4,781	17,576	58,721	81,078	411,307	17,07	0,85	79,091	490,398	326,932	30*30
3	4,781	17,576	58,721	81,078	492,385	17,07	0,8	88,764	581,149	387,43267	30*30
2	4,781	17,576	58,721	81,078	573,463	17,07	0,75	96,73	670,193	446,79533	30*30
1	4,781	17,576	58,721	81,078	654,541	17,07	0,714	104,82118	759,36218	506,24145	35*35
RDC	6,375	17,576	58,721	82,672	737,213	17,07	0,688	113,16272	850,37572	566,91715	35*35
Entre sol	4,687	17,576	58,721	80,984	818,197	39,83	0,67	137,1859	955,3829	636,92193	35*35

Tableau II-10 : Pré-dimensionnement des poteaux.

II-6-2- Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art 7.4.1) :

Selon Art 7.4.1 du R.P.A 99 /Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Première condition :**  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$
- **Deuxième condition :**  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e /20.$
- **Troisième condition :**  $1/4 \leq \text{Min} (b_1, h_1) \leq 4.$

Conditions du RPA	Poteaux	Valeur calculée	observation
<b>première condition:</b> $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	<b>35*35</b>	<b>Min (b<sub>1</sub> , h<sub>1</sub>)=35</b>	<b>Condition vérifiée</b>
	<b>30*30</b>	<b>Min (b<sub>1</sub> , h<sub>1</sub>)=30</b>	
	<b>25*25</b>	<b>Min (b<sub>1</sub> , h<sub>1</sub>)=25</b>	
<b>Deuxième condition :</b> $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e /20$	<b>Entre sol : h=3,00</b>	<b><math>35 \geq 300/20=15</math></b>	<b>Condition vérifiée</b>
	<b>RDC : h=4,08m</b>	<b><math>35 \geq 408/20=20,40</math></b>	
	<b>Etage courant : h=3,06m</b>	<b><math>30 \geq 306/20=15,3</math> <math>25 \geq 306/20=15,3</math></b>	
<b>Troisième condition :</b> $1/4 \leq b/h \leq 4$	<b>b=h</b>	<b><math>0,25 \leq b/h=1 \leq 4</math></b>	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau II-11: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99.**

II-6-3- Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm <sup>4</sup> )	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau
Poteaux	L <sub>0</sub>	S(cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> =0,7l <sub>0</sub>	I <sub>min</sub> =h.b <sup>3</sup> /12	i=√I/S	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
35*35	300	1225	210	125052,0833	10,1036297	20,7846097
35*35	408	1225	285,6	125052,0833	10,1036297	28,2670692
35*35	306	1225	214,2	125052,0833	10,1036297	21,2003019
30*30	306	900	214,2	67500	8,66025404	24,7336855
25*25	306	625	214,2	32552,0833	7,21687836	29,6804226

**Tableau II-12 : Vérification des poteaux aux flambements**

**Conclusion :** La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

II-7 : Voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

II-7-1- Pré dimensionnement :

<u>a) Vérification d'épaisseur :</u> <u>(Art 7.7.1. Du RPA99 version 2003)</u>	<u>b) Vérification de la largeur: (Art 7.7.1)</u> <u>du RPA99/version2003.</u>
<p>L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm .Le pré dimensionnement des voiles se feront comme suit :</p> $a \geq \max \left\langle \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right\rangle$ <p><math>h_e = h - h_t = 408 - 20 = 388</math> [cm].</p> <p><b><math>a \geq 388/20 = 19,4\text{cm}</math>      soit : <math>a = 20\text{cm}</math>.</b></p>	<p>Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voile</p> <p style="text-align: center;"><b><math>L_{\min} \geq 4a</math>.</b></p> <p>Dans notre cas :</p> <p style="text-align: center;"><b><math>L_{\min} &gt; 4 \times 20 = 80[\text{cm}]</math></b></p>

Tableau II-13 : Les dimensions de voile.

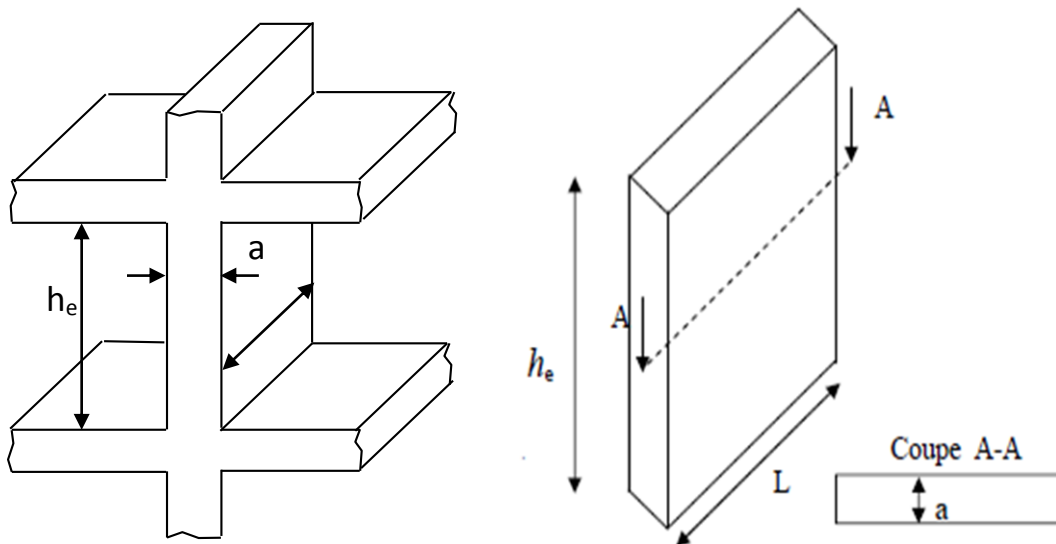


Figure II-5 : Dimension de voile.

II-8- Escalier :

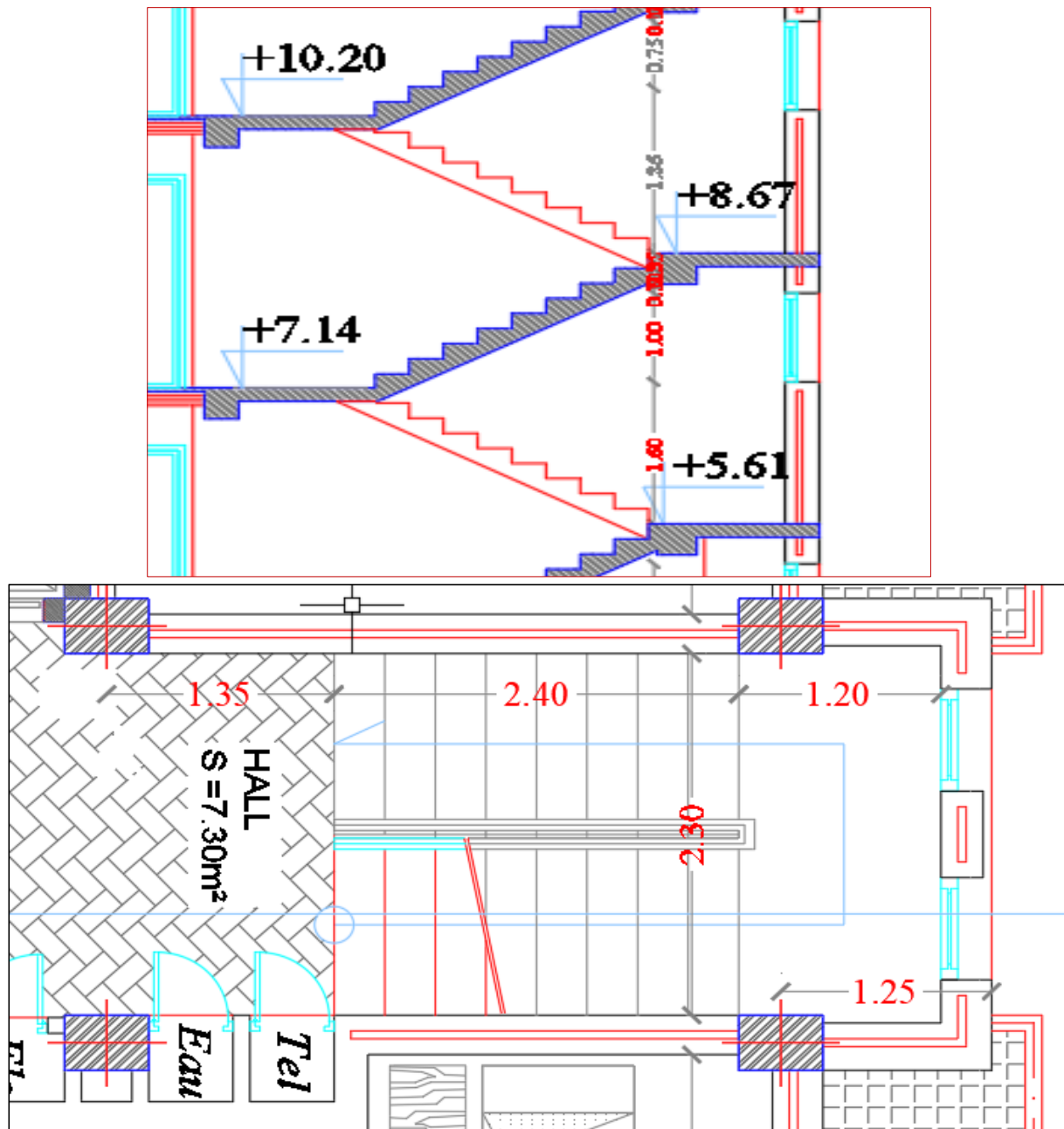
Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués de paliers et de paillasse.

II-8-1 : Escalier étage courant :II-8-1-1 : pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.



**Figure II-6 : Escalier étage courant.**

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

<u>Nombre de contre marches</u> $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$	Soit : $h = 17\text{ cm}$ $n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{17} = 9$
<u>Nombre de marches</u> $m = n - 1$	$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.
<u>Calcul de la hauteur du giron</u> $28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}$	$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$
<u>Vérification de la relation de BLONDEL :</u> $59 \leq g+2h \leq 66\text{ cm.}$ $59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66\text{ cm.}$ $14\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$ $14\text{cm} \leq h = 17 \leq 17\text{cm}$ <i>condition vérifiée.</i>	
<u>Épaisseur de la paillasse et du palier :</u> $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$ Avec : $L_0$ : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$ . $L'$ : longueur de la paillasse projetée. $L_2$ : longueur du palier.	$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,55^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos(29,54)} = 2,75\text{m.} \\ L_0 = L' + L_2 = 2,75 + 1,35 = 4,10\text{ m} \\ = 410\text{cm} \end{array} \right.$ D'ou : $\frac{410}{30} \leq e_p \leq \frac{410}{20}$ $13,67 \leq e_p \leq 20,5$ On opte pour: $e_p = 15\text{ cm.}$

Tableau II-14 : Dimensionnement des escaliers.

I-8-2- Détermination des charges et surcharges :

- Le poids des revêtements :

Elément	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
<i>Revêtement en carrelage</i>	0,02	20	0,40
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,40
<i>Couche de sable</i>	0,02	18	0,36
<i>Enduit ciment</i>	0,02	18	0,36
<b>G total</b>			<b>1,52</b>

Tableau II-15 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

- Le palier :

Elément	Épaisseur[m]	poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	G[KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
poids des revêtements	/	/	1,52
<b>G total</b>			<b>5,27</b>

**Tableau II-16 : Charges permanentes revenant au palier.**

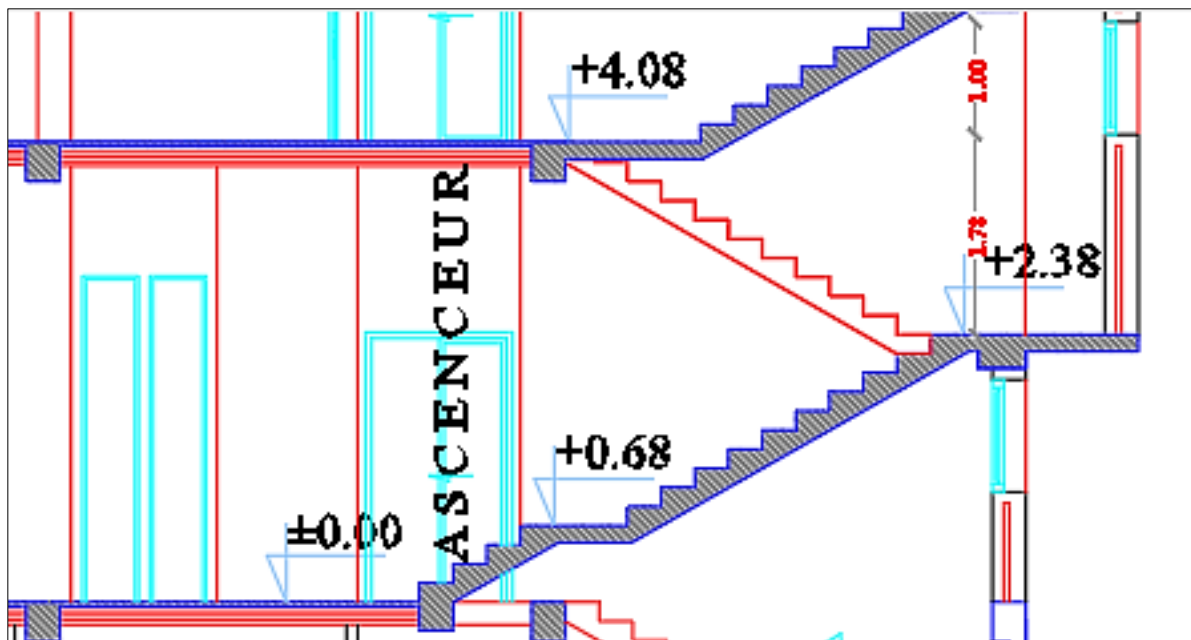
- La paillasse (La volée) :

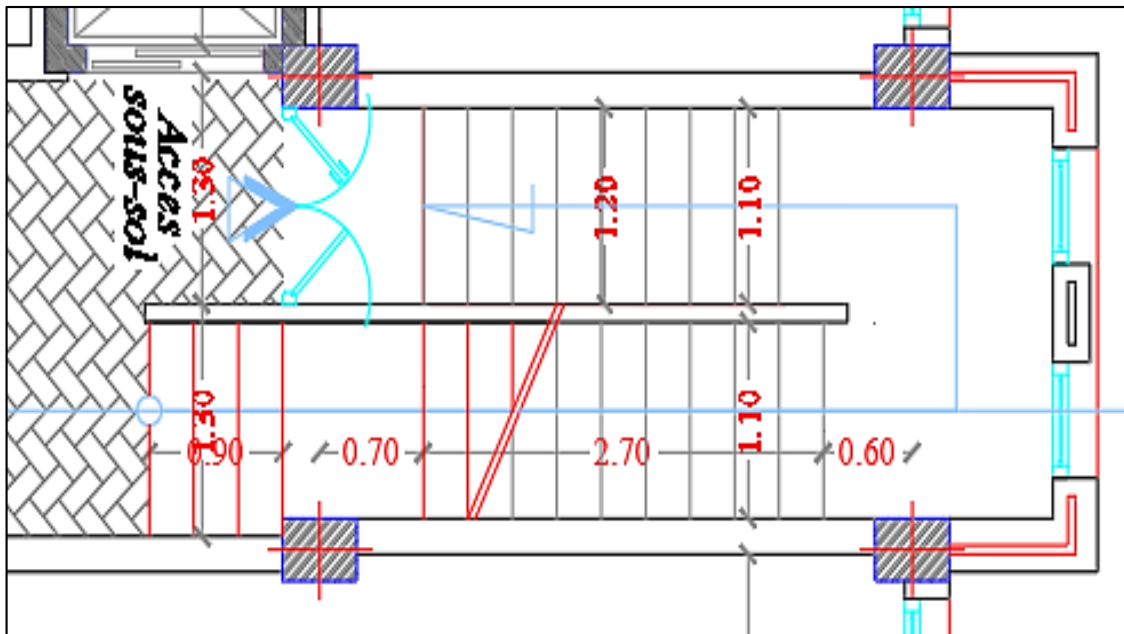
Eléments	G[KN/m <sup>2</sup> ]
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0,15 / \cos 29,54^\circ = 4,31$
Poids des marches	$25 \times ep/2 = 25 \times 0,17/2 = 2,125$
poids des revêtements	1,52
<b>G total</b>	<b>= 7,955</b>

**Tableau II-17 : Charges permanentes revenant à la paillasse.**

### II-8-2 : Escalier DE RDC :

Le même calcul se fait pour l'escalier de l'étage courant et on obtient les valeurs suivantes :





**Figure II-7 : Escalier de RDC.**

- Nombre de contre marche : **n=14.**
- Nombre de marche : **m=12 marche.**
- La hauteur du giron : 30 cm.
- Epaisseur de la paillasse et du palier :  **$e_p= 15\text{cm}.$**
- Chargement : paillasse :  **$G=7,955\text{KN/m}^2.$**
- Palier :  **$G= 5,27\text{KN/m}^2.$**
- Surcharge :  **$Q=2,5\text{KN/m}^2.$**

Conclusion

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suite :

	Eléments		Dimensions	Chargements	
				G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Eléments secondaires	Dalle pleine	Balcon	e=15cm	5,27	3,5
		Salle machine	e=15cm	3,75+ (P=90KN)	1
	Plancher corps creux	RDC	h=16+4	5,16	3,5
		Etage courant		5,16	1,5
		Terrasse		5,68	1
	Escaliers	Etage courant	e=15cm	La paillasse : 7,955	2,5
				Le palier : 5,27	2,5
		RDC		La paillasse : 7,955	2,5
				Le palier : 5,27	2,5
	Eléments principales	Poutres	Principale	30*40	/
Secondaire			25*30	/	/
Palier			25*30	/	/
		Poutre chaînage	25*30	/	/
Poteaux		Entre -sol ; RDC ;1 <sup>er</sup> étage	35*35	/	/
		2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	30*30	/	/
		6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	25*25	/	/
		Voile	e=20cm	/	/
	L ≥80cm				

**Tableau II-18 : Caractéristiques géométriques et chargements des éléments de l'ouvrage.**

# CHAPITRE III:

## *Calcul des éléments*

**Chapitre III : Calcul des éléments**

**III-1- Plancher en corps creux :**

**III-1-1- Charges et surcharges de plancher (16+4) :**

Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
RDC : $G_{RDC}=5,16 \text{ KN/m}^2$	RDC : $Q_{RDC}=3,5 \text{ KN/m}^2$
Etage courant : $G_{\text{etage}}=5,16 \text{ KN/m}^2$	Etage courant : $Q_{\text{e-cou}}=1,5 \text{ KN/m}^2$
Terrasse : $G_{\text{terrasse}}=5,68 \text{ KN/m}^2$	Terrasse : $Q_{\text{terrasse}}=1 \text{ KN/m}^2$

**Tableau III-1- Chargements de plancher en corps creux.**

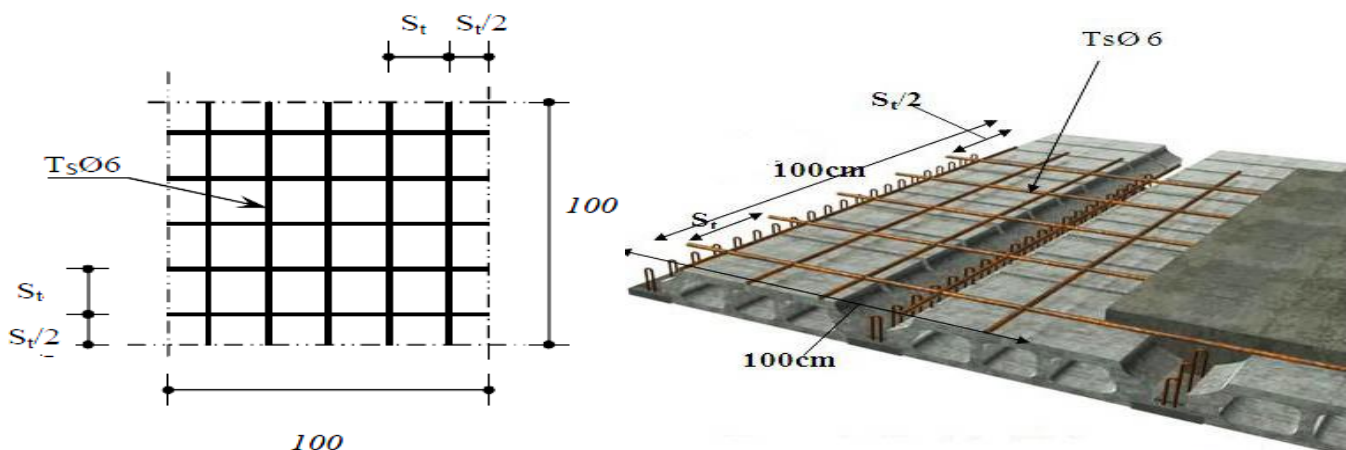
**III-1-2- Etude de plancher :**

**III-1-2-1- Dalle de compression :**

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ).
- **30 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures ( $A_{\parallel}$ ).

	Section de calcul	Choix	Espacement
<b>Armatures perpendiculaires aux nervures (<math>A_{\perp}</math>)</b>	$50 \leq l'=65\text{cm} \leq 80\text{cm}$ Donc : $A_{\perp} = 4l' / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2$	$S=20 \leq S_{\text{max}} = 20\text{cm}$ <b>Condition vérifiée.</b>
<b>Armatures parallèles aux nervures (<math>A_{\parallel}</math>).</b>	$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2$ $A_{\parallel} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$	$5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2$	$S=20 \leq S_{\text{max}} = 33\text{cm}$ . <b>Condition vérifiée.</b>



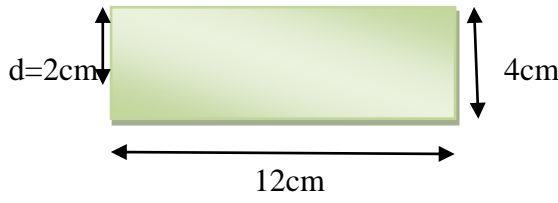
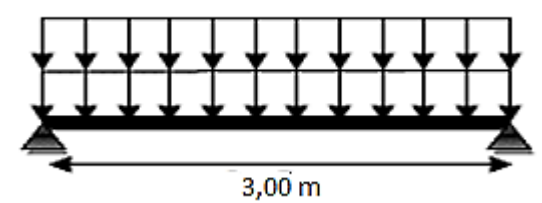
**Figure III-1 : Disposition constrictive de la dalle de compression.**

**III-1-2-2- Poutrelle :**

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes:

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

L'objectif de calcul avant coulage c'est déterminer si la poutrelle isostatique ou peut se suffire à elle-même ou bien il faudra prévoir des étais (pied droit) intermédiaire. et l'essentielle de calcul se résume dans le tableau suivant :

<p><b>Dimension de la poutrelle</b></p> 		<p><b>Schéma statique (la plus défavorable)</b></p> 	
<p><b>Charges et surcharges</b></p> <p><b>Poids propre :</b> <math>G=0,12 \times 0,04 \times 25=0,12\text{KN/ml}</math>.</p> <p><b>Poids d'hourdis :</b> <math>G=0,95 \times 0,65=0,62\text{KN/ml}</math>.</p> <p><b>Le poids de l'ouvrier :</b> <math>Q=1\text{KN/ml}</math></p>			
<p><b>Combinaison de charge à ELU</b></p>		<p><math>q_u= 1,35G+1,5Q=2,5\text{KN/ml}</math>.</p>	
<p><b>Diagramme des moments</b></p>	<p><math>M=q_u \cdot l^2/8= 2,8125\text{KN.m}</math></p>		
<p><b>Ferraillage (flexion simple)</b></p>	<p><math>\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = 4,126 \geq \mu_l = 0,392 \ll \text{S.D.A ; } A_c \neq 0 \gg</math>.</p>		
<p><b>Conclusion</b></p>			
<p>La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaire pour aider la poutrelle a supporté la charge avant de la coulée.</p>			

**Tableau III-2 : Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression.**

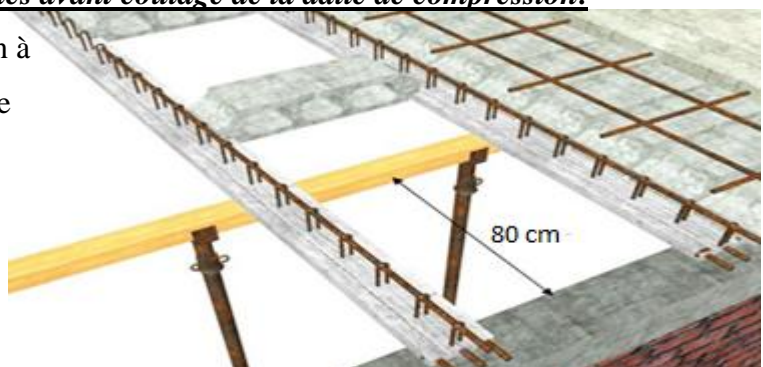
Les étais se sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle

que :  $\mu \leq \mu_l=0,392$  S.S.A c.-à-d. :

$M_U / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \leq \mu_l$  avec :  $M_U=q l^2/8$

D'où :  $L \leq (8 \cdot \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} / q_u)^{1/2}$

$L \leq 0,87\text{m}$ . On prend :  $L=80 \text{ cm}$



**Figure III-2 : Disposition idéale des étais**

**2<sup>ème</sup> étape : Calcul après coulage de la dalle de compression :**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe 3 méthodes de calcul :

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

**a) Choix de la méthode :**

- **Condition d'application de forfaitaire :**

$Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ On a: $Q_{\max} = 3,5\text{KN/m}^2 \leq \min(2G = 2 \times 5,68 ; 5) = 5\text{KN/m}^2$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Les moments d'inerties constants	Condition vérifiée
Le rapport successive $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$	Condition vérifiée

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

- **Principes de la méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire est une méthode simplifiée utilisée pour déterminer les éléments de réduction (moments fléchissant et efforts tranchants), suivant l'article **B.6.2.2 DU B.A.E.L** pour les planchers et poutres.

✚ Nous aurons à évaluer :

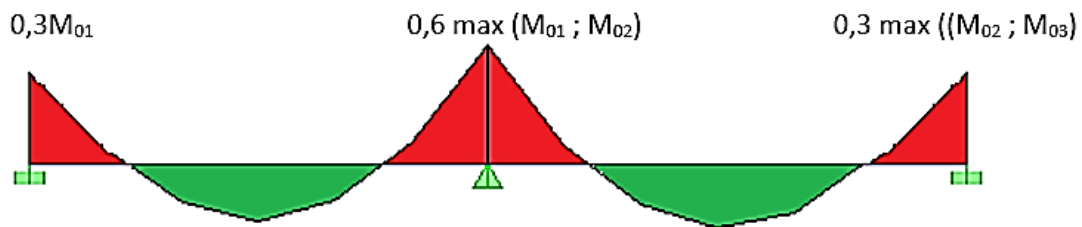
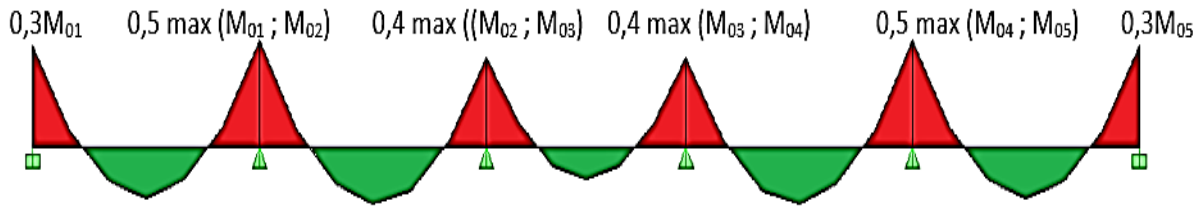
- $M_0$  : moments isostatique de chaque travée indépendante.
- $M_w$  et  $M_e$  : moments sur appuis en valeurs absolues.
- $M_t$  : moment en travée.

✚ Dans nos calculs nous considérerons le coefficient :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

✚ La valeur absolue de chaque moment sur appuie intermédiaire n'est pas inférieure à :

- $0,60.M_0$  : dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,50.M_0$  : dans le cas des appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.

Pour notre cas :



Les valeurs des moments travées doivent satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}(1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0$$

➤ Dans le cas d'une travée intermédiaire.

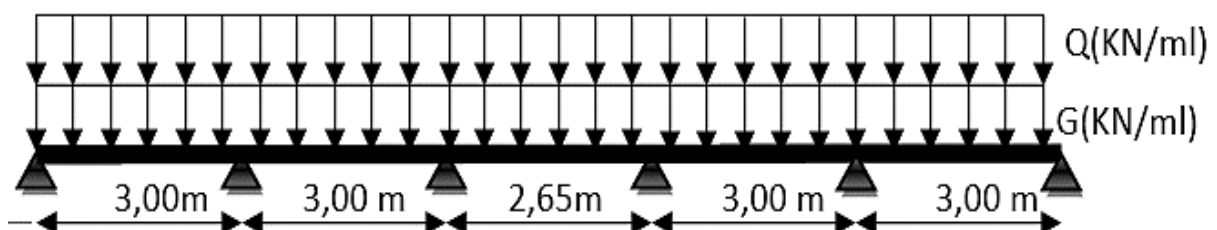
$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0$$

➤ Dans le cas d'une travée de rive.

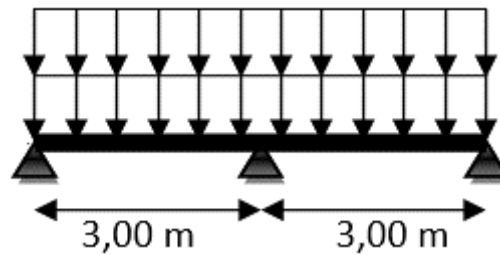
$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0$$

**b) Différents type des poutrelles :**

**Type I: niveau: +0,00; .....; +28,56 m.**



Type II: Niveau: +0, 00 ; .....; +28,56 m.



c) Calcul des charge et surcharge revenant aux poutrelles :

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$P_U = q_u \times b$

ELS :  $q_s = G + Q$

$P_s = q_s \times b$  avec :  $b = l' = 0,65m$ .

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)
Terrasse	5,68	1	9,168	5,9592	6,68	4,342
Etage courant	5,16	1,5	9,216	5,9904	6,66	4,329
RDC	5,16	3,5	12,216	7,9404	8,66	5,629

Tableaux III-3 : Charge et surcharge revenant à la poutrelle.

d) Calcul des efforts interne (Méthode forfaitaire) :

A l'aide de programme **Excel** on obtient les valeurs suivantes :

plancher				Les moments(appuis et travées)					Les efforts tranchants				
Type	nœud	travée	Li(m)	$M_0$ (KN.m)	coefficient	$M_a$	$\alpha$	$M_t$	Oxg	Oxd	Vx g	Vx droite	
Etage courant	Poutrelle type1	1	/	/	/	0,3		/	0	8,9856	0	9,4348	
		2	1-2	3,00	7,868006	0,5	3,3696	0,225	4,4988713	-8,9856	8,9856	-8,5363	8,7609
		3	2-3	3,00	7,868006	0,4	2,69568	0,225	4,1619113	-8,9856	7,93728	-9,2102	7,9372
		4	3-4	2,65	7,868006	0,4	2,69568	0,225	2,9180685	-7,93728	8,9856	-7,9372	9,2102
		5	4-5	3,00	7,868006	0,5	3,3696	0,225	4,1619113	-8,9856	8,9856	-8,7609	8,5363
		6	5-6	3,00	7,868006	0,3	2,02176	0,225	4,4988713	-8,9856	0	-9,4348	0
	Poutrelle type 2	1	/	/	/	0,3	2,02176	/	/	0	8,9856	0	9,6595
		2	1-2	3,00	6,7392	0,6	4,04352	0,225	4,16191135	-8,985	8,9856	-8,3116	8,3116
		3	2-3	3,00	6,7392	0,3	2,02176	0,225	4,1619113	-8,985	0	-9,6595	0
RDC	Poutrelle type1	1	/	/		0,3	2,679885	0,404	0	11,910	0	12,506	
		2	1-2	3,00	8,93295	0,5	4,466475	0,404	6,4428644	-11,9106	11,910	-11,315	11,612
		3	2-3	3,00	8,93295	0,4	3,57318	0,404	5,9962169	-11,9106	10,521	-12,208	10,521
		4	3-4	2,65	6,97018	0,4	3,57318	0,404	4,24211686	-10,5210	11,9106	-10,521	12,208
		5	4-5	3,00	8,93295	0,5	4,466475	0,404	5,9962169	-11,9106	11,9106	-11,612	11,315
		6	5-6	3,00	8,93295	0,3	2,679885	0,404	6,4428644	-11,9106	0	-12,506	0
	Poutrelle type 2	1	/	/	/	0,3	2,679885	0,404	/	0	11,9106	0	12,803
		2	1-2	3,00	8,93295	0,6	5,35977	0,404	5,9962169	-11,9106	11,910	-11,017	11,017
		3	2-3	3,00	8,93295	0,3	2,679885	0,404	5,9962169	-11,9106	0	-12,803	0

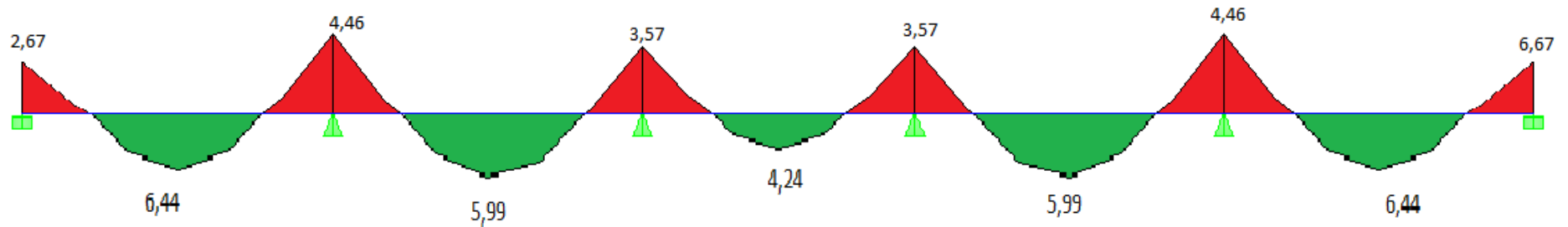


Diagramme des moments fléchissant le plus défavorable en travée (poutrelle I étage RDC).

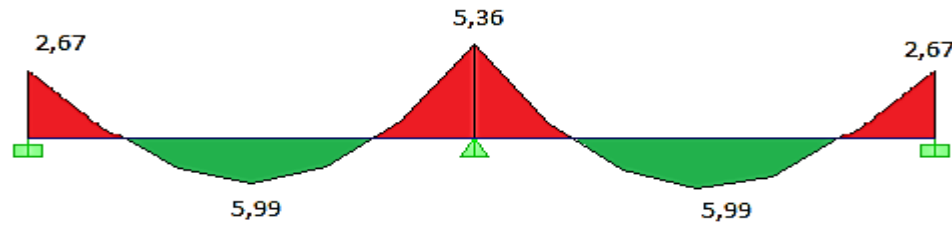


Diagramme des moments fléchissant le plus défavorable au appuis (poutrelle II étage RDC).

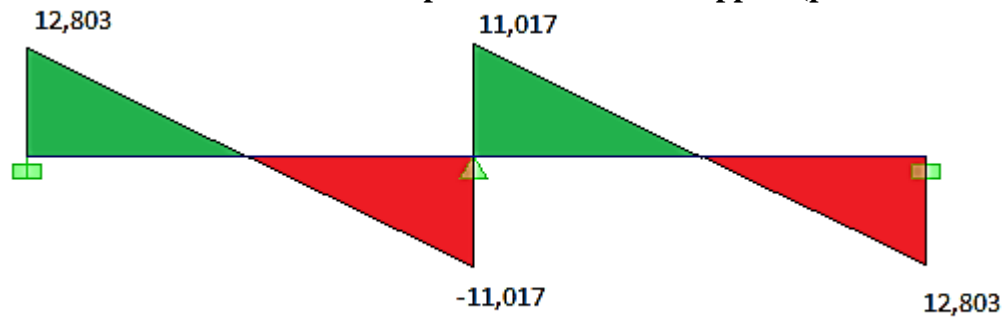


Diagramme de l'effort tranchant le plus défavorable (poutrelle II étage RDC)

Figure III-3 : Diagramme des efforts internes à ELU.

e) Ferraillage des poutrelles :

➤ Armatures longitudinales :

a) **En travée :  $M_{travée} = 6,4429 \text{ KN.m}$**  Section en T soumise à la flexion simple.

Mt (KN.cm)	Mu(KN.cm)	obs.	$\mu$	$\beta$	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	Condition non fragilité	Choix
5907.2	644.29	SSA	0,021	0,989	1,039	1,41	3HA8

**Tableau III-5 : Ferraillage des poutrelles en travée.**

b) Au appuis :

Section rectangulaire (hxb<sub>0</sub>) soumise à la flexion simple.

Mu (KN.cm)	$\mu$	obs.	$\beta$	A <sub>st</sub>	Condition non fragilités	Choix
535,977	0,097	SSA	0,948	0,901	0,26	2HA8

**Tableau III-6 : Ferraillage des poutrelles en appuis.**

➤ Armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2.2) :

	Condition	Choix
$\Phi_t$	$\Phi_t \leq (\Phi_{l,min} ; h/35, b_0/10)$ $\Phi_t \leq (8\text{mm} ; 5,7 ; 1,2\text{mm})$	$\Phi_t=6\text{mm}$ On choisit un étrier A <sub>t</sub> =2 $\Phi$ 6=0,57cm <sup>2</sup>
S <sub>t</sub>	$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 0,9*18, 40=16,5$	S <sub>t</sub> =15cm

**Tableau III-7 : Ferraillage transversales des poutrelles.**

III-1-3- Vérification :

III-3-1- Vérification à ELU  $V_u=12,803 \text{ KN}$ .

a) Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1.3):  $\tau_s = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} < \tau_{s,adm} = 0.6.\psi^2 . f_{t28}$ .

	Ferraillage	$\sum U_i$	V <sub>u</sub> <sup>max</sup>	$\tau_{se}$	$\tau_{se,adm}$	obc
En travée	3HA8	75,36	12803N	1,0487	2,835	C.V
En appuis	2HA8	50,24	12803N	1,5731	2,835	C.V

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.7.2.2) :

Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{12,803.10^3}{120.180} = 0,593 \text{ MPA}$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,20f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPA}) = 3,33\text{MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u = 0,592 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 3,33\text{MPA}$ . Condition vérifiée.

c) **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL99/ Art A.5.1.313):**

$$V_u^{max} < 0,4.a.b_0.f_{c28} / \gamma_b.$$

$V_u^{max}$	12,803KN
$0,4.a.b_0 .f_{c28} / \gamma_b$ avec $a=0.9d$	$0,4*0,9*18*12*2,5/1,5=129,6$ KN
$V_u^{max} = 12,803KN < 0,4.a.b_0.f_{c28} / \gamma_b = 129,6KN$ Condition vérifiée	

d) **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL99/Art A.5.1.321):**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_U^{max} + \frac{M_{max}}{0,9.d} \right).$$

Efforts aux appuis	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_U^{max} + \frac{M_{max}}{0,9.d} \right)$	Observation
$M_U^{max} = -5,35997KN.m$	-0,583 < 0	Aucune vérification n'a effectué
$V_U^{max} = 12,803KN$		

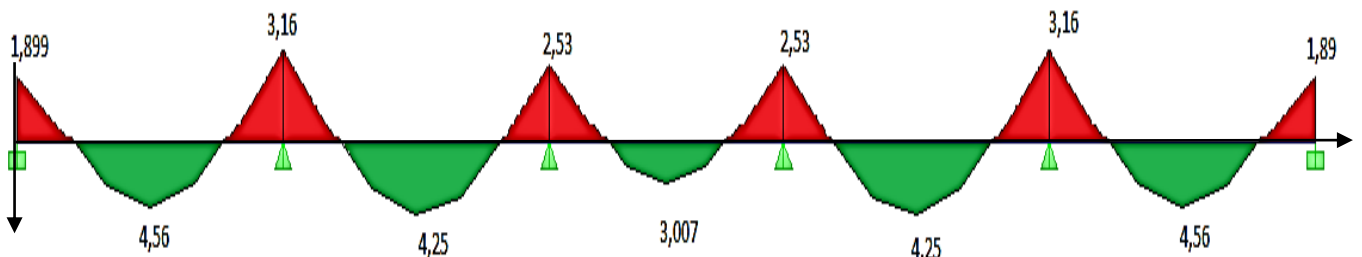
e) **Calcul des scellements droit (BAEL99/Art A.6.1.23) :**  $L_s = \phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_{se}$ .

<p><math>\phi = 8mm</math></p> <p><math>L_s = 0,8 \times 40 / (4 \times 0,2835) = 28,22cm = 30</math> cm</p> <p><math>10\phi = 10,00cm</math></p> <p><math>0,4L_s = 15,00cm.</math></p> <p><math>5,5\phi = 5,00cm.</math></p>	
---	--

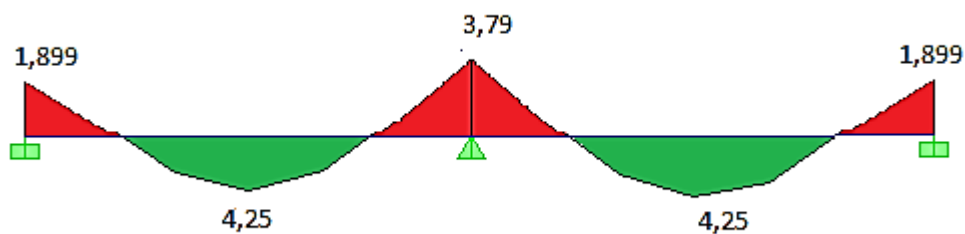
III-1-3-2- Vérification à ELS :

a) Diagramme des moments fléchissant :

appuis	travée	Li	M <sub>0</sub>	Coefficient	M <sub>appui</sub>	α	M <sub>travée</sub>
Poutrelle type I Etage RDC							
1	/	/	/	0,3	1,8997875	0,40415704	/
2	1-2	3,00	6,332625	0,5	3,1663125	0,40415704	4,5673875
3	2-3	3,00	6,332625	0,4	2,53305	0,40415704	4,25075625
4	3-4	2,65	4,94120656	0,4	2,53305	0,40415704	3,007263594
5	4-5	3,00	6,332625	0,5	3,1663125	0,40415704	4,25075625
6	5-6	3,00	6,332625	0,3	1,8997875	0,40415704	4,5673875
Poutrelle type II Etage RDC							
1	/	/	/	0,3	1,8997875	0,40415704	/
2	1-2	3,00	6,332625	0,6	3,799575	0,40415704	4,25075625
3	2-3	3,00	6,332625	0,3	1,8997875	0,40415704	4,25075625



**Diagramme des moments fléchissant le plus défavorable en travée poutrelle I étage RDC**



**Diagramme des moments fléchissant le plus défavorable au appuis poutrelle II étage RDC**

**Figure III-4 : Diagramme de moment fléchissant à ELS.**

b) Vérification l'état limite de la compression du béton :

➤ Contrainte dans l'acier :  $\sigma = M_v / (\beta \cdot d \cdot A_s) < \sigma_{adm} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPA}$ .

	A <sub>st</sub>	M <sub>t</sub>	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K <sub>1</sub>	$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s}$	σ <sub>s.adm</sub>
En travée	3HA8	4,56	1,51	0,699	0,880	26,32	190,64	348
En appui	2HA8	3,79	1,0048	0,465	0,897	33,54	233,61	348

➤ **Contrainte de compression du béton :**

La fissuration non préjudiciable donc 6490, il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\text{En travée : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 190,64 / 26,32 = 7,243 \text{MPa.} < 15 \text{MPa.}$$

$$\text{En appuis : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 233,61 / 33,54 = 6,96 \text{MPa} < 15 \text{MPa.}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

c) **Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

d) **Etat limite de déformation : (BAEL91. A.B.68.4.24).**

➤ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91) :**

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

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

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot x \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

Condition	calcul	Vérfications
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$	$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,066 \geq \frac{1}{22,5} = 0,04$	<b>Condition vérifiée</b>
$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot x \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$	$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot x \cdot d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,00699 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009$	<b>Condition vérifiée</b>
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,06 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{4,56}{15 \times 6,33} = 0,048$	<b>Condition vérifiée</b>

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

III-2- Acrotère :

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale ( $Q= 1$ [KN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 [m]de largeur.

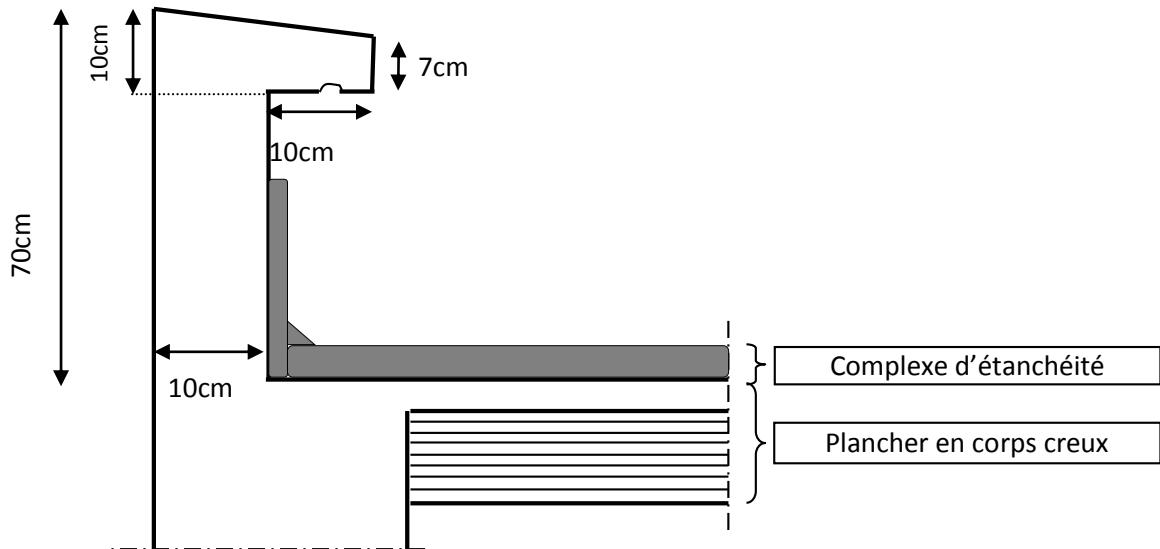


Figure III-5 : Coupe verticale de l'acrotère

III-2-1- Calcul des efforts :a) Effort normal dû au poids propre  $G$  :

L'effort normal dû au poids propre est donné par :  $N_G = G \times 1m$

Avec :

$$G = \rho \times S$$

$N$  : effort normal

$G$  : poids propre

$\rho$  : masse volumique de béton  $\rho = 25 \frac{KN}{m^3}$

$S$  : section transversale

$$G = 25 \times \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{(0,03 \times 0,2)}{2} \right] = 1,925 \frac{KN}{ml}$$

$$\Rightarrow N_G = G \times 1 m = 1,925 \times 1 m = 1,925 KN$$

b) Effort tranchant T :

$$T = Q \times 1 \text{ m} = 1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN}$$

c) Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M_q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,7 \times 1 \text{ m} = 0,7 \text{ KN.m}$$

III-2-2- Combinaison des charges (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :

❖ **A'ELU :**

sous la combinaison  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

a) Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,925 = 2,60 \text{ KN}$$

b) Effort tranchant T :

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

c) Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

❖ **A'ELS :**

sous la combinaison  $G + Q$

a) Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$N_s = G = 1,925 \text{ KN}$$

b) Effort tranchant T :

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

c) Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_s = M_q = 0,7 \text{ KN.m}$$

Schéma statique de l'Acrotère

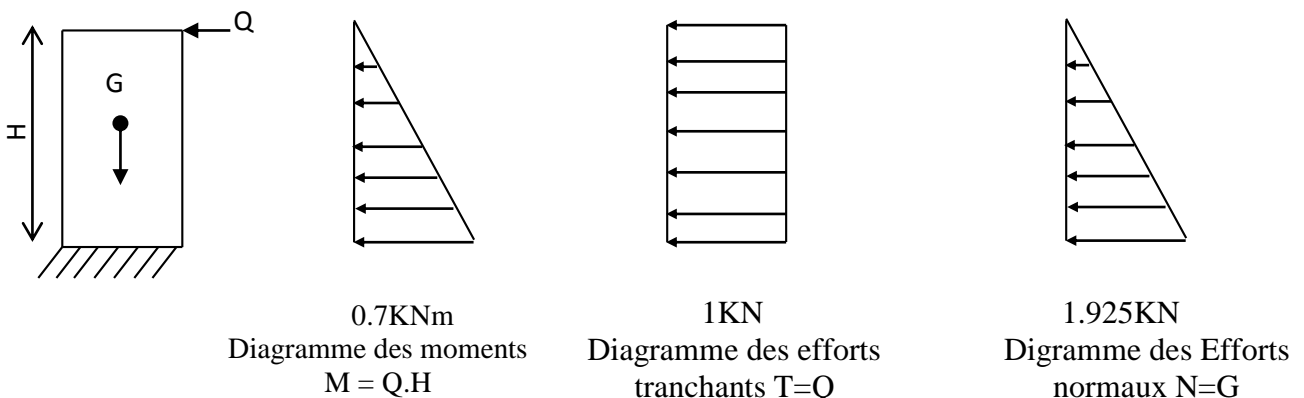


Figure III-6 : Diagrammes des efforts internes.

III-2-3- Ferrailage (flexion composée) :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

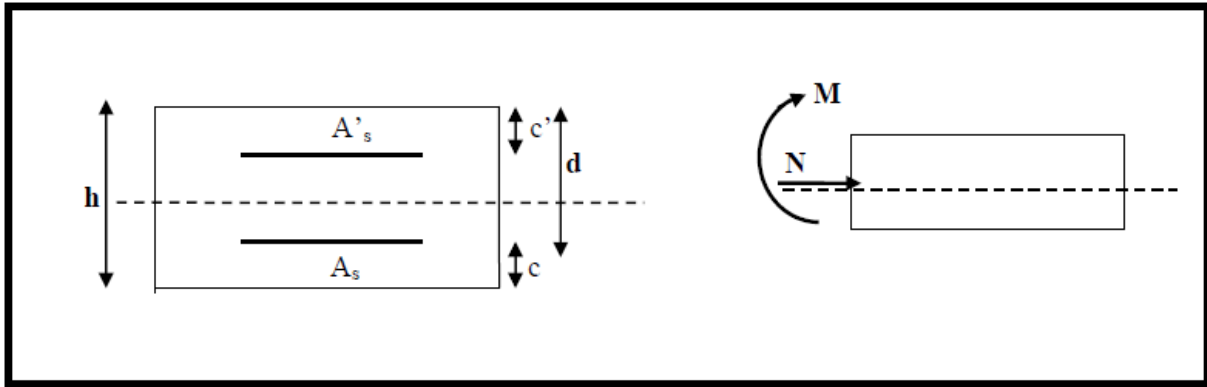


Figure III –7 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10cm.

b : Largeur de la section : 100cm.

c et c' : Enrobage : 3cm.

d : Hauteur utile (h – c) : 7cm.

M<sub>f</sub> : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

1) Calcul de l'excentricité :

$$\text{Calcul de l'excentricité} \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,6} = 0,403 \text{ m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M<sub>f</sub>)

2) Calcul d'armatures en flexion simple :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 2,6 \left( 0,403 + \frac{0,10}{2} + 0,03 \right) = 1,25 \text{ KN.m}$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

3) Calcul le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \theta = 1, \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} ; \mu = \frac{1,25 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0158 < \mu_{id} = 0,392$$

Donc la section est simplement armée (S.S.A).

**4) Armatures fictives (Flexion Simple)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires car la section est simplement

$$\text{armé } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}, \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.00158 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.992 \text{ Dans le tableau ou } \alpha = 0,0201$$

$$A_{stf} = \frac{1,25 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0$ , non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due à la main courante (échafaudage, échelle des pompiers...etc., ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

$$\text{Donc } A_{sc} = 0.45 \text{ cm}^2$$

**5) Armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,45 - \frac{2,6 \times 10}{348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

**6) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C.N.F  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

**a) Calcul la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right), \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,925} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left( \frac{36 - 0,455 \times 7}{36 - 0,185 \times 7} \right) = 0,799 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{st}^{min}$ , la section n'est pas vérifiée, donc on opte pour une section

$$A = A_{st}^{min} \geq 0,799 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4HA8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min}$$

Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**b) Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4HA8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**III-2-4- Vérification à l'ELU :****1) Vérification des espacements :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (**BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3**).

$$- S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

h = l'épaisseur totale de l'élément .

**2) Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1) :**

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

Avec :

Vu : Effort tranchant à l'ELU

b = Largeur de la bande considérée

d = Hauteur utile de la section.

$$Vu = 1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1,0,07} = 21,428 \text{ KN/m}^2 = 0,0214 \text{ MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau \leq \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**3) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1. 3) :**

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le **BAEL (A-6-1-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 0,8 = 10,048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,07 \cdot 10,048 \cdot 10^4} = 0,2369 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,1895 \leq \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée. Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**4) Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2) :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L<sub>s</sub> »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 30 \text{ cm}$

**5) Vérification de la section au flambement :**

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement de l'élément

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 2 \times 0,7 = 1,4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,4 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-4}}} = 15,34$$

$$\lambda \leq \max \left[ 50; \min \left( \frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50; \min(27,068; 100)]$$

$$\lambda = 15,34 < 50 \dots\dots\dots \text{ok}$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

**III-2-5-Vérification des contraintes à l'ELS :**

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable.

On doit vérifier :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

**a) Vérification de la contrainte dans l'acier : (BAEL 91 révisé 99-Art- A-4-5-3-3)**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

.  $\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\phi \geq 8\text{mm}$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e , \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} 400 , \text{Max} \left( \frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_s \beta_1 d} \quad ; \quad \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$\left. \begin{matrix} K_1 = 44,52 \\ \beta_1 = 0,916 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$  Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.

$$\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,911 \times 7 \times 2,01} = 54,314 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 54,314 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... Condition est vérifiée.

**b) Vérification des contraintes de compression dans le béton : (BAEL99/ Art.A.2.1.12).**

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} , \quad \text{dans le tableau } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,0224$$

$$\sigma_{bc} = 0,0224 \times 54,314 = 1,22 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ . ..... Condition est vérifiée.

**III-2-6- Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003):**

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule :

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

**Avec :**

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{matrix} \text{Zone II}_a \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{matrix} \right\} \xrightarrow{\text{Tab 4.1}} A = 0,15$$

C<sub>p</sub> : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

$C_p = 0,8$  Pour les éléments en console      **Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3**

$W_p$  = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25 \cdot (0,6 \cdot 0,1 + 0,2 \cdot 0,07 + 0,03 \cdot 0,2/2) = 1,925 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1,925 = 0,924 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique  $F_p$ , donc le ferrailage adopté est vérifié vis à vis des charges sismiques.

**Conclusion :**

Suite à toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

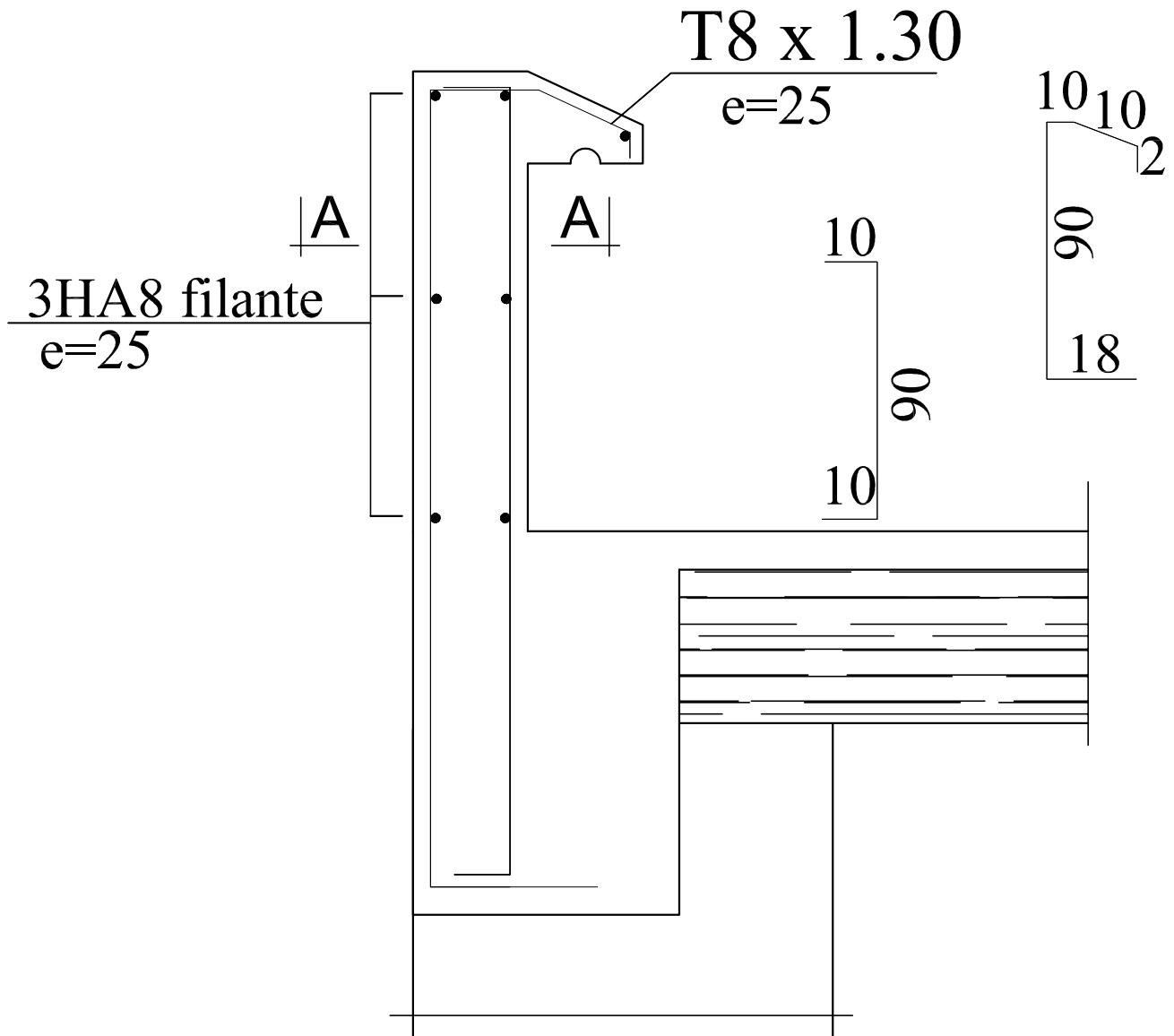
-02 nappes d'armatures

-4HA8/ml =  $2,01 \text{ cm}^2$  comme armatures principales pour chaque nappe.

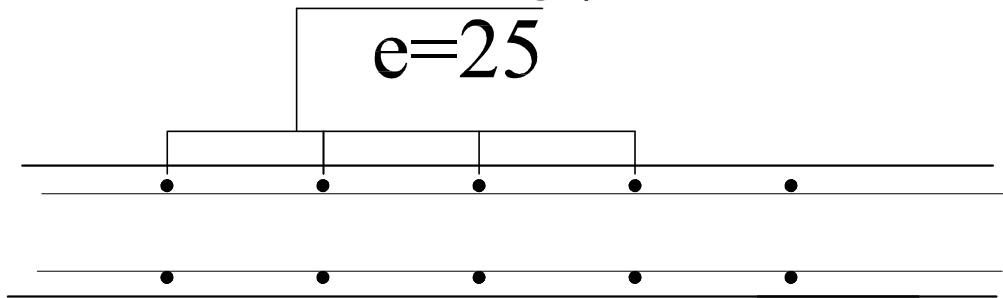
-4HA8/ml =  $2,01 \text{ cm}^2$  comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

# Ferrailage de l'acrotère

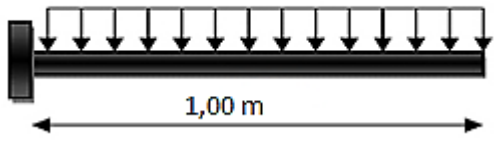


Coupe: A-A 4HA8 /ml  
 $e=25$



III-3- Balcon :

III-3-1- Caractéristiques et sollicitations :

		<b>Longueur</b>	L=1,00 m.
		<b>Hauteur</b>	h=0,15m
		<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	5,27KN/m <sup>2</sup> .
		<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>	Q =3,5KN/m <sup>2</sup> .
<b>Combinaisons des charges et sollicitations</b>	<b>ELU</b>	$q_u = (1,35G + 1.5Q) \times 1\text{ml}$	<b><math>q_u=12,3645\text{KN}</math></b>
	<b>Moment fléchissant</b>	$M_z=q_u \cdot x^2/2$	$M_z=-6,18225\text{KN.m}$
	<b>Efforts tranchant</b>	$T_y=q_u \cdot x$	$T_y=12,3645\text{KN}$
	<b>ELS</b>	$q_s =(G + Q) \times 1\text{ml}$	$q_s = 8,77 \text{ KN}$
	<b>Moment fléchissant</b>	$M_z=q_s \cdot x^2/2$	$M_z=-4,385 \text{ KN.m}$

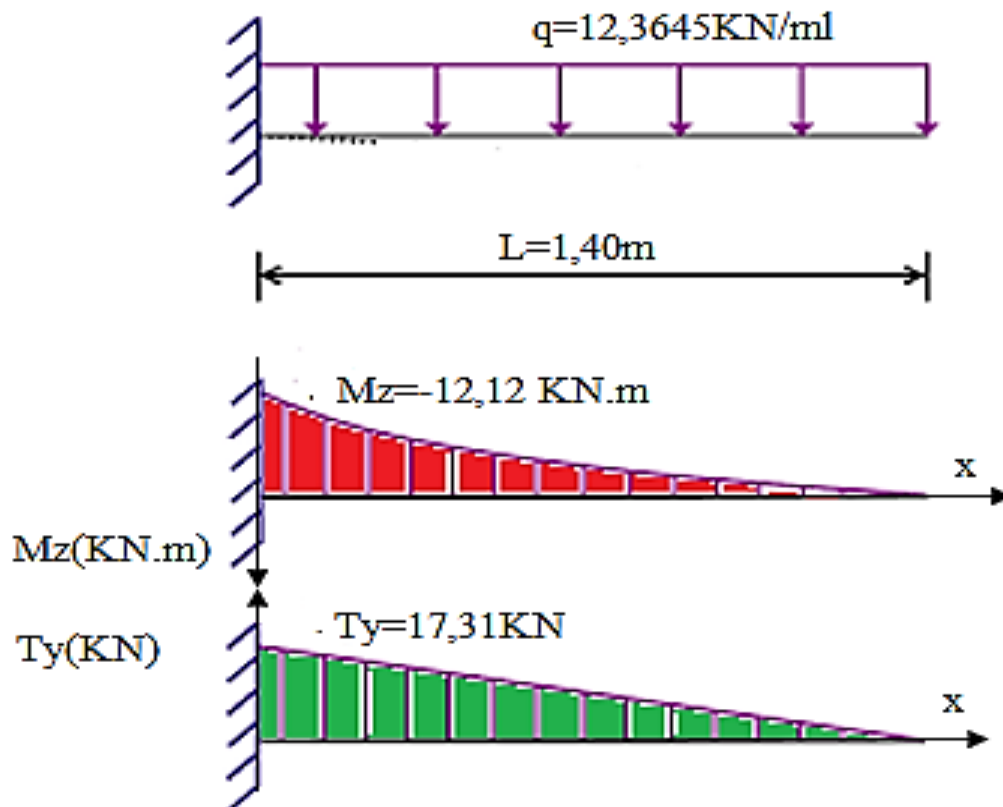
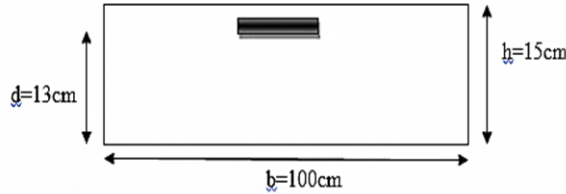


Diagramme des efforts internes

III-3-2- Ferrailage :

a) Hypothèse :

- ✓ Balcon est sollicité en flexion simple.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.



b) Calcul de ferrailage (flexion simple).

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,02576 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A.		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,0326$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,987$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 1,38\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min} = 1,57\text{cm}^2$
<b><math>A_p = 2,75\text{cm}^2</math> soit 4HA10=3,14cm<sup>2</sup>,</b>		
<b>Avec un espacement : <math>S = 25\text{cm} &lt; S_{\max} = \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}</math>.</b>		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0,785\text{cm}^2$
<b>4HA8=2,01cm<sup>2</sup>, avec un espacement : <math>S = 25\text{cm} &lt; S_{\max} = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}</math>.</b>		

III-3-3-Vérification à L'ELU :  $V_u = 12,3645\text{KN}$ .

a) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.1.211.).

✚ Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{12,3645 \times 10^3}{1000 \times 130}$$

$$\tau_u = 0,095\text{MPA}$$

✚ Contrainte cisaillement admissible

$$\tau_{u,adm} \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPA}) \quad \tau_{u,adm} = 2,50\text{MPA}$$

✚ Vérification

$$\tau_u \leq \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa})$$

$$0,095 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)

✚ Contrainte tangentielle

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{12,3645 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6}$$

Avec :  $\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$  .d'où :  $\tau_s = 0,842 \text{ MPA}$ .

✚ Contrainte tangentielle limite

$$\tau_{s,adm} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi = 1,5$  pour HA. D'où :  $\tau_{s,adm} = 2,835 \text{ MPA}$ .

✚ Vérification

$$\tau_s = 0,842 \leq \tau_{s,adm} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,842 < \tau_{s,adm} = 2,835 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :  $A_p \geq \frac{V_u}{\sigma_{s,adm}}$

$$\sigma_{s,adm} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_p = 3,14 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u}{\sigma_{s,adm}} = 0,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

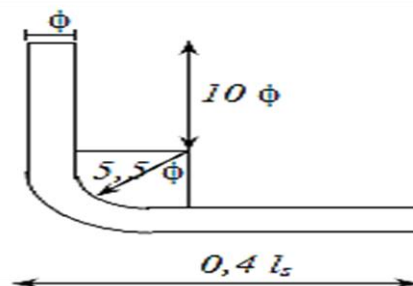
d) Calcul d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = 35,27 \text{ cm. avec } : \tau_{se} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 2,825 \text{ MPA.}$$

$$10 \times \phi = 10 \text{ cm.}$$

$$0,4 L_s = 15 \text{ cm.}$$

$$5,5 \times \phi = 5,5 \text{ cm}$$



**III-3-4- Vérification à L'ELS :**

<b>a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures (BAEL99/Art A.4.5,33)</b>		
Contrainte limite d'acier à la fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min(2/3f_e, \max(0,5x f_e ; 110(\eta f_{c28})^{1/2})$ $= \min(2/3 \times 400; \max(200 ; 110(1.6 \times 2.1)^{1/2}))$	$\sigma_s = 200 \text{MPa}$
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ Avec : $\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100.13} = 0,24$ $\beta = 0,921$ et $k = 48,29$	$\sigma_s = 166,64 \text{MPa}$
Vérification	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \leq \sigma_s = \min(2/3f_e, 110(\eta f_{c28})^{1/2})$	$166,64 < 200$ Vérifiée

<b>b) Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).</b>		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{166,64}{48,29}$	$\sigma_b = 3,45 \text{MPa}$
Vérification	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$	$3,45 < 15 \text{MPa}$ vérifiée

**c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,11 \geq 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \leftrightarrow 0,11 \geq 0,1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

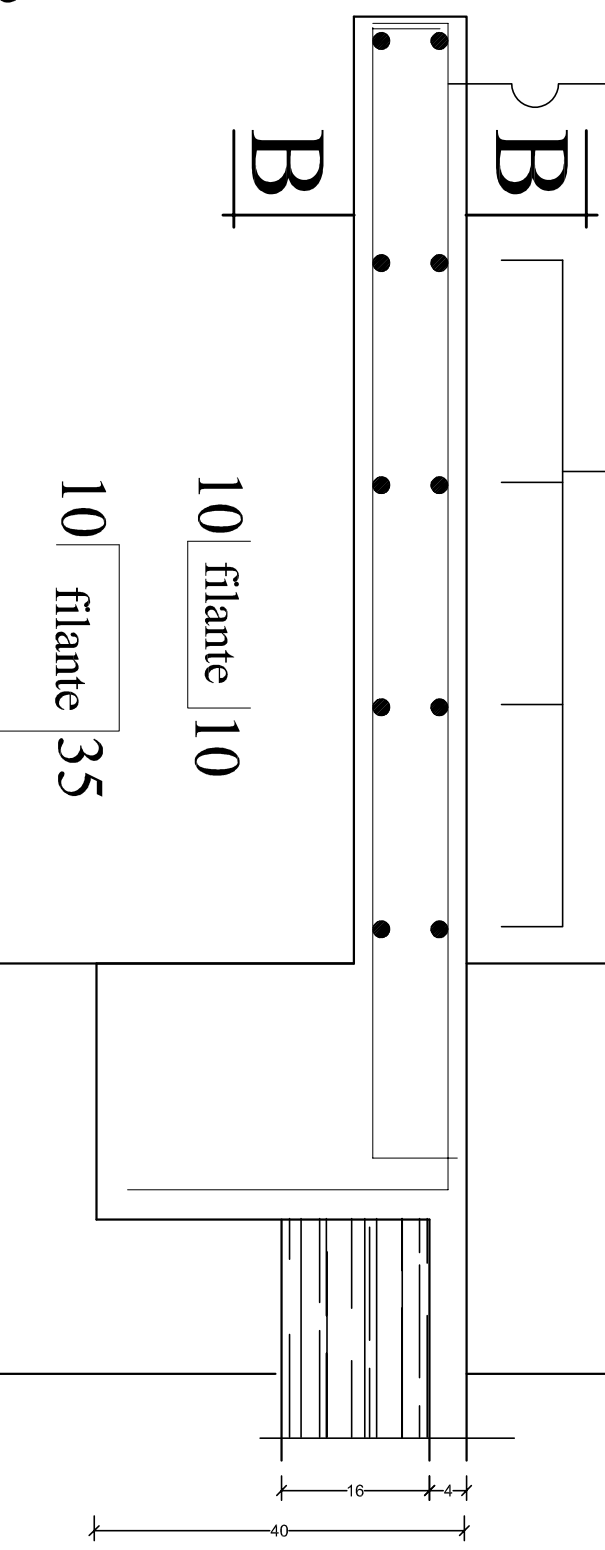
$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \leftrightarrow 0,0033 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

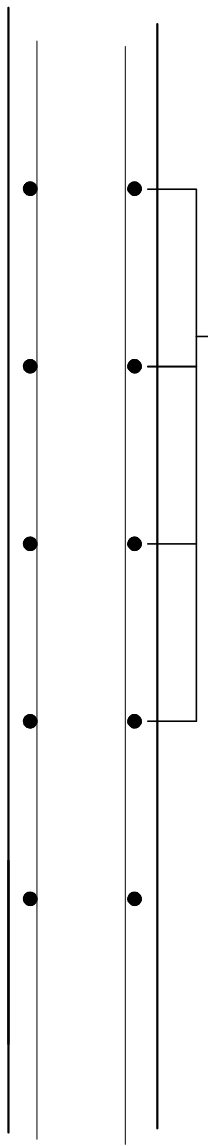
# Ferrailage des balcons

4HA10/ml  
e=25

2x4HA8/ml  
e=25

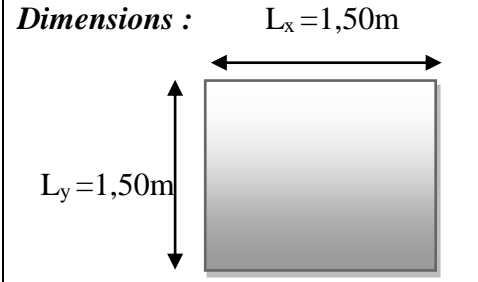


Coupe: B-B  
4HA10/ml  
e=25



III-4- Salle machine :

III-4-1- Caractéristique :

<b>Chargements</b>	<b>Uniformément répartie</b>	G=3,75KN/m <sup>2</sup> . Q=1KN/m <sup>2</sup> .	<b>Dimensions :</b> L <sub>x</sub> =1,50m 
	<b>Localisée</b>	P=90KN.	
<b>Domaine de portance</b>	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 1 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.		

III-4-2- Sollicitation

a) Due aux chargements uniformément répartis :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

$M_x = \mu_y \cdot M_x$

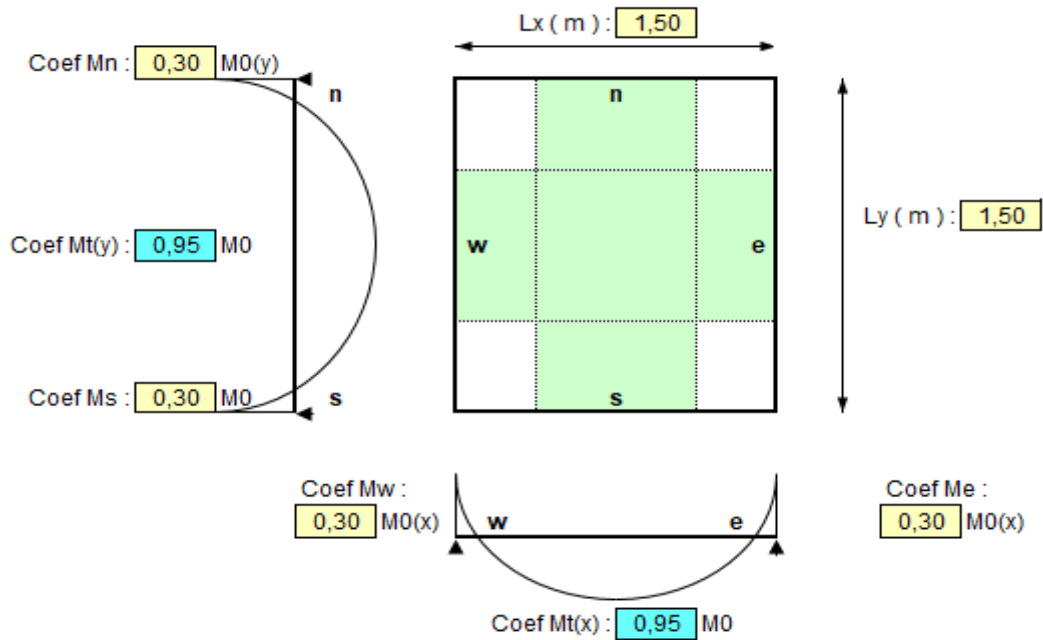
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<b>Chargement</b>	$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ $q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1$ $q_u = 6,5625 \text{ KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $q_s = 3,75 + 1$ $q_s = 4,75 \text{ KN/ml}$
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	<i>1</i>	<i>1</i>
<b>Coefficient de poisson</b>	<i>v=0</i>	<i>v=0,2</i>
$\mu_x$	<i>0,0368</i>	<i>0,0442</i>
$\mu_y$	<i>1</i>	<i>1</i>
$M_{x1}$	<i>0,543375 KN.m</i>	<i>0,4723875 KN.m</i>
$M_{y1}$	<i>0,543375 KN.m</i>	<i>0,4723875 KN.m</i>

b) Due aux chargements localisés :  $M_{x2} = P(M_1 + \nu M_2)$        $M_{y2} = P(M_2 + \nu M_1)$

c) Superposition des moments :

<u>Dimensions :</u>		
Feuille moyenne	$U = U_0 + 2\xi e + h_0$ et $U = U_0 + 2\xi e + h_0$ Avec $U_0 = V_0 = 75$ cm, $e = 0$ (pas de revêtement). $U = V = 90$ cm.	
Evaluation des moments $M_1$ et $M_2$ Abaque de PEGEAUD	$\rho = 1$ $\frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = 0,60$ $M_1 = M_2 = 0,076$	
Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$	ELU : $\nu = 0$	ELS : $\nu = 0,2$
	$P_U = 1,35P = 121,5$ KN	$P_S = P = 90$ KN
	$M_{x2} = M_{y2} = 9,234$ KN.m	$M_{y2} = M_{x2} = 8,208$ KN.m
	ELU	ELS
$M_x = M_{x1} + M_{x2}$	9,774 KN.m	8,68 KN.m
$M_y = M_{y1} + M_{y2}$	9,774 KN.m	8,68 KN.m

d) Correction des moments :  $M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq 1,25M_x$



ELU	ELS
$0,3M_x = 0, 3 \times 9,774 = 2,9322 \text{ KN.m.}$ $0,95M_x = 0, 95 \times 9,774 = 9,2853 \text{ KN.m.}$ $0,95M_y = 0,95 \times 9,774 = 9,2853 \text{ KN.m.}$	$0,3M_x = 0, 3 \times 8,68 = 2,604 \text{ KN.m.}$ $0,95M_x = 0, 95 \times 8,68 = 8,246 \text{ KN.m.}$ $0,95M_y = 0,95 \times 8,68 = 8,246 \text{ KN.m.}$

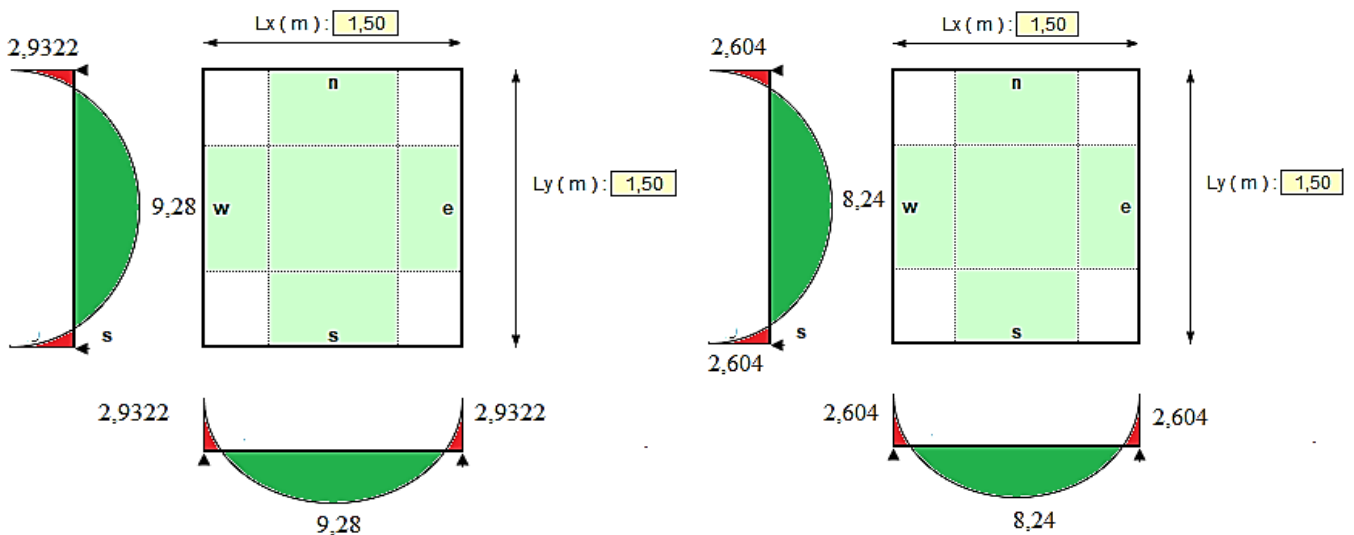


Diagramme des moments fléchissant a ELU et ELS respectivement.

III-4-3- Ferrailage (flexion simple) :

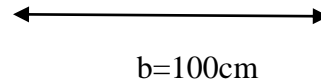
Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple. Comme  $M_x^t = M_y^t$ .



On opte le même ferrailage.

$d=13\text{cm}$

$h=15\text{cm}$



	<i>En travée</i>	<i>En appuis</i>
Le moment	$M_t = 9,2853 \text{ KN.m}$	$M_a = 2,9322 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,0387 < 0,392$ S.S.A ( $A_c=0$ ).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,012 < 0,392$ S.S.A ( $A_c=0$ ).
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,0493$	$\alpha = 0,015$
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,980$	$\beta = 0,994$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 2,09 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 0,652 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 1,2 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
$A_{adp}$	5HA8=2,51cm <sup>2</sup>	5HA8=2,51cm <sup>2</sup>
Espacement	$S_t = 20 \text{ cm}$	$S_t = 20 \text{ cm}$

**III-4-3-Vérification a ELU:**

<b>a) Diamètre maximale des barres</b>	
$\phi_{max} < h/10$	$\phi_{max} = 8 \text{ mm} < 150/10 = 15 \text{ mm}$

<b>b) Espacement des barres</b>	
Fissuration préjudiciable +chargement localisée : $S_t < \min(2h_t, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .	En travée : $S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$ CV. En appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$ CV.

<b>c) Vérification de poinçonnement</b>	
$P_u < P_c = 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$ Avec : $U_c = 2x(U+V) = 380\text{cm}$ . $h_0 = 15\text{cm}$ .	$P_u = 121,5 \text{ KN} < P_c = 427,5 \text{ KN}$ . Condition vérifiée
Aucune armature transversale n'est nécessaire	

d) Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{T}{b.d} < 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b$		
L'effort tranchant :	Charge uniforme	$T = \frac{P}{3.L_x} = \frac{6,5625 \times 1,5 \times 1,5}{3 \times 1,5} = 3,3125 \text{KN.}$
	Charge localisée	$T = P_u / 3L_x = 121,5 / (3 \times 1,5) = 27 \text{KN.}$
	Efforts tranchants :	$T = 3,3125 + 27 = 30,3125 \text{KN.}$
$\tau_u = \frac{T}{b.d} < 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b$		0,233MPa < 1,167MPa condition vérifiée.

**III-4-4- Vérification à ELS :**

**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée	En appui
$M_s^t = 8,246 \text{ KN.m}$	$M_s^a = 2,604 \text{ KN.m}$
$\mu = 0,034$	$\mu = 0,011$
$\alpha = 0,0458$	$\alpha = 0,0138$
$\gamma = 1,13$	$\gamma = 1,13$
$\alpha = 0,313 < 0,415$ condition vérifiée	$\alpha = 0,313 < 0,415$ condition vérifiée.

*Le calcul des contraintes n'est pas nécessaire.*

**b) Etat limite de déformation :**

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

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

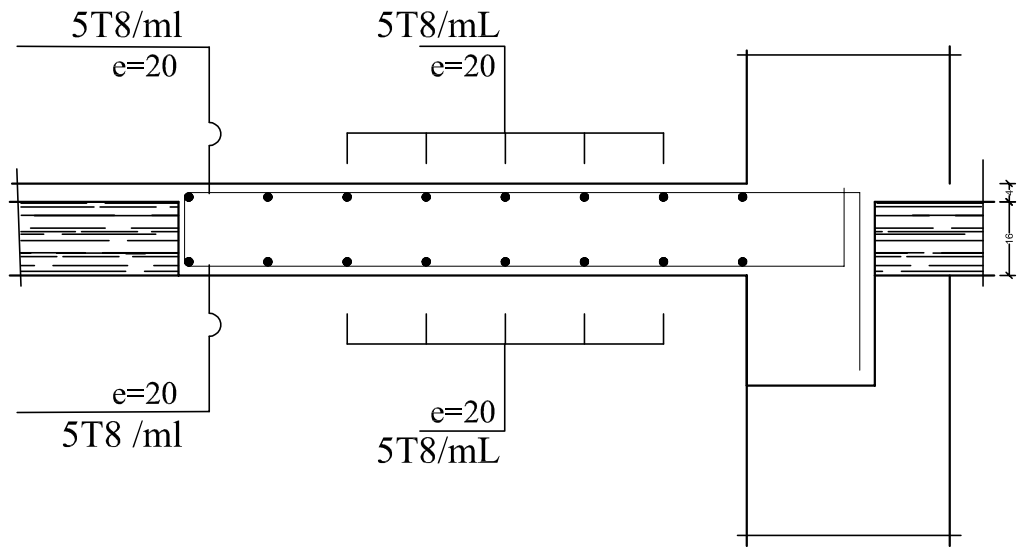
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \leftrightarrow 0,1 \geq 0,095 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \leftrightarrow 0,0019 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

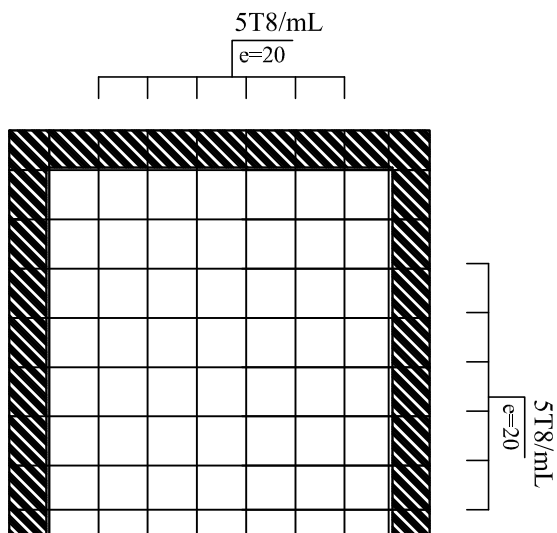
*Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.*

# Ferrailage dalle salle machine

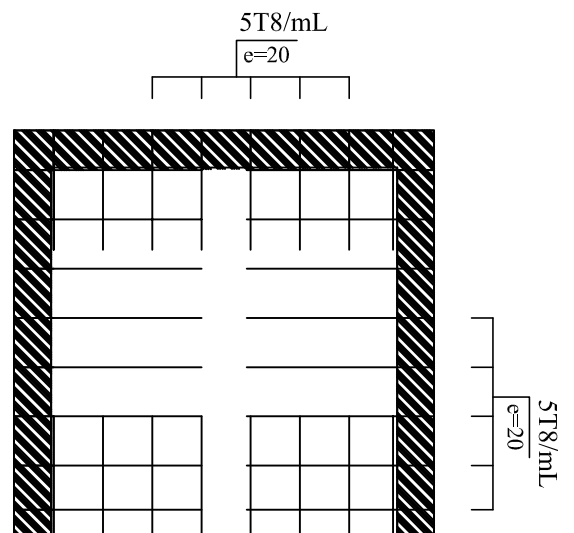
sens X-X . Y-Y



## Ferrailage en travée



## Ferrailage au appuis



III-5- Escalier étage courant :III-5-1- Caractéristiques et sollicitations :

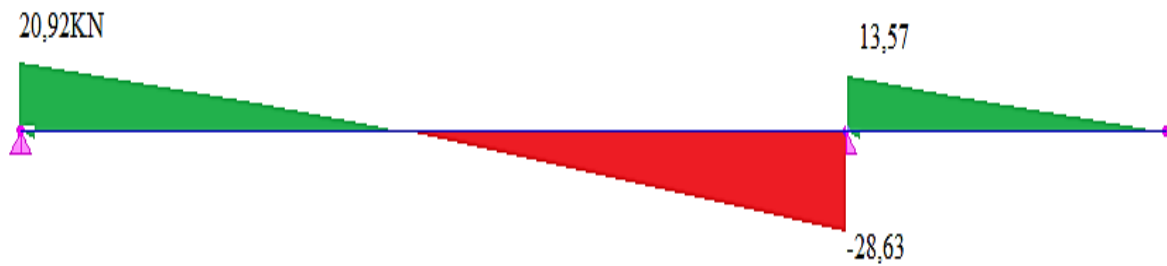
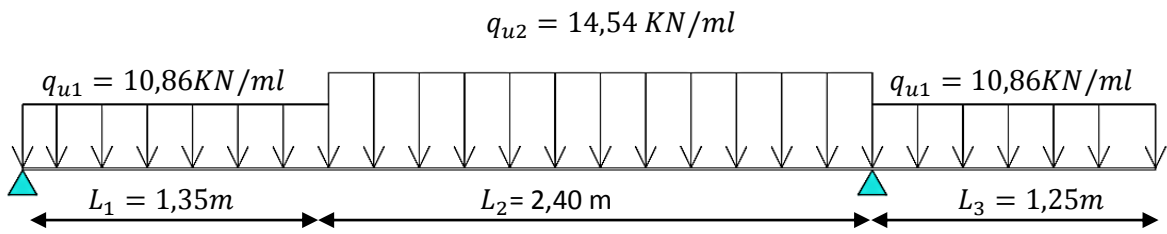
<b><u>Dimensions</u></b>	la hauteur de contre marche	h=17cm
	la hauteur du giron	g=30cm
	L'épaisseur de paillasse et du palier	Ep=15cm
<b><u>Chargements</u></b>		
	<b>G</b>	<b>Q</b>
<b><u>Palier</u></b>	5,27KN/m <sup>2</sup>	2,5KN/m <sup>2</sup>
<b><u>Paillasse</u></b>	7,995KN/m <sup>2</sup>	2,5KN/m <sup>2</sup>
<b><u>Combinaisons de charges</u></b>		
	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b><u>Palier</u></b>	$q_{u_1} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p$ $= (1,35 \times 5,27 + 1,5$ $\times 2,5) \times 1 = 10,86 \frac{KN}{ml}$	$q_{u_1} = G_p + Q_p$ $= (5,27 + 2,5) \times 1 m$ $= 7,77 \frac{KN}{ml}$
<b><u>Paillasse</u></b>	$q_{u_2} = 1,35 G_{pa} + 1,5 Q_{pa}$ $= (1,35 \times 7,995 + 1,5$ $\times 2,5) \times 1 ml = 14,54 \frac{KN}{ml}$	$q_{u_2} = G_p + Q_p$ $= (7,995 + 2,5) \times 1 m$ $= 10,50 \frac{KN}{ml}$

III-5-2- Les efforts internes :

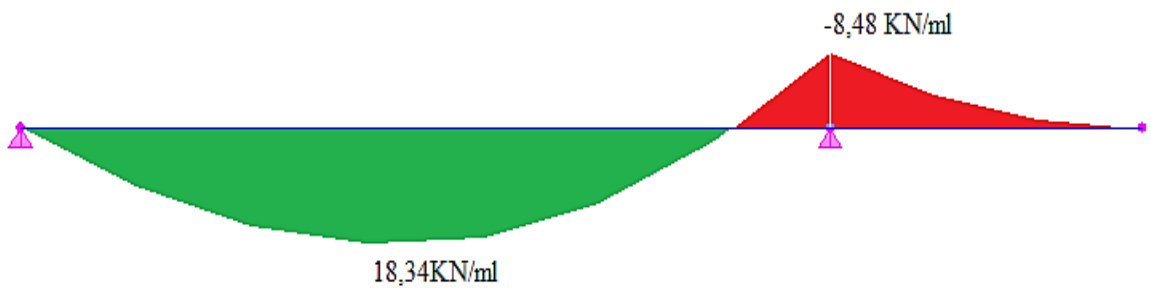
<b>Schéma isostatique</b>	
<b>Les réactions d'appuis</b>	
$\Sigma F/y = 0$	$R_A + R_B = q_{u_2} * L_2 + q_{u_1} * (L_1 + L_3)$

	$R_A + R_B = 34,896 + 14,661 + 13,575$ $R_A + R_B = 63,13\text{KN}$	
$\Sigma M/A = 0$	$R_B = (q_{u1} * \frac{l_1^2}{2} + q_{u2} * (\frac{l_2}{2} + l_1) + q_{u1} * (\frac{l_3}{2} + l_1 + l_2)) / (l_1 + l_2)$ $R_B = \frac{9,896 + 88,98 + 59,39}{3,75}$ $R_B = 42,20\text{KN}$	
$\Sigma M/B = 0$	$R_A = (-q_{u1} * \frac{l_3^2}{2} + q_{u2} * \frac{l_2^2}{2} + q_{u1} * (\frac{l_1}{2} + l_2)) / (l_1 + l_2)$ $R_A = \frac{-8,48 + 41,87 + 45,08}{3,75}$ $R_A = 20,93\text{KN}$	
Vérification	$R_A + R_B = 20,93 + 42,20$ $R_A + R_B = 63,13\text{KN}$	
<b>Les efforts internes</b>		
<b>1<sup>er</sup> trançon <math>0m \leq x \leq 1,35m</math></b>		
<b>Efforts interne</b>	<b>Equation</b>	<b>Les valeurs</b>
		<b><math>x=0m</math></b> <b><math>x=1,35m</math></b>
<b>Efforts tranchant</b>	$T_Y = R_A - q_{u1} * x$	$T_Y=20,92\text{KN}$ $T_Y=6,259\text{KN}$
<b>Moment fléchissant</b>	$M_z = R_A * x - q_{u1} * x^2 / 2$	$M_z = 0\text{KN.m}$ $M_z = 18,34\text{KN.m}$
<b>2<sup>er</sup> trançon <math>1,35m \leq x \leq 3,75m</math></b>		
<b>Efforts internes</b>	<b>Equations</b>	<b>Les valeurs</b>
		<b><math>x=1,35m</math></b> <b><math>X=3,75m</math></b>
<b>Efforts tranchant</b>	$T_Y = R_A + q_{u1} * L_1 - q_{u2}(x - L_1)$	$T_Y=6,259\text{KN}$ $T_Y=-28,63\text{KN}$
<b>Moment fléchissant</b>	$T_Y = R_A * x + q_{u1} * l_1(x - L_1/2) - q_{u2}(x - L_1)^2 / 2$	$M_z = 18,34\text{KN.m}$ $M_z = -8,48\text{KN.m}$
<b>3<sup>er</sup> trançon <math>0m \leq x \leq 1,25m</math></b>		

Efforts internes	Equations	Les valeurs	
		$x=0m$	$x=1,25m$
Efforts tranchant	$T_Y = +q_{u1} * x$	$T_Y=0KN$	$T_Y=13,575KN$
Moment fléchissant	$M_z = -q_{u1} * x^2/2$	$M_z = 0KN.m$	$M_z = -8,48KN.m$



Efforts tranchants a ELU



Moment fléchissant a ELU

Diagramme des efforts internes à ELU.



**b. Calcul des armatures aux appuis :**  $M_a^{\max} = -8,48 \text{ KN.m}$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,035 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0,045$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta=0,982$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 1,91 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min}=1,57 \text{ cm}^2$
<b><math>A_p = 1,91 \text{ cm}^2</math> soit <math>4\text{HA}10=3,14 \text{ cm}^2</math>,</b>		
<b>Avec un espacement : <math>S = 25 \text{ cm} &lt; S_{\max} = \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}</math>.</b>		
Les armatures de répartition	A/4	$0,785 \text{ cm}^2$
<b><math>4\text{HA}10=3,14 \text{ cm}^2</math>, avec un espacement : <math>S=25 \text{ cm} &lt; S_{\max} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}</math>.</b>		

**III-5-4- Vérification à L'ELU :  $V_u=28,63 \text{ KN}$ .**

a) Vérification de la contrainte de cisaillement.		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{28,63 \times 10^3}{1000 \times 130}$	$\tau_u = 0,220 \text{ MPA}$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA})$	$\tau_u = 2,50 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA})$	$0,220 < 2,5$ vérifiée

b) Vérification de l'adhérence		
Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{28,63 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72}$ Avec : $\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$ .	$\tau_s = 1,62 \text{ MPA}$
Contrainte tangentielle limite	$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$ Avec : $\psi = 1,5$ pour HA	$\tau_s = 2,835 \text{ MPA}$

Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_s = 1,62 \leq \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{c28}$	1,62 < 2,835 vérifiée
---	--	--------------------------

d) Calcul de ancrage :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = 35,39 \phi \text{ cm}$ . avec :  $\tau_{se} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 2,825 \text{ MPA}$ .

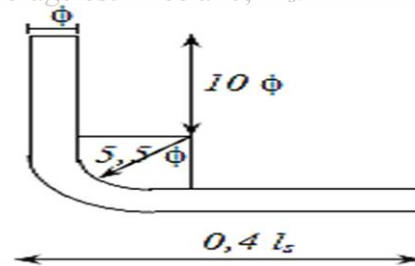
Vu que  $l_s$  dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_s$ .

$\phi = 12 \text{ mm}$  :

$$0,4l_s = 0,4 \cdot 35,39 \cdot 1,2 = 16,9872 = 20 \text{ cm}$$

$\phi = 10 \text{ mm}$  :

$$0,4l_s = 0,4 \cdot 35,39 \cdot 1 = 14,16 = 15 \text{ cm}$$



III-5-5- Vérification à L'ELS :

III-5-5-1- Les efforts internes :

<i>Schéma isostatique</i>	
$q_{s2} = 10,50 \text{ KN/ml}$ 	
<i>Les réactions d'appuis</i>	
$\Sigma F/y = 0$	$R_A + R_B = q_{s2} \cdot L_2 + q_{s1} \cdot (L_1 + L_3)$ $R_A + R_B = 10,48 + 25,2 + 9,71$ $R_A + R_B = 45,40 \text{ KN}$
$\Sigma M/A = 0$	$R_B = (q_{s1} \cdot \frac{l_1^2}{2} + q_{s2} \cdot (\frac{l_2}{2} + l_1) + q_{s1} \cdot (\frac{l_3^2}{2} + l_1 + l_2)) / (l_1 + l_2)$ $R_B = \frac{7,08 + 64,26 + 42,49}{3,75}$ $R_B = 30,35 \text{ KN}$
$\Sigma M/B = 0$	$R_A = (-q_{s1} \cdot \frac{l_3^2}{2} + q_{s2} \cdot \frac{l_2^2}{2} + q_{s1} \cdot (\frac{l_1}{2} + l_2)) / (l_1 + l_2)$

	$R_A = \frac{-6,07 + 30,24 + 32,25}{3,75}$ $R_A = 15,046\text{KN}$		
<b>Vérification</b>	$R_A + 30,35 + 15,046$ $R_A + R_B = 45,40 \text{ KN}$		
<b>Les efforts internes</b>			
<b>1<sup>er</sup> trançon <math>0m \leq x \leq 1,35m</math></b>			
<b>Efforts interne</b>	<b>Equation</b>	<b>Les valeurs</b>	
		<b><math>x=0m</math></b>	<b><math>x=1,35m</math></b>
<b>Efforts tranchant</b>	$T_Y = R_A - q_{s1} * x$	15,046 KN	$T_Y = 4,56\text{KN}$
<b>Moment fléchissant</b>	$M_Z = R_A * x - q_{s2} * x^2 / 2$	$M_Z = 0\text{KN.m}$	$M_Z = 13,23\text{KN.m}$
<b>2<sup>er</sup> trançon <math>1,35m \leq x \leq 3,75m</math></b>			
<b>Efforts internes</b>	<b>Equations</b>	<b>Les valeurs</b>	
		<b><math>x=1,35m</math></b>	<b><math>X=3,75m</math></b>
<b>Efforts tranchant</b>	$T_Y = R_A - q_{s1} * L_1 - q_{s2}(x - L_1)$	$T_Y = 4,56\text{KN}$	$T_Y = -20,64\text{KN}$
<b>Moment fléchissant</b>	$M_Y = R_A * x + q_{s1} * l_1$ $* (x - L_1/2)^2$ $- q_{s2}(x - L_1)^2 / 2$	$M_Z = 13,23\text{KN.m}$	$M_Z = -6,07\text{KN.m}$
<b>3<sup>er</sup> trançon <math>0m \leq x \leq 1,25m</math></b>			
<b>Efforts internes</b>	<b>Equations</b>	<b>Les valeurs</b>	
		<b><math>x=0m</math></b>	<b><math>x=1,25m</math></b>
<b>Efforts tranchant</b>	$T_Y = +q_{u1} * x$	$T_Y = 0\text{KN}$	$T_Y = 9,71\text{KN}$
<b>Moment fléchissant</b>	$M_Z = -q_{u1} * x^2 / 2$	$M_Z = 0\text{KN.m}$	$M_Z = -6,07\text{KN.m}$

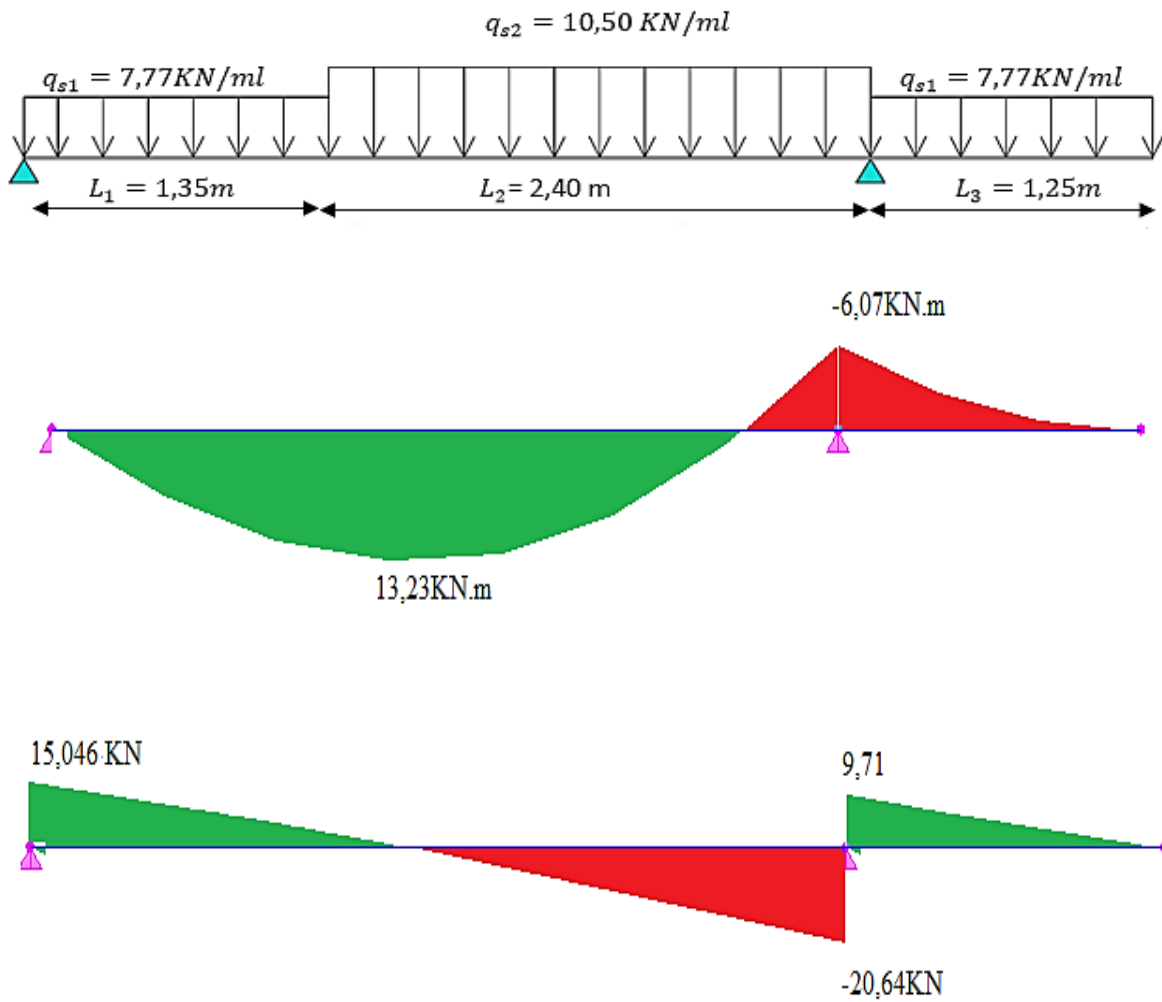


Diagramme des efforts internes à ELS.

- a. **Vérification a l'état d'ouverture des fissures** : (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :  
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.
- b. **État limite de compression du béton** (Art A.4.5.2 BAEL91) :  
➤ **En travée** :  $M_s = 13,23 \text{ KN.m}$

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ <p>Avec : <math>\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,49}{100 \cdot 13} = 0,348</math></p> <p><math>\beta = 0,906</math> et <math>k = 37,53</math></p>	$\sigma_s = 248,461 \text{ MPa}$

Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = 248,46/37,53$	6,62MPa
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 6,62 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Condition vérifiée

➤ Aux appuis  $M_s=6,07\text{KN.m}$

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ <p>Avec : <math>\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \cdot 13} = 0,24</math></p> $\beta = 0,915 \text{ et } k = 41,42$	$\sigma_s = 162,509 \text{ MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = 162,509/41,42$	3,92MPa
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 3,92 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Condition vérifiée

c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

**Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)**

On doit vérifier que :  $f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^2}{384 \cdot E_v \cdot I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est :  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$$q_s = 10,55 \text{ KN/ml}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$l = 3,75 \text{ m}$  : portée entre nus d'appuis,

$E_v$  : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 4,49 = 1567,35 \text{ cm}^2$$

$S_{xx}$  : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,49 \times 13 = 12125,55 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12125,55}{1567,35} = 7,74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 4,49 \times (7,26 - 2)^2 = 30074,813 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,50 \times 3,75^2 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 30074,813 \times 10^{-8}} = 0,0059 \text{ m} = 0,59 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{3,75}{500} = 0,75$$

$f = 0,59 < \bar{f} = 0,75$ .....Condition vérifiée.

**III-6- Escalier RDC :**

**III-6-1- Les efforts internes**

Le même calcul précédant saura effectuée pour le calcul de l'escalier. A l'aide de logiciel **ETABS** on obtiens les résultats suivant :

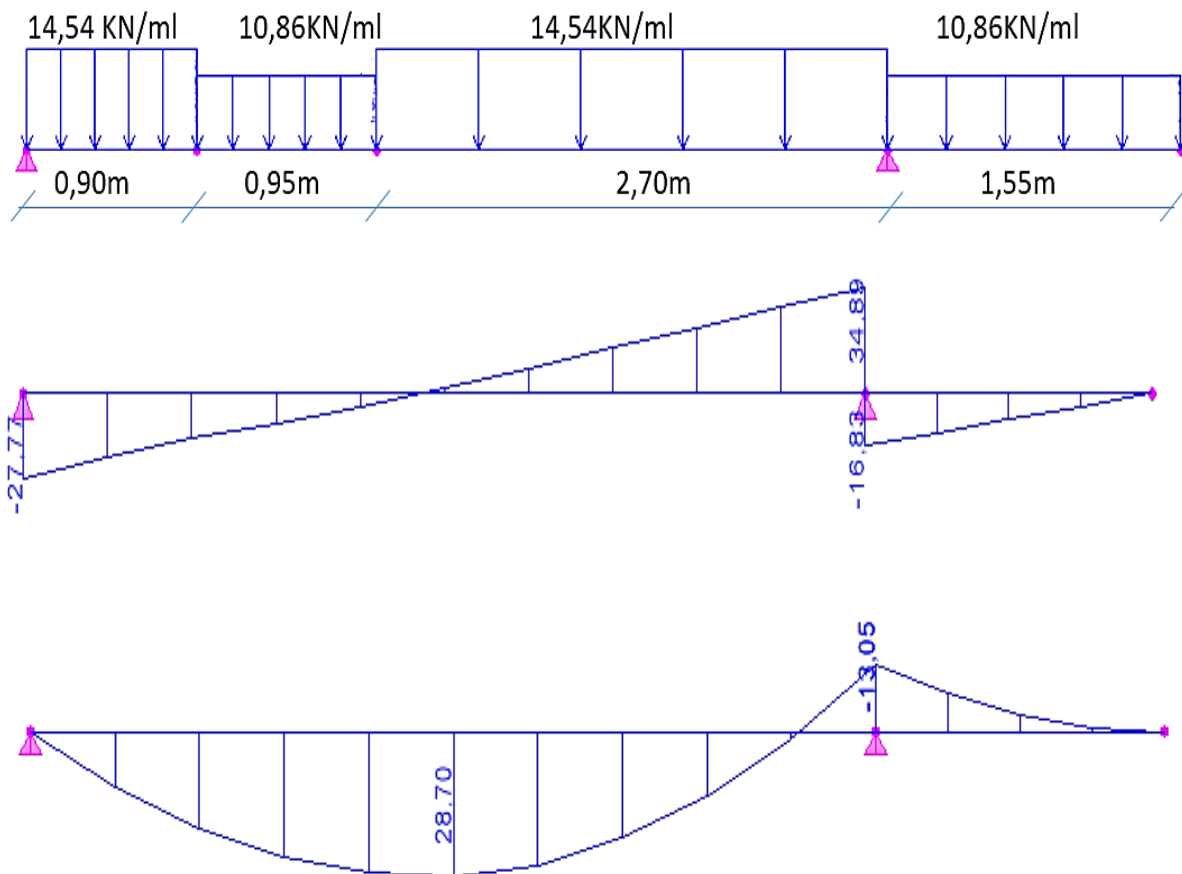


Diagramme des efforts internes a ELU avec logiciel ETABS.

**III-6-2- calcul de ferrailage :**

**a. Calcul des armatures en travée :**  $M_t^{\max} = 28,70 \text{ KN.m}$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu}bd^2} = 0,119 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0,159$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta=0,936$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u/\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 6,776\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28}/f_e$	$A_{\min}=1,57\text{cm}^2$
<b><math>A_p = 6,78\text{cm}^2</math> soit 6HA12=6,782cm<sup>2</sup>,</b>		
<b>Avec un espacement : S= 15cm &lt; S<sub>max</sub>=min (2h, 25cm) =25cm.</b>		
Les armatures de répartition	A/4	1,695cm <sup>2</sup>
<b>4HA10=3,14cm<sup>2</sup>, avec un espacement : S=25cm &lt; S<sub>max</sub>=min (3h, 33cm) =33cm.</b>		

**b. Calcul des armatures aux appuis :**  $M_a^{\max} = -13,05\text{KN.m}$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu}bd^2} = 0,054 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0,056$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta=0,977$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u/\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 2,95\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28}/f_e$	$A_{\min}=1,57\text{cm}^2$
<b><math>A_p = 2,95\text{cm}^2</math> soit 6HA10=4,71cm<sup>2</sup>,</b>		
<b>Avec un espacement : S= 15cm &lt; S<sub>max</sub>=min (2h, 25cm) =25cm.</b>		
Les armatures de répartition	A/4	1,1775cm <sup>2</sup>

4HA10=3,14cm<sup>2</sup>, avec un espacement : S=25cm < S<sub>max</sub>=min (3h, 33cm) =33cm.

### III-6-3- Vérification à L'ELU : Vu=34,89KN.

- Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{34,89 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,268 \text{MPA.}$$

- Contrainte cisaillement admissible

$$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPA}) = 2,50 \text{MPA.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPA})$$

$$0,268 < 2,5 \text{ condition vérifiée.}$$

### b) Vérification de l'adhérence

- Contrainte tangentielle

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{34,89 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 226,08} = 1,319 \text{MPA}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{mm.}$$

- Contrainte tangentielle limite

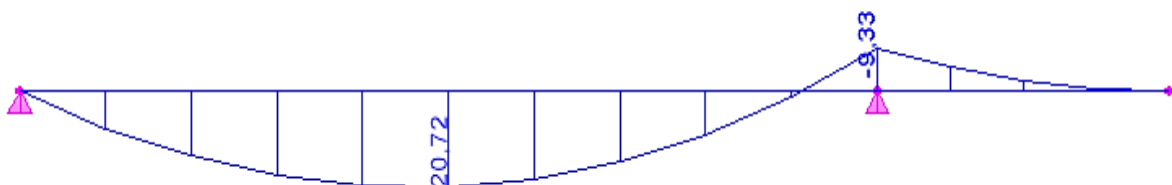
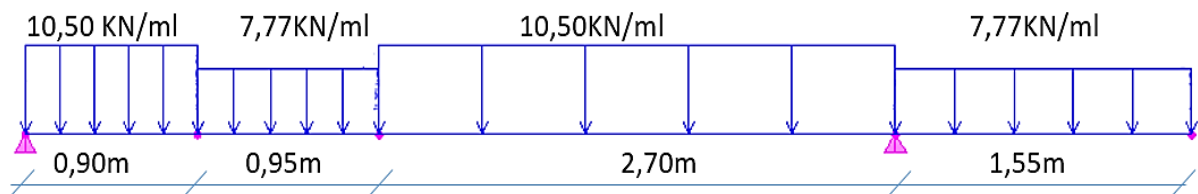
$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_s = 1,319 \leq \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{MPA.}$$

### III-6-4- Vérification à L'ELS :

#### III-6-4-1- Les efforts internes :



**Diagramme des efforts interne à ELS avec logiciel ETABS.****c. d'ouverture des fissures :** (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

**d. Etat limite de compression du béton** (Art A.4.5.2 BAEL91) :

➤ **En travée :  $M_s=20,72$  KN.m**

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,782}{100 \cdot 13} = 0,522$ $\beta = 0,891$ et $k=31,15$	$\sigma_s = 263,56 \text{ MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = 263,56/31,15$	8,46 MPa
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 8,46 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Condition vérifiée

➤ **Aux appuis  $M_s=9,33$  KN.m**

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \cdot 13} = 0,362$ $\beta = 0,904$ et $k=36,998$	$\sigma_s = 168,376 \text{ MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = 168,37/36,998$	4,551 MPa
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 4,551 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Condition vérifiée

**c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :****Vérification de la flèche** (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier que :  $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est :  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$$q_s = 10,55 \text{ KN/ml}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$l = 4,55 \text{ m}$  : portée entre nus d'appuis,

$E_V$  : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t(V_2 - C)^2$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 6,78 = 1601,7 \text{ cm}^2$$

$S_{xx}$  : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 13 = 12572,1 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12572,1}{1601,7} = 7,85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,85 = 7,15 \text{ cm}$$

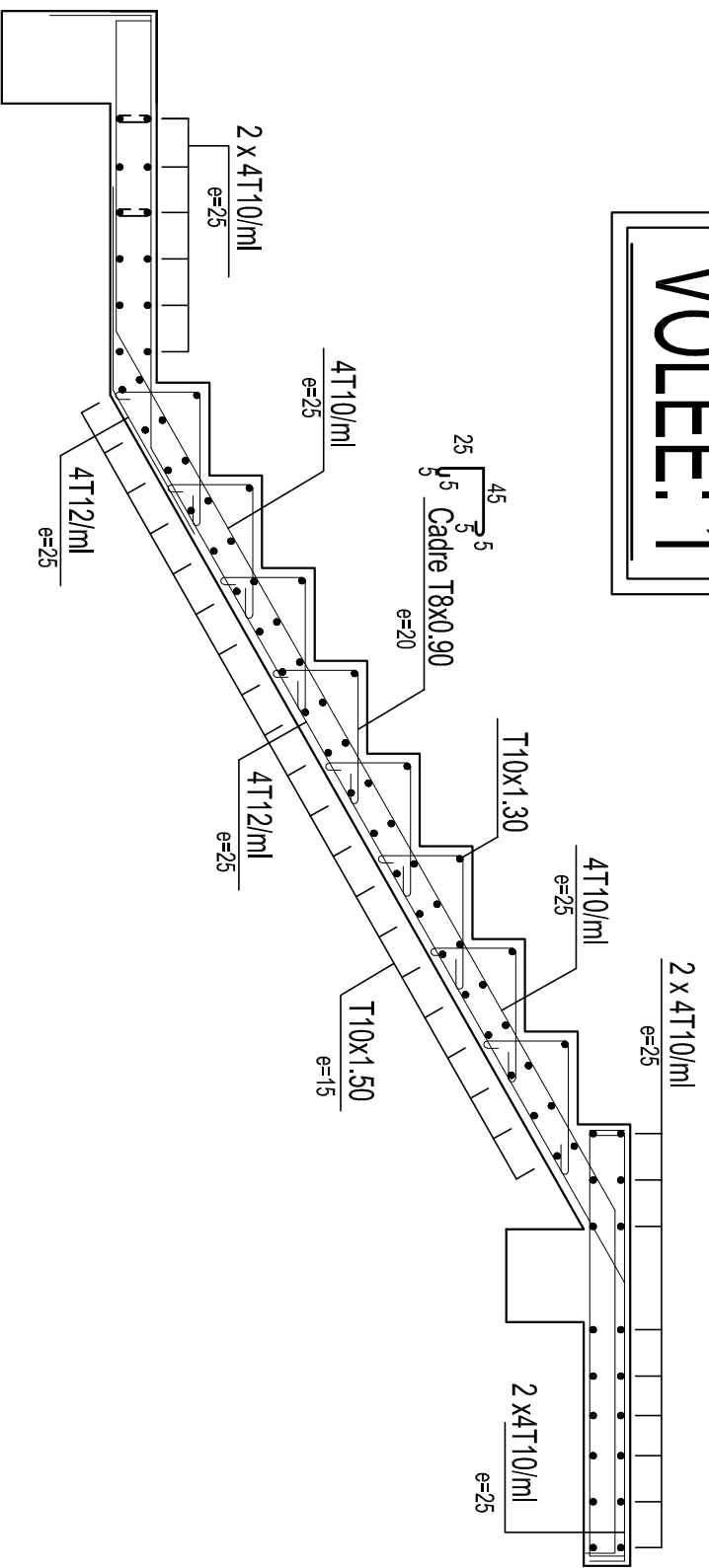
$$I = \frac{100}{3}(7,85^3 + 7,15^3) + 15 \times 6,78 \times (7,15 - 2)^2 = 31006,088 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,50 \times 4,55^2 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 31006,088 \times 10^{-8}} = 0,0084 \text{ m} = 0,84 \text{ cm}$$

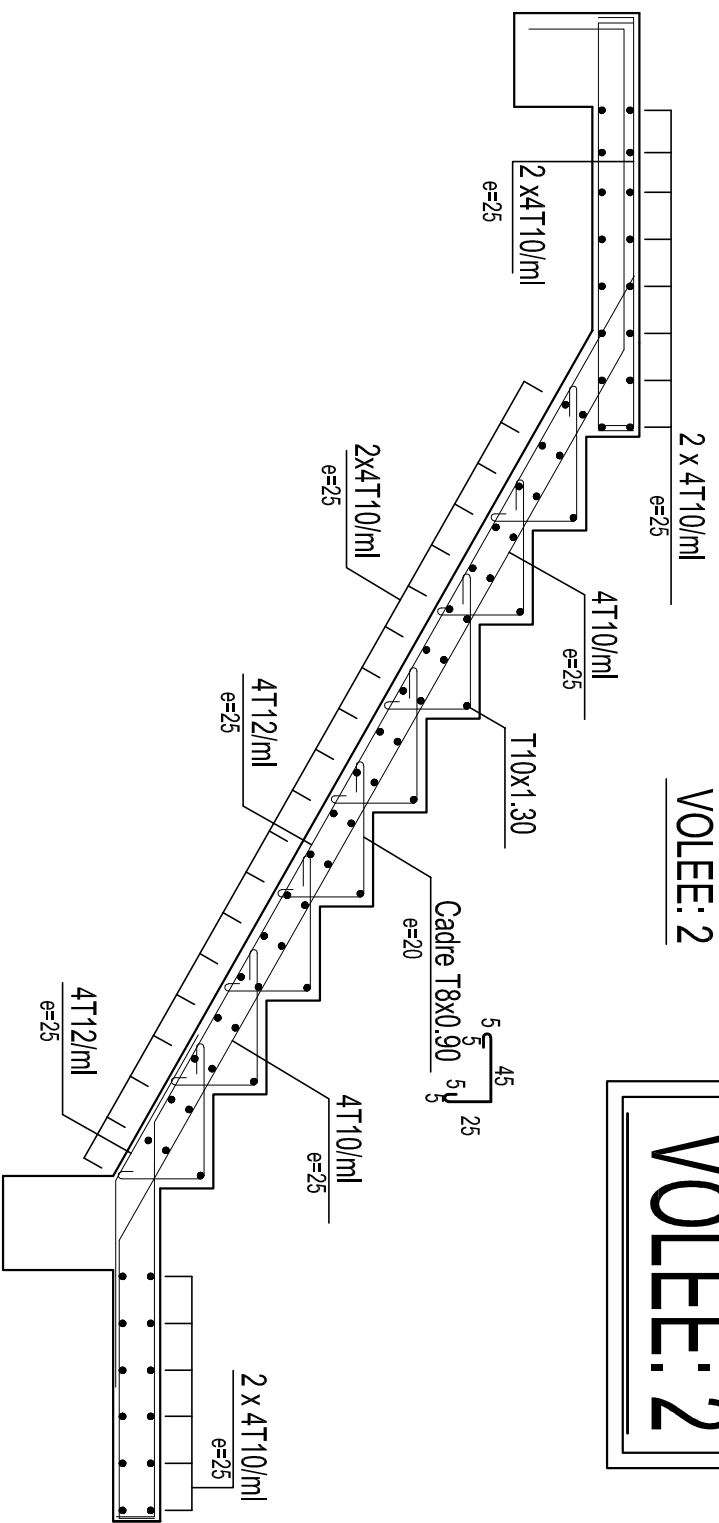
$$\bar{f} = \frac{455}{500} = 0,91$$

$$f = 0,84 < \bar{f} = 0,91 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VOLEE: 1**



**VOLEE: 2**



**VOLEE: 2**

**PP.:30x40**

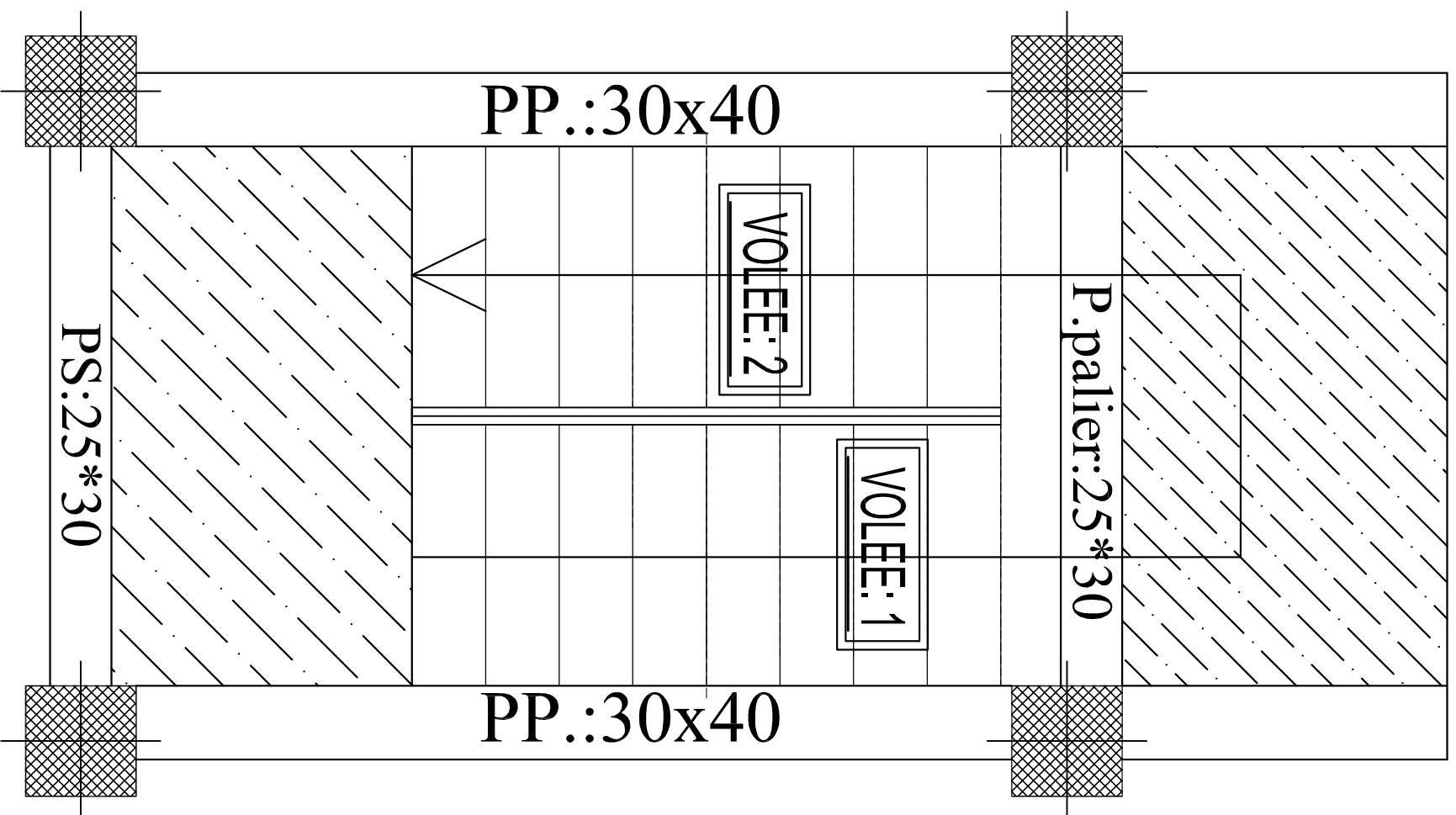
**VOLEE: 2**

**VOLEE: 1**

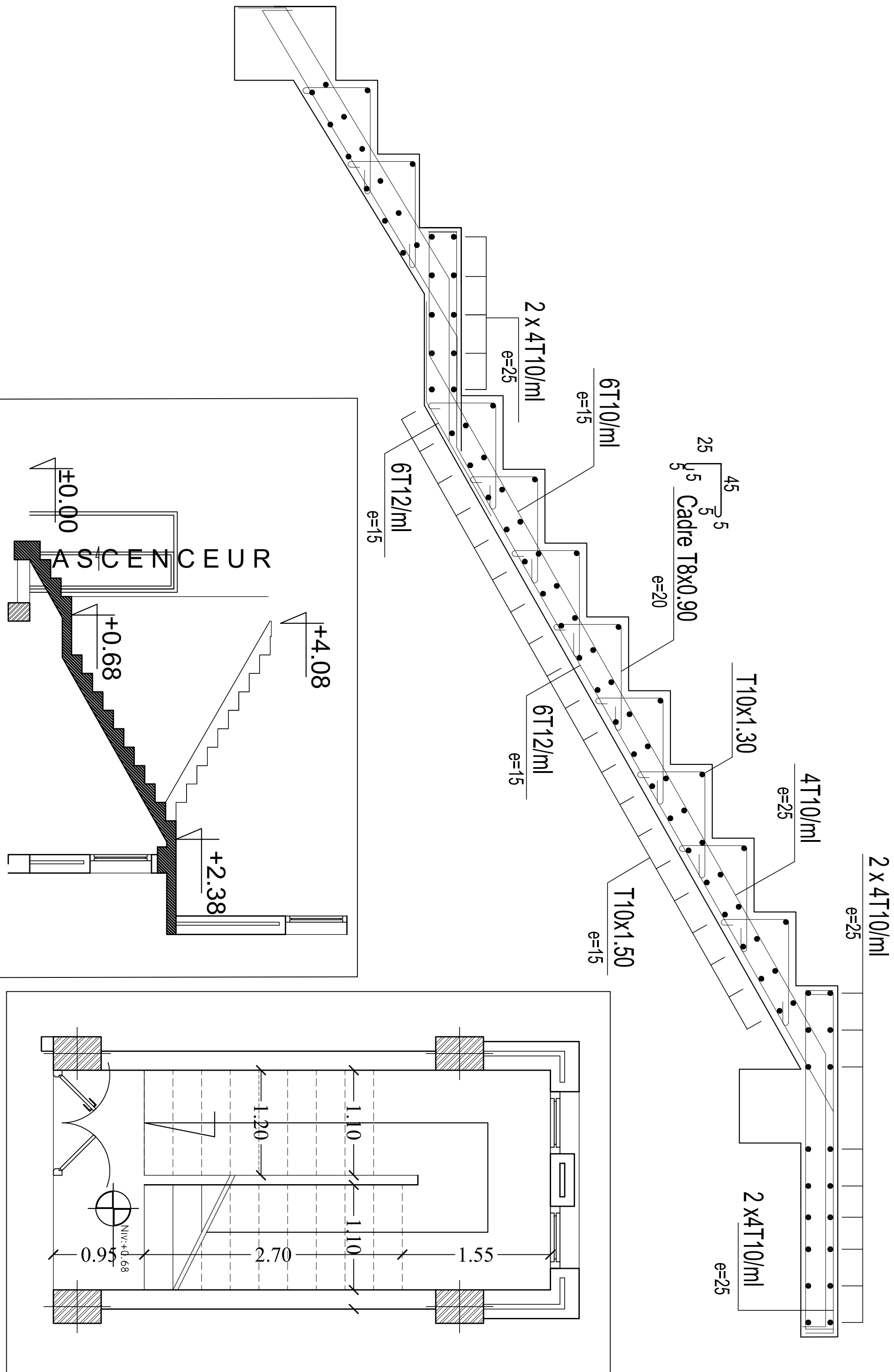
**P.palier:25\*30**

**PP.:30x40**

**PS:25\*30**



# Ferrailage escalier RDC



# CHAPITRE IV :

## *Etude sismique et dynamique*

### *IV-1- Introduction :*

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Dans cette étude, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis ETABS particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les règlements du béton aux états limites BAEL91 modifiée 99.

### *IV-2- Description du logiciel ETABS :*

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes Propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des Bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans Notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.4.

### *IV-3- Etapes de modélisation :*

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+8 étages + 1 sous-sols) encastree à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaires sont introduits comme charges (escaliers...). Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

#### IV-4- Choix de la méthode de calcul.

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 impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent 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.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

##### *IV-4-1- Méthode de calcul :*

On distingue deux cas :

- **Calcul statique** : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales  
(G et Q).
- **Calcul dynamique** : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales

( E ) pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

##### **a) La méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en

respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous groupes
- **Zone II-a** : groupe d'usage 3
- ✓ Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ Groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ✓ Groupe d'usage 1 A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- **Zone II-b et III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17 m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les Conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

#### **b) Méthode d'Analyse Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

#### **c) Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes:**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

- Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise **la méthode statique équivalente.**

#### ➤ **Classification de l'ouvrage :**

selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2 .Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation et commercial, dont la hauteur  $H = 31,56 \text{ m} < 48\text{m}$ , qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à *Tizi-Ouzou (Zone IIa)*.

### **IV-5- Vérifications selon les exigences du RPA :**

#### **IV-5-1- Vérification de la période empirique T**

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculé par des Méthodes analytiques ou numériques (ART 4.24RPA99/version2003)

$$T_{\text{empirique}} = \min \left( C_{ThN}^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

- **hn** : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n dans notre cas  $h_n = 31,56$  m.
- **CT** : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003]. Dans notre cas  $CT=0.05$ .
- **D** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul Considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (31,56)^{3/4} = 0,665 \text{ s}$$

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes Numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,855808	2,1741	69,2332	2,1741	69,2332	0,5295
2	0,781374	68,0971	2,1895	70,2711	71,4227	0,0336
3	0,630853	0,0044	0,5830	70,2756	72,0057	69,9680
4	0,234824	0,2710	14,2070	70,5465	86,2127	0,1119
5	0,205799	15,8188	0,2704	86,3654	86,4831	0,0009
6	0,164718	0,0191	0,0838	86,3845	86,5669	15,9737
7	0,105689	0,0585	5,2181	86,4430	91,7850	0,0292
8	0,091098	5,2672	0,0587	91,7102	91,8438	0,0035
9	0,072630	0,0073	0,0281	91,7175	91,8718	5,4959
10	0,060785	0,0151	2,7209	91,7327	94,5927	0,0141
11	0,052181	2,7065	0,0156	94,4392	94,6083	0,0007
12	0,041990	0,0011	0,0198	94,4403	94,6281	2,7983
13	0,040536	0,0042	1,9268	94,4445	96,5549	0,0152
14	0,034564	1,9086	0,0041	96,3532	96,5590	0,0001

**T = 0,665s** : La période calculée.

**T<sub>maj</sub> = 0,865**: La période majorée.

**T<sub>etabs</sub> = 0.855 s** : La période d'ETABS.

$$T = 0,665 < T_{\text{etabs}} = 0,855 \text{ s} < T_{\text{majorée}} = 0.865 \text{ s.}$$

*IV-5-2- Pourcentage de la participation de la masse modale :*

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% de la masse totale de la structure. (Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90 % à partir de le 8<sup>eme</sup> mode :

- **Sens xx** : 69.23% une translation suivant Y.
- **Sens yy** : 68,09 % une translation suivant X.
- **Sens zz** : 69.96% une rotation suivant z.

**Donc la condition du RPA est vérifiée.**

*IV-5-3-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 à considérer.

➤ **Sous les efforts horizontaux :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnée par ETABS en suivant les étapes suivant :

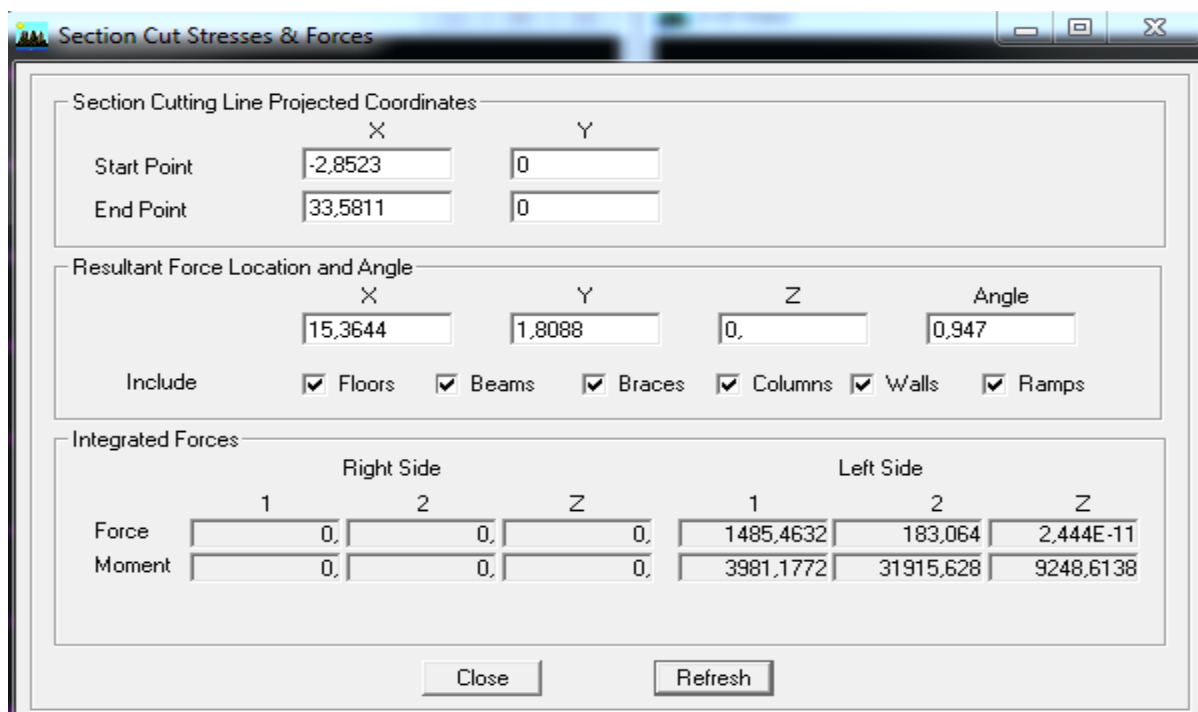
Ont choisi d'abord la combinaison en cliquant sur :

**Display → show Deformed shape → Load :Ex spectra**

On met la structure en elevation puis on coupe à la base avec :

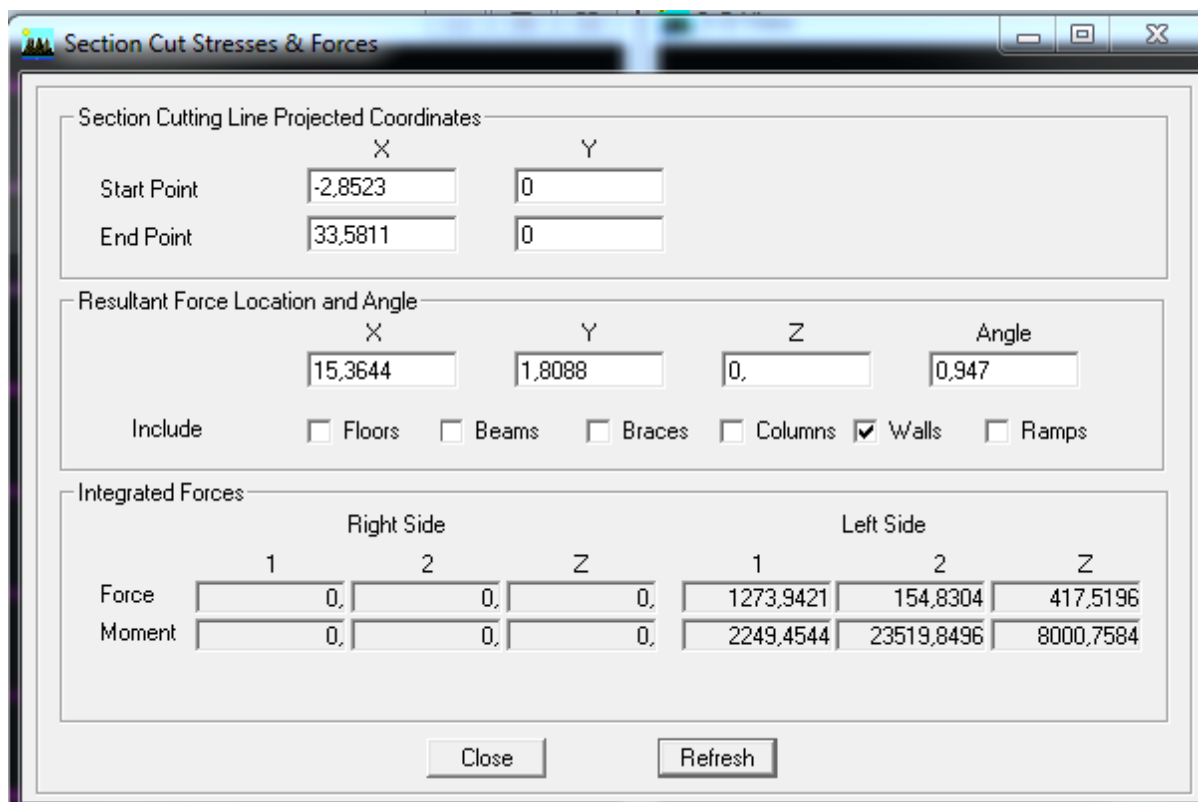
**Draw → draw Section cut**

**Comme indiqué sure l'image suivante :**



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **Force1** c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux.

Puis on décoche la case **columns floors beams braces ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivant :



Le même travail pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison EX par EY et relever les valeurs sur la case **Force2**.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

X Y

Start Point -3,1751 0

End Point 22,7198 0

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle

9,7724 1,2367 0, 0,3997

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	189,4582	1424,7052	8,539E-11
Moment	0,	0,	0,	30454,3135	4161,0515	5096,6003

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

X Y

Start Point -3,1751 0

End Point 22,7198 0

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle

9,7724 1,2367 0, 0,3997

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	160,8348	1189,5045	260,6966
Moment	0,	0,	0,	9305,3311	3552,508	4474,4564

Close Refresh

◆Récapitulatif des résultats :

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1485,46	1273,95	85,76	14,24
Ey	1424,7	1189,5	83,49	16,51

➤ **Sous les efforts verticaux :**

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS avec les étapes suivantes :

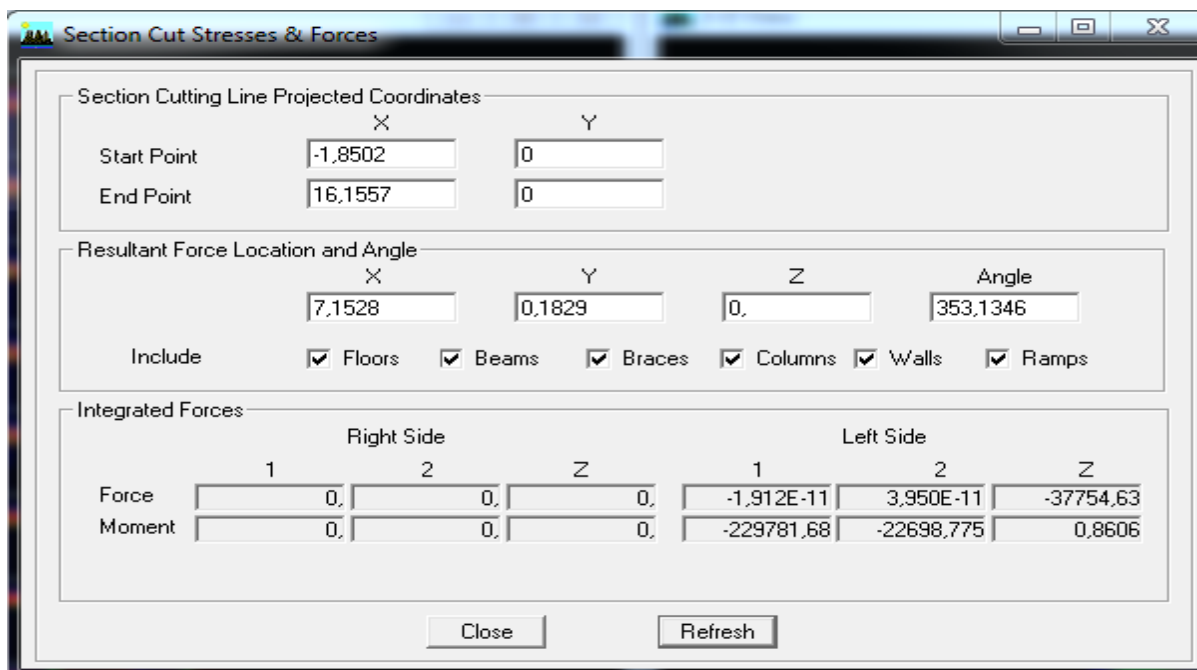
Ont choisi d’abord la combinaison en cliquant sur :

**Display → show Deformed shape →Load :ELU**

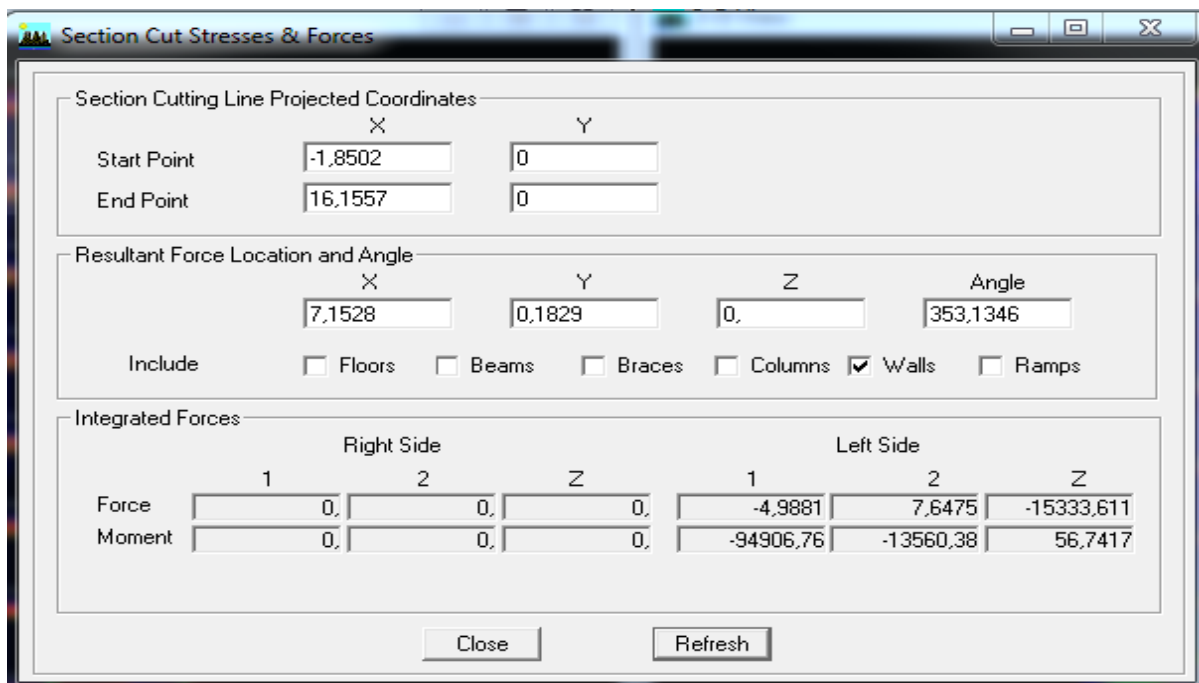
On met la structure en elevation puis on coupe à la base avec :

**Draw → draw Section cut**

Comme indiqué sure l’image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **ForceZ** c’est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux. Puis on décoche la case **columns floors beams braces ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l’image suivant :



Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	37754,63	15333,61	40,61	59,39

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Donc suivant l’article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris R= 4 d’après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

IV-5-4- Vérification de l’effort tranchant à la base.

- Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente (Art.4.1 RPA 99/V2003):

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

A) Coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

Groupe d’usage : 2 , Zone sismique : II<sub>a</sub>

D'après le tableau (Tab 4.1) :  $A = 0,15$

**B) Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du Système de contreventement. Pour le cas de notre bâtiment, on a

**R=4 : portique contreventé par des voiles.**

**C) Calcul du poids total de la structure  $W_t$  :**

$W$  : poids du bâtiment. (Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99 Version 2003.)  $M_i = M_{Gi} + \beta \times M_{Qi}$

Avec :

$M_i$  : La masse totale du niveau  $i$ .

$M_{Gi}$  : La masse due aux charges permanentes.

$M_{Qi}$  : La masse due aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA99version 2003  $\rightarrow \beta = 0.2$

Poids total de la structure, donné par ETABS est :  $W = 24599,64 \text{ KN}$ .

**D) Facteur d'amplification moyen  $D$**

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

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

$T$  : période fondamentale de la structure.

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

La nature du sol : Site 3  $T_2 = 0,5$  [s] (Site meuble).

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.76$$

$\xi$  (%):pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif,

Donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

**Remarque :**

Notre structure est composée de portiques et de voiles, donc le coefficient d'amortissement prend Une valeur intermédiaire (entre voiles et portiques).

$$\xi = 10\% \rightarrow \eta = 0,85$$

$$T_2 < T_{ETABS} < 3,0 \text{ [sec]} \text{ Alors } D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 0,76 (0,5/0,855)^{2/3} = 1,32$$

### E) Facteur de qualité :

Selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4 Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

**P<sub>q</sub>**: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99.

Critère q »	Pénalité Pq sens x-x	Pénalité Pq sens y-y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_x = 1 + 0,20 = 1,20$$

### Sens longitudinal X-X:

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} W = 0,15 \times 1,32 \times 1,2 \times 24599,64 / 4 = 1461,22 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } V_x = 1461,22 \text{ KN.}$$

### Sens transversal Y-Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W = 0,15 \times 1,32 \times 1,2 \times 24599,64 / 4 = 1461,22 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } V_y = 1461,22 \text{ KN.}$$

### F) Vérification de l'effort sismique dynamique V<sub>d</sub> :(ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

La résultante des forces sismiques à la base V<sub>t</sub> obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V<sub>st</sub> pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :  $V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$ .

Si  $V_{etabs} \leq 0,8 V_{st}$  .Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

Sens	V <sub>st</sub> (KN)	0,8 V <sub>st</sub> (KN)	V <sub>etabs</sub> (KN)	V <sub>etabs</sub> ≥ 0,8 V <sub>st</sub>
Suivant X	1461,22	1168,97	1484,29	CV
Suivant Y	1461,22	1168,97	1424,32	CV

#### IV-5-5: Caractéristiques géométriques de la Structure :

XCM : Le centre de masse.

YCR : Le centre de torsion.

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux Rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces Horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus Grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être Prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Story	XCM	XCR	XCM-XCR	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Lx
<b>RDC</b>	7,292	6,851	0,441	6,294	6,553	-0,259	0,75
<b>ET1</b>	7,288	6,759	0,529	6,3	6,289	0,011	0,75
<b>ET2</b>	7,296	6,76	0,536	6,291	6,226	0,065	0,75
<b>ET3</b>	7,296	6,769	0,527	6,289	6,219	0,07	0,75
<b>ET4</b>	7,296	6,775	0,521	6,289	6,233	0,056	0,75
<b>ET5</b>	7,296	6,778	0,518	6,289	6,257	0,032	0,75
<b>ET6</b>	7,295	6,777	0,518	6,286	6,284	0,002	0,75
<b>ET7</b>	7,295	6,771	0,524	6,284	6,312	-0,028	0,75
<b>ET8</b>	7,295	6,763	0,532	6,284	6,338	-0,054	0,75
<b>TERRASE</b>	7,334	6,755	0,579	6,393	6,353	0,04	0,75

#### IV-5-6- Vérification des déplacements :

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)**

-Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

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

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

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

➤ **Justification vis-à-vis des déformations** D'après le **RPA Art 5-10**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Story	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$h_e$	$1\%h_e$	Observation
TERRASE	0,018	0,0018	0,02	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
ET8	0,0162	0,002	0,0182	0,002	306	3,06	Condition vérifiée
ET7	0,0142	0,002	0,0162	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
ET6	0,0122	0,0021	0,0141	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
ET5	0,0101	0,0022	0,0118	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	0,0079	0,002	0,0095	0,0024	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	0,0059	0,002	0,0071	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	0,0039	0,0017	0,0048	0,002	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	0,0022	0,0007	0,0028	0,0012	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,0005	0,0008	0,0006	0,0009	408	4,08	Condition vérifiée
BASE	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	300	3	Condition vérifiée

IV-5-7- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

**P<sub>k</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «**k**»

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau «**k**»

**Δ<sub>k</sub>**: déplacement relatif du niveau «**k**» par rapport au niveau «**k-1**»

**h<sub>k</sub>**: hauteur d'étage «**k**».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

caractéristiques des niveaux			sens x-x			sens y-y		
NIVEAU	Pk (KN)	Hk	Δk	Vk	Θx	Δk	Vk	Θy
TERRASE	2474,93	3,06	0,0018	333,46	0,0044	0,0018	314,55	0,0046
ET8	4819,89	3,06	0,002	580,04	0,0054	0,002	547,61	0,0058
ET7	7164,84	3,06	0,002	772,52	0,0061	0,0021	731,36	0,0067
ET6	9578,64	3,06	0,0021	930,68	0,0071	0,0023	883,92	0,0081
ET5	11992,45	3,06	0,0022	1067,68	0,0081	0,0023	1016,67	0,0089
ET4	14406,25	3,06	0,002	1187,55	0,0079	0,0024	1133	0,0100
ET3	16820,05	3,06	0,002	1291,37	0,0085	0,0023	1234,39	0,0102
ET2	19311,89	3,06	0,0017	1380,31	0,0078	0,002	1320,16	0,0096
ET1	22052,6	3,06	0,0007	1452,42	0,0035	0,0012	1390,66	0,0062
RDC	24599,64	4,08	0,0008	1484,29	0,0032	0,0009	1424,32	0,0038

On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV-5-8- Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal maximal ;

$B_c$  : Section du poteau ;

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

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau V-3-5 : L'effort normal réduit dans les poteaux**

POTEAUX	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	$F_{c28}$	V	Observation
45 X 45	1502,29	2025	2,5	0,297	V<0,3 condition vérifiée
40 X 40	987,07	1600	2,5	0,247	V<0,3 condition vérifiée
35 X 35	414,15	1225	2,5	0,135	V<0,3 condition vérifiée

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

# CHAPITRE V:

## *Ferraillage des éléments*

### V-1- Calcul des éléments principaux

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

### V-2- Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrailage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS

**Les combinaisons considérées pour les calculs sont :**

$$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

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

Tableau V-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}[\text{MPa}]$	$f_{bu} [\text{MPa}]$	$\gamma_s$	Fe [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
<b>Durable</b>	1,5	25	14,167	1.15	400	348
<b>accidentelle</b>	1,15	25	21,74	1	400	400

### V-2-1- Recommandations du RPA 99 version 2003 :

D'après l'article 7.4.2 du RPA,

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8 \%$  de la section du béton en zone Iia
- Leur pourcentage maximal :
  - ❖  $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
  - ❖  $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
  - ❖  $\emptyset_{\min} > 12$  mm (Armature minimal utilisé pour les armatures longitudinales)

**Tableau V-2 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA**

Sections des poteaux cm <sup>2</sup>	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
		0,8 % [bh]	4% [bh] en zone courante
<b>45X45</b>	16,2	81	121,50
<b>40X40</b>	12,8	64	96,00
<b>35X35</b>	9,8	49	73,50

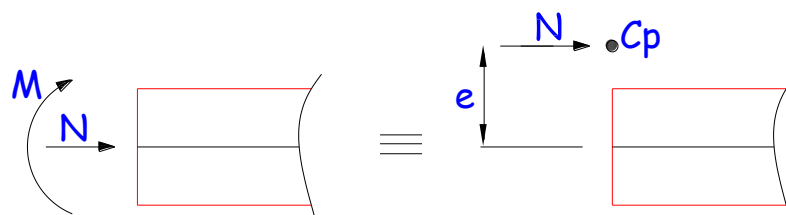
### V-2-2-Ferrailage à l'ELU

#### A) Armatures longitudinales

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

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

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .



**Figure V-1 : Section en flexion composée.**

B) Etapes de calcul :

– 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 :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow \text{Moment fictif}$$

- Si l'inégalité (\*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_l$  et  $A_l'$

On calcule :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_l'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (\*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (\*\*) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- Si l'inégalité (\*\*) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c)-M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

**C) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

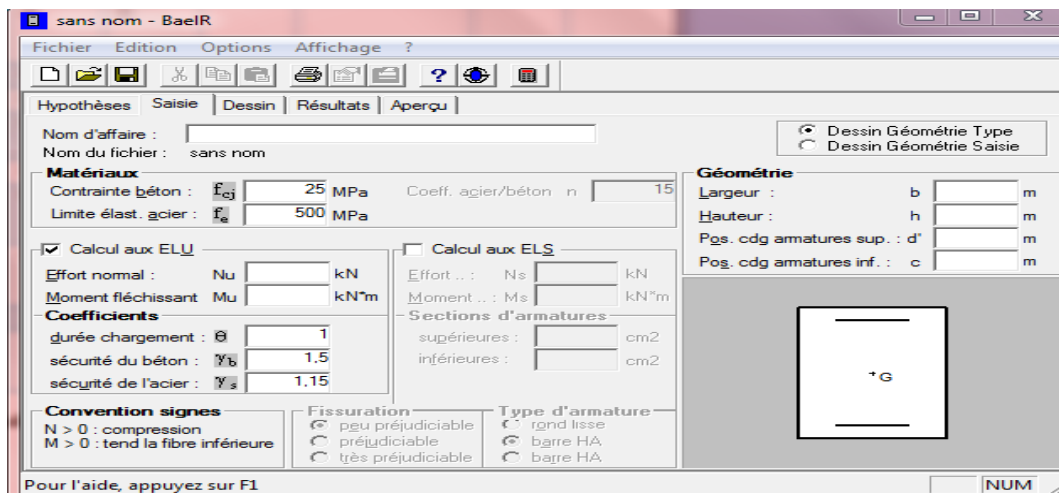


Figure V-2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-3 : Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens.

Section	N (KN)	M(KN.m)	Nature	A <sup>sup</sup> cm <sup>2</sup>	A <sup>inf</sup> cm <sup>2</sup>	A <sup>min</sup> cm <sup>2</sup>	Choix d'armatures	A <sup>ad</sup> cm <sup>2</sup>
45X45	1502,29	-0,427	SEC	0	0	16.2	4HA20 +4HA16	20,6
	306,86	7,455	SEC	0	0			
	1005,78	-111,46	SEC	0	0			
40X40	987,07	-2,071	SEC	0	0	12.8	4H16 +4HA14	14,19
	75,34	28,695	SPC	0	1,12			
	645,24	-93,48	SPC	0,24	0			
35X35	414,15	-3,07	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10,67
	12,41	0,191	SEC	0	0			
	70,25	-58,56	SEC	4,49	0			

**V-2-3- Vérifications à l'ELU :****A) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi = 8 \text{ mm}$ . Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**B) Espacement des armatures transversales :****❖ Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)**

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

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

**❖ Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)**

En zone courante (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1,2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

**C) Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

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

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0,7L_0$

Tableau V-4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_f^{min}[cm^2]$		$A_{adoptée}[cm^2]$	Observation
				Zone courante St=15 cm	Zone nodale St=10 cm		
45x45	408	285,6	6,346	1,97	1,35	2,01	Condition vérifiée
40x40	306	214,2	5,355	1,8	1,2	2,01	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6,12	1,575	1,05	2,01	Condition vérifiée

**D) Détermination de la zone nodale :**

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

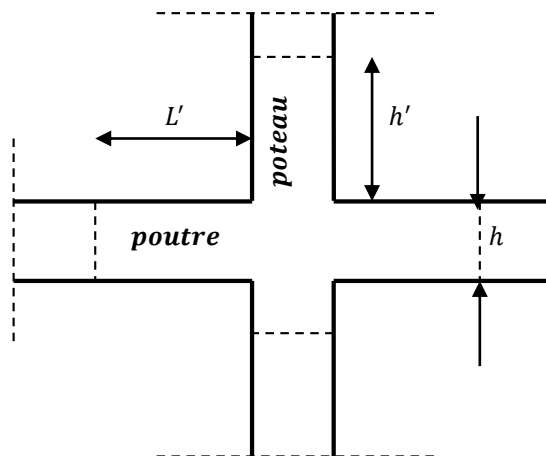


Figure V-3 : Représentation de la zone nodale

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

Tel que :  $h_e$  : la hauteur d'étage – la hauteur de la poutre secondaire

Tableau V-5 : Détermination de la zone nodale.

Section [cm <sup>2</sup> ]	h [cm]	h' (cm)
Poteau (45x45)	408	$h' = \max\{68 ; 45; 45; 60\} = 68 \text{ cm}$
Poteau (40x40)	306	$h' = \max\{46; 40; 40; 60\} = 60.00 \text{ cm}$
Poteau (35x35)	306	$h' = \max\{46; 35; 35; 60\} = 60.00 \text{ cm}$

**E) Longueur minimale de recouvrement pour la zone II<sub>a</sub> :**

Pour la zone II<sub>a</sub> :  $L_r = 40\emptyset$

- Pour les HA20 .....  $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- Pour les HA16 .....  $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les HA14 .....  $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour les HA12 .....  $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

**F) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 modifié 99 /Article : A.6.1.221) :**

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

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA12 : } \rightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA14 : } \rightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA16 : } \rightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA20 : } \rightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70,54 \text{ cm.}$$

**G) Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA99 VS 2003) :**

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

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \rightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1.875 \text{ MPa}$$

Tableau V-6 : Vérification des contraintes tangentielle.

Poteau (cm <sup>2</sup> )	h <sub>e</sub> (m)	b=h (mm)	λ <sub>g</sub> ≥5	d (mm)	T <sub>u</sub> X10 <sup>3</sup> N	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
45x45	4,08	450	6,34	425	71,97	0,3763	1.875	Condition vérifiée
40x40	3,06	400	10	375	60,46	0,4030	1.875	Condition vérifiée
35x35	3,06	350	10	325	40,42	0,3553	1.875	Condition vérifiée

### V-2-4- Vérification à l'ELS :

#### A) Vérification des contraintes à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau V-7 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Section	N [KN]	M [KN.m]	σ <sub>bs</sub> MPa	σ <sub>ss</sub> MPa	σ <sub>bi</sub> MPa	σ <sub>si</sub> MPa
45X45	1091,75	-0,29	4,8	4,83	72	72,4
	321,18	-0,47	1,39	1,44	20,9	21,6
	425,28	0,11	1,88	1,87	28,2	28,1
40X40	718,87	-1,12	3,82	3,98	57,5	59,5
	129,96	-0,45	0,67	0,74	10,2	11
	182	17,13	2,38	0	33,7	-3,02
35X35	301,93	-1,56	2,03	2,37	30,7	35,3
	12,15	-0,38	0,05	0,13	0,78	1,88
	45,12	17,56	3,05	0	38,2	-78,3

### V-3- Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ( $30 \times 40 \text{ cm}^2$ ) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ( $25 \times 30 \text{ cm}^2$ ) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS.V15**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** et **BAEL91** suivantes :

**1.35 G + 1.5 Q.....ELU**

**G + Q.....ELS**

**G + Q + E..... RPA 99/2003**

**0,8G ± E..... RPA 99/2003**

#### V-3-1- Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4%** en zone courante.
  - 6%** en zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40∅** en zone II<sub>a</sub>.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- ❖ Le diamètre minimal est de **12mm**.

**Tableau V-8 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.**

Section [cm <sup>2</sup> ]	0,5%bh [cm <sup>2</sup> ]	4% bh [cm <sup>2</sup> ]	6% bh [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale (30x40)</b>	<b>6</b>	<b>48</b>	<b>72</b>
<b>Poutre secondaire (25x30)</b>	<b>3,75</b>	<b>30</b>	<b>45</b>
<b>Poutre de chaînage (25x30)</b>			
<b>Poutre palier (25x30)</b>			

### V-3-2- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

	Moments	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	Ferrailage	$A_{ad}$
Poutre Principale	-90,65	0,072	0,962	6,20	3	3HA14+2HA12	6,87
	58,65	0,046	0,976	3,95	3	3HA14	4,61
Poutre Secondaire	55,84	0,109	0,942	5,29	1,875	3HA12+2HA12	5,65
	35,55	0,069	0,964	3,29	1,875	3HA12	3,39
Poutre de Chainage	9,663	0,022	0,98	0,864	1,875	3HA12	3,39
	-13,261	0,030	0,98	1,190	1,875	3HA12	3,39
Poutre palier	-44,73	0,087	0,954	4,19	1,875	3HA14	4,61
	34,05	0,066	0,966	3,15	1,875	3HA12	3,39

### V-3-3- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003) :

- ❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- ❖ **Calcul d'armatures transversales :**

Selon BAEL 91 modifié 99 le diamètre des armatures transversales est :

- **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; \phi_l \right\} = \{1,14; 3,0; 1,20\} = 1,14 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

- **Poutres secondaires ; poutre palier et Poutre de Chainage :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{25}{10}; \phi_l \right\} = \{1; 2,50; 1,20\} = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

La section d'armatures transversales :

$$A_t = \frac{4 \times \pi \times \phi_t^2}{4} = \frac{4 \times \pi \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :  $A_t=4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2$ .

❖ **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures transversales selon **BAEL91 modifié 99** :

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm})$$

▪ **Poutre principale :**

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 37,5; 40\text{cm}) = \min(33,75\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm}$$

▪ **Poutre secondaire :**

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 22,5; 40\text{cm}) = \min(20,25\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm}$$

▪ **Poutre de chaînage et poutre palier :**

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 22,5; 40\text{cm}) = \min(20,25; 40\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm}$$

D'après RPA99 version 2003 (Art 7.5.22) :

▪ **Poutre principale :**

– **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

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

– **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(10\text{cm}; 14,40\text{cm})$$

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

▪ **Poutre secondaire :**

– **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

– **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(7,5\text{cm}; 14,40\text{cm})$$

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

- **Poutre de chaînage et palier :**
  - Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

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

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(7,5\text{cm}; 14,4\text{cm})$$

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

Tableau V-10 : Récapitulatif des espacements des poutres

Poutres	Zone	Espacement
Principale Secondaire Chaînage palier	Courante	$S_t=15\text{cm}$
	Nodale	$S_t=8\text{ cm}$

- ❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversale selon RPA99 vs 2003 (Art 7.5.2.2)**

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

- **Poutre principale :**

$$A_t > 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

$$A_t > 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{ cm}^2$$

- **Poutre de chaînage et poutre palier :**

$$A_t > 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{ cm}^2$$

- ❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- **Poutre principale** :  $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$
- **Poutre secondaire** :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$
- **Poutre de chaînage** :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$
- **Poutre palier** :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

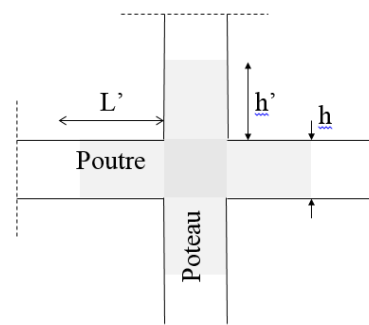


Figure V-4 : Longueur de la zone nodale  $L'$

**V-3-4- Vérification à l'ELU :**

A) Condition de non fragilité :

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

❖ Poutre principale :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Poutre secondaire :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 0,830 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Poutre de chaînage et poutre palier :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 0,830 \text{ cm}^2 < A_{adop} \quad \text{condition vérifiée}$$

B) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A 5.1.211 BAEL91 modifié99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

Tableau V-11 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Poutres	T <sub>max</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Principale	84,03	0,747	3,33	Condition vérifiée
Secondaire	61,53	0,895	3,33	Condition vérifiée
Chaînage	10,32	0,150	3,33	Condition vérifiée
palier	31,49	0,458	3,33	Condition vérifiée

**C) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 BAEL91 modifié 99) :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{avec } a = 0,9 \times d$$

*Tableau V-12: Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui*

Poutres	$T_u^{\max}$ (kN)	$\bar{T}_u$ (kN)	Observation
Principale	84,03	675	Condition vérifiée
Secondaire	61,53	412,5	Condition vérifiée
Chânage	10,32	412,5	Condition vérifiée
palier	31,49	412,5	Condition vérifiée

**D) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$  ; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$A_s > (T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

*Tableau V-13: Influence de l'effort tranchant sur les armatures*

Poutres	$T_{\max}$ (kN)	$M_{\max}$ (kN)	$T_u^{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}$	Observation
Principale	84,03	90,654	-5,31	Condition vérifiée
Secondaire	61,53	55,84	-4,72	Condition vérifiée
Chânage	10,32	13,26	-1,24	Condition vérifiée
palier	31,49	44,73	-4,29	Condition vérifiée

→Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**E) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1.3 BAEL 91 modifié 99) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28}$$

Avec :  $\Psi=1,5$  pour les barres HA.

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec  $\sum u$  : Périmètre utile des aciers .

**Tableau V-14 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

Poutres	Ferrailage	$\sum u$ (mm)	$\tau_{se}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
principale	3HA14+2HA12	207,24	1,20	3,15	Condition vérifiée
Secondaire	3HA12+ 2 HA12	188,4	1,32	3,15	Condition vérifiée
Chaînage	3HA12	113,04	0,368	3,15	Condition vérifiée
palier	3HA14	131,88	0,965	3,15	Condition vérifiée

→ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**F) Longueur de scellement droit des barres (Art A.6.1.23 BAEL91 modifié 99) :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$

- Pour  $\phi 14$  :  $L_s=49,38\text{cm}$       Soit :  $L_s=50\text{cm}$
- Pour  $\phi 12$  :  $L_s=42,32\text{cm}$       Soit :  $L_s=45\text{cm}$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à 0,4Ls

- Pour  $\phi 14$  :  $L_c=20\text{cm}$
- Pour  $\phi 14$  :  $L_c=18\text{cm}$

### V-3-5- Vérification à l'E.L.S :

**A) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :**

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

**B) Etat limite de compression du béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Tableau V-15 : Vérification des contraintes à l'ELS

Poutres	$M_s^{max}$ [kN.m]	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$	$k_1$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	
Principale 30X40	$M_t$	24,21	4,62	0,411	0,902	154,9	36,02	4,30	15	Condition vérifiée
	$M_a$	43,41	8,01	0,712	0,877	164,7	25,65	6,42	15	Condition vérifiée
Secondaire 25X30	$M_t$	9,79	4,62	0,474	0,869	64,98	33,08	1,96	15	Condition vérifiée
	$M_a$	25,92	8,01	0,822	0,870	99,18	23,6	4,20	15	Condition vérifiée
Chainage 25X30	$M_t$	1,92	3,39	0,348	0,908	16,63	39,35	0,42	15	Condition vérifiée
	$M_a$	4,08	3,39	0,348	0,908	35,34	39,35	0,90	15	Condition vérifiée

### V-4- Etude des voiles

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4. A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité) 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 au séisme

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

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones

**Zone I :** entre sol , RDC, 1<sup>er</sup> étage.

**Zone II:** 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étages.

**Zone III :** 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étages.

Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

1.35 G + 1.5 Q.....*ELU*

G + Q.....*ELS*

G + Q ± E.....*RPA 99/2003*

0.8 G ± E.....*RPA 99/2003*

#### V-4-1- Exposé de la méthode de calcul

##### A) Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

**Avec :**

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier  $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Avec : B= L.e

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{min} - \sigma_{max}} \times L_{voile}$$

L<sub>t</sub> : Longueur de la zone tendue.

❖ **Calcul des efforts normaux :**

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{max} \times e_{voile}}{2}$$

❖ **Armatures verticales :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)**

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ✓ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

❖ **Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \varnothing$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

**Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9}$$

**/Version2003.**

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ **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 RPA99/ Version 2003.

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

❖ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

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

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ **Les potelets :**

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

❖ **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec :  $e=25\text{cm}$  : épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37.5; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

❖ **Longueur de recouvrement : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)**

Elles doivent être égales à :

$40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

❖ **Pourcentage minimal des armatures :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.

- 0,10% en zone courant

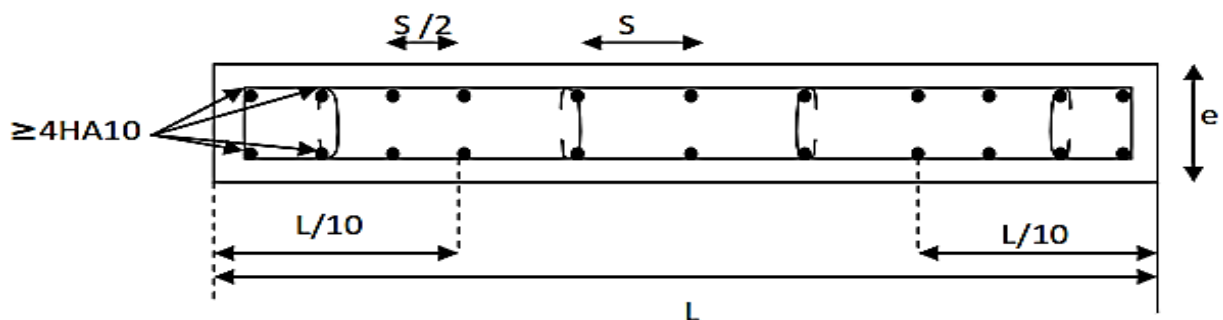


Figure V-5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**V-4-2- Vérification à l'ELS :****1- Contrainte du béton à l'ELS :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\max}}{B + 15A_{\text{vadp}}}$$

Avec :

$N_{t\max}$  : effort normal max appliqué

B : section de béton

$A_{\text{vadp}}$  : section d'armatures adoptée

**2- Contrainte de cisaillement :**

✓ **D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ **D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9}$$

Avec

$\tau_u$  : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 MPa)$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 MPa$$

**V-4-3-Ferrailages des voiles**

Le ferrailage des voiles est bien détaillé dans les tableaux ci-après

Tableau V-16 : Ferraillage des voiles longitudinaux et transversaux sur une travée de longueur de 1,5 m

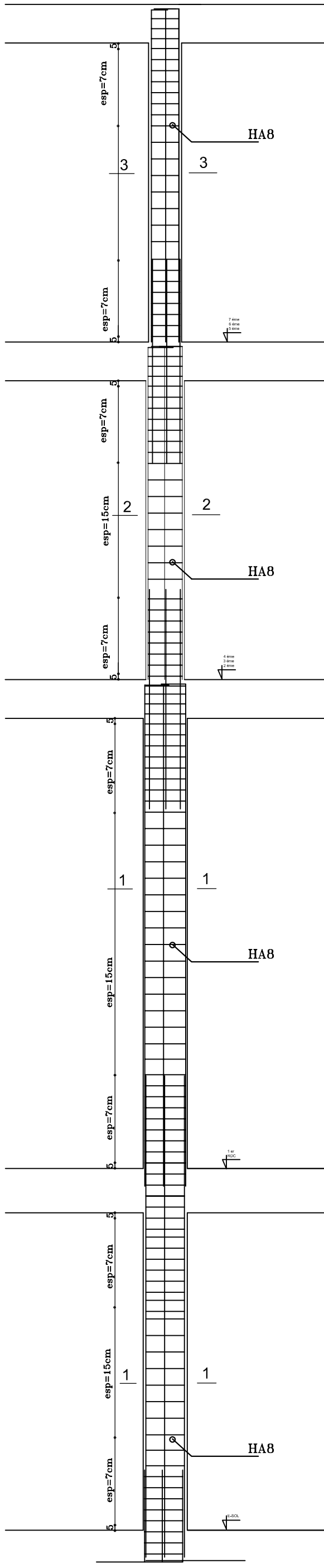
		Sollicitation de calcul							Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales		
		N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / m	
Zone I		-1641,36	112,471	73,79	GQEY	-3971,59	-6970,81	0,00	0,00	0,00	3,27	3,27	1,63	9,05	6,03	12,91	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep H
		477,32	96,286	58,65	08GMEY	2874,88	307,25	1,50	431,23	12,39	2,60	14,99	7,49	9,05	6,03						
		37,3	528,247	177,38	GQMEY	7167,63	-6918,96	0,74	528,08	15,17	3,86	19,03	9,52	9,05	12,91						
Zone II		-832,69	44,512	27,85	GQEX	-2182,14	-3369,13	0,00	0,00	0,00	1,23	1,23	0,62	9,05	6,03	6,03	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep H
		-39,64	118,256	82,38	08GMEY	1444,61	-1708,88	0,81	117,43	3,37	1,98	5,35	2,67	9,05	6,03						
		-387,61	239,09	127,52	GQMEY	1895,83	-4479,90	1,05	199,82	5,74	3,97	9,71	4,85	9,05	6,03						
Zone III		-378,43	105,129	69,32	GQEY	140,29	-2663,15	1,42	19,99	0,57	2,91	3,49	1,74	9,05	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep H
		37,72	70,178	58,57	08GMEY	1061,44	-809,97	1,50	159,22	4,58	2,59	7,17	3,58	9,05	6,03						
		-69,08	119,302	87,15	GQMEY	1360,43	-1820,96	0,86	116,80	3,36	2,21	5,56	2,78	9,05	6,03						

Tableau V-17 : Ferraillage des voiles longitudinaux sur une travée de longueur de 2 m

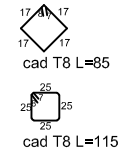
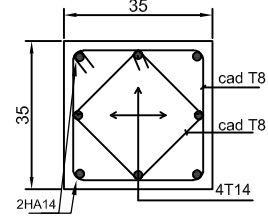
		Sollicitation de calcul							Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales		
		N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / m	
Zone I		-2149,38	191,422	106,65	GQEY	-3937,781	-6809,11	0,00	0,00	0,00	4,72	4,72	2,36	10,5	5,25	10,12	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep H
		651,97	214,18	113,01	08GMEY	3236,279	23,571	2,00	647,26	18,60	5,00	23,60	11,80	10,5	5,90						
		-233,14	781,365	228,96	GQEX	5277,402	-6443,10	1,10	580,23	16,67	5,57	22,24	11,12	10,5	10,12						
Zone II		-1235,31	30,722	15,23	ELU	-2857,859	-3318,69	0,00	0,00	0,00	0,67	0,67	0,34	10,5	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep H
		-51,38	134,076	79,59	08GMEY	877,123	-1134,02	1,13	98,92	2,84	1,99	4,83	2,41	10,5	5,25						
		-563,27	430,262	211,95	GQMEX	1818,798	-4635,14	1,44	261,25	7,51	6,74	14,24	7,12	10,5	5,25						
Zone III		-571,61	41,206	23,42	ELU	-1119,979	-1738,01	0,00	0,00	0,00	1,04	1,04	0,52	10,5	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep H
		-14,24	91,692	58,78	08GMEY	652,092	-723,292	1,05	68,58	1,97	1,37	3,34	1,67	10,5	5,25						
		-189,23	217,973	141,91	GQMEX	1161,727	-2107,87	1,29	149,79	4,30	4,05	8,35	4,18	10,5	5,25						

Tableau V-18 : Ferraillage des voiles longitudinaux et transversaux sur une travée de longueur de 2,5 m

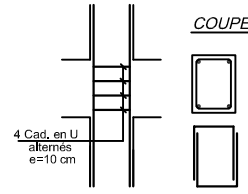
		Sollicitation de calcul							Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	
		N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / m



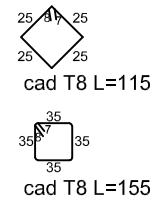
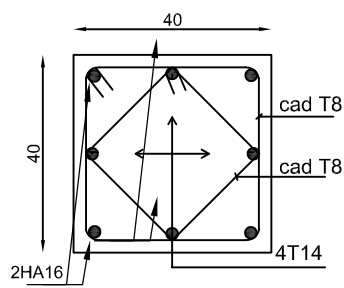
coupe 4-4



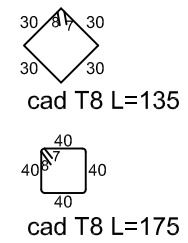
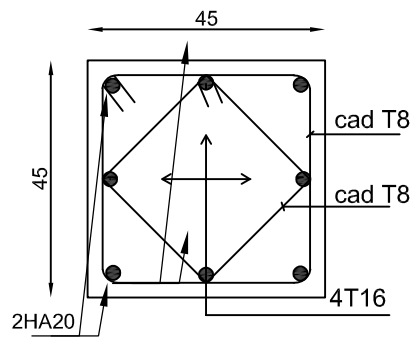
NOEUDS



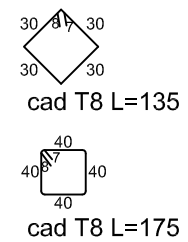
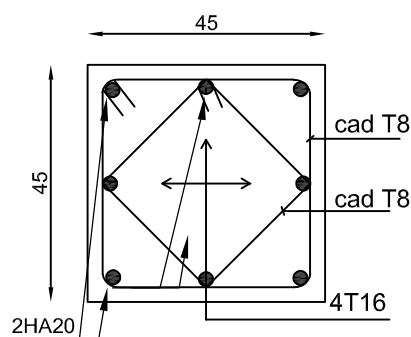
coupe 2-2



coupe 1-1



coupe 1-1



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

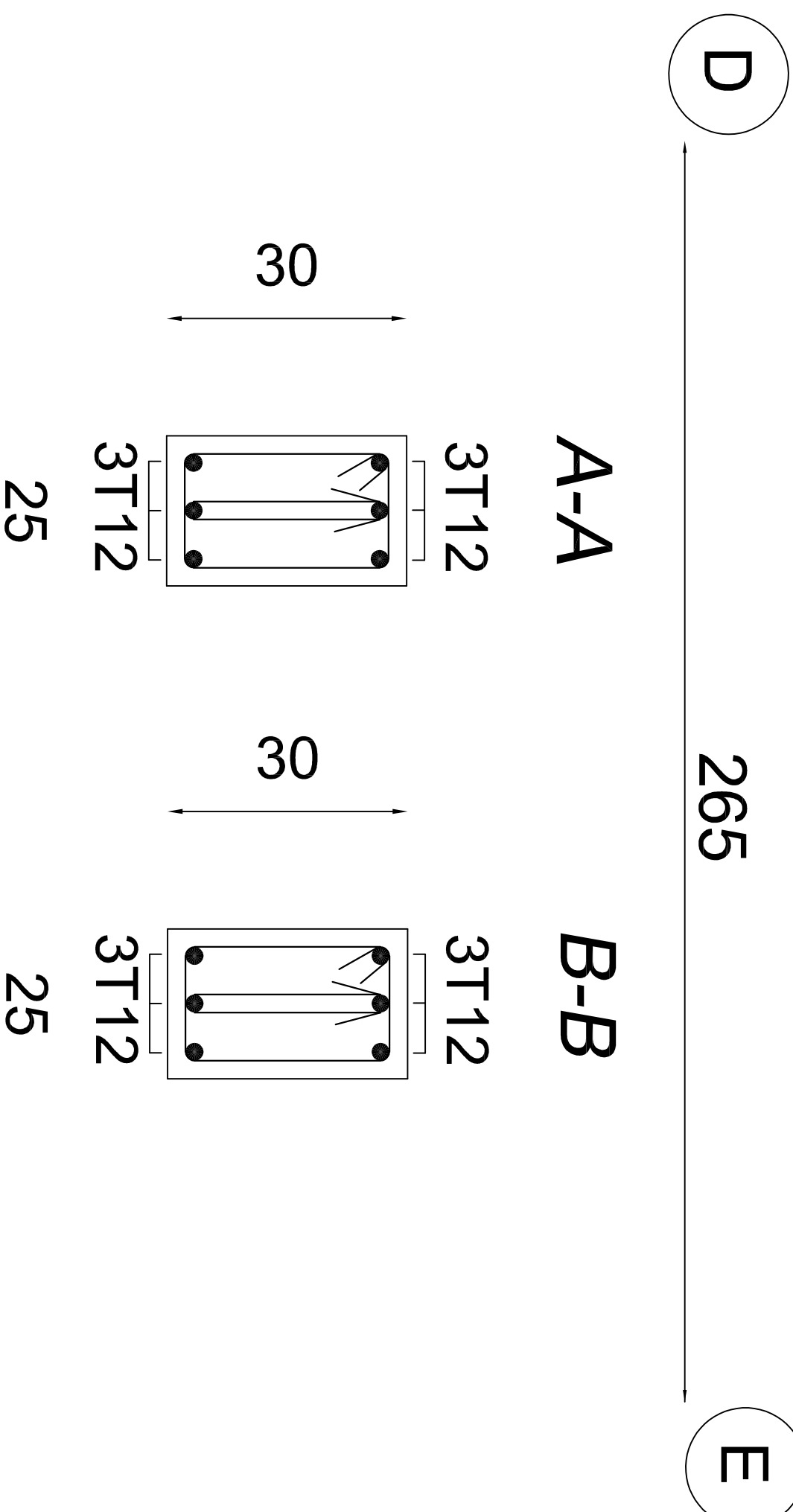
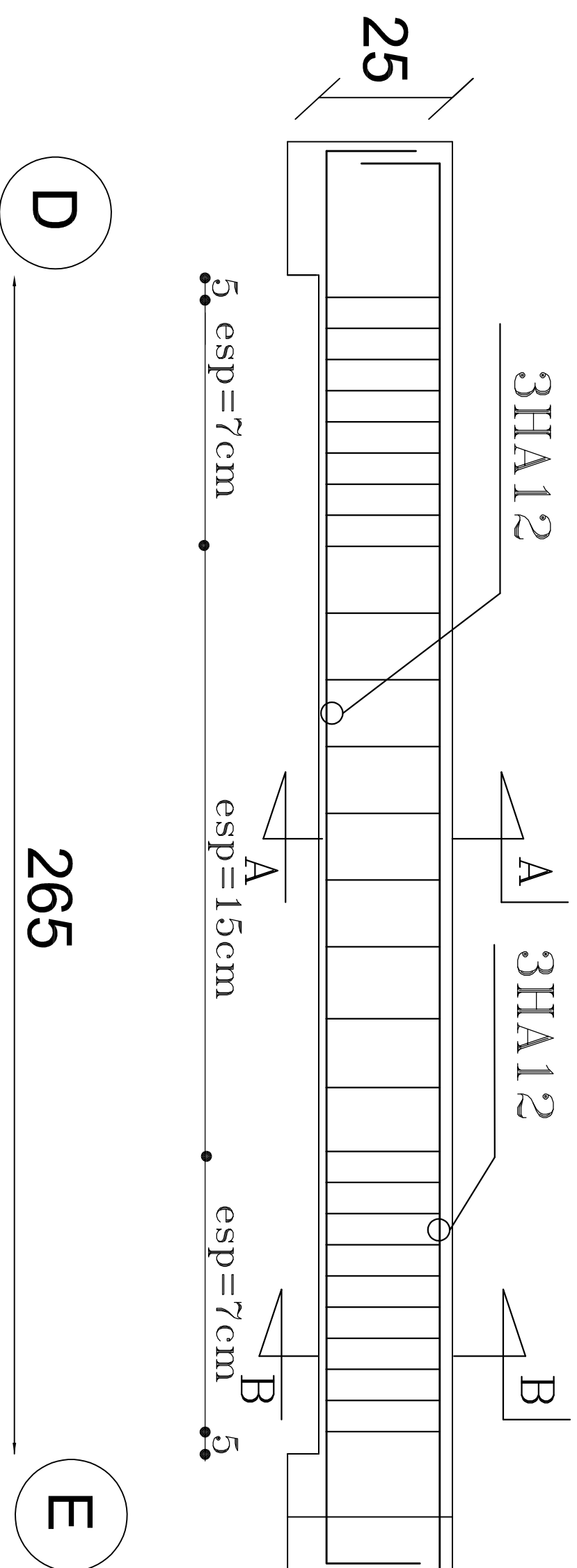
**Mémoire de fin d'étude**  
 PROJET:  
 CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8+  
 ENTRE-SOL  
 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

Réalise par : MEKDOUD Lysa  
 AIT BOUZIAD Mohand Amokrane  
 Encadrée par : Monsieur DERRADJ

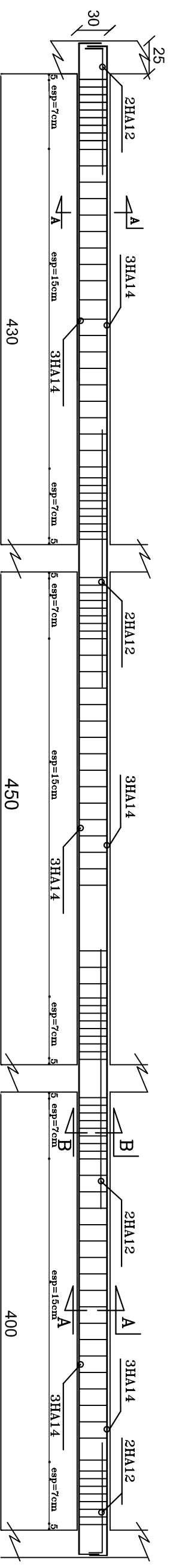
promotion :2021/ 2022

# Poutre de Chainage 25 X 30

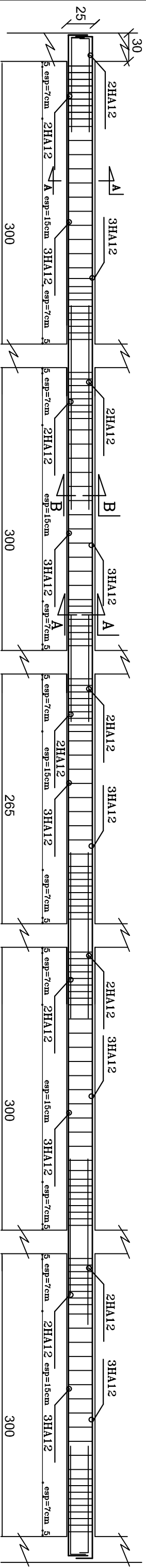


# Exemple de ferrailage des Poutres

## Exemple de ferrailage des Poutres Principales 30 x 40 Axe B Niveau 3,00

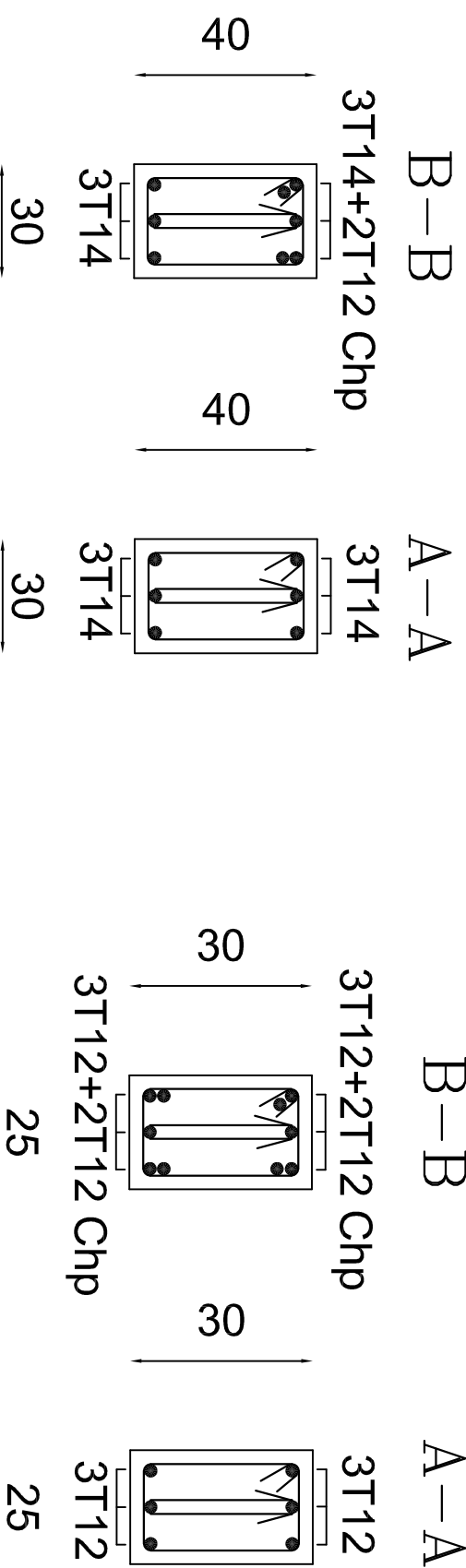


## Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire 25 x 30 Axe 2 Niveau 3,00

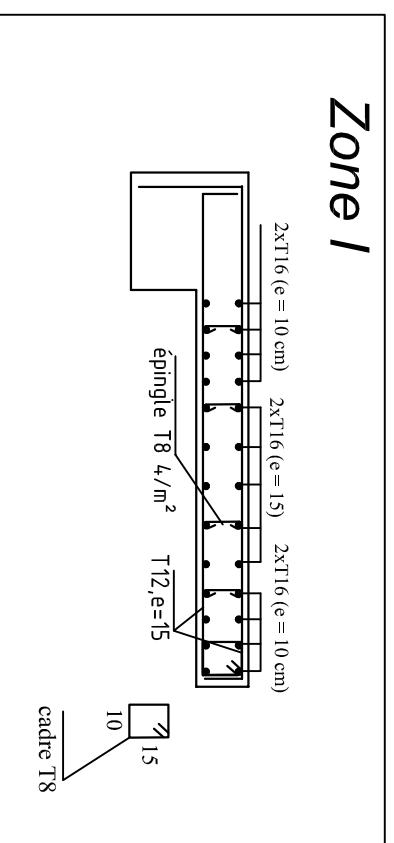


Poutre Principale

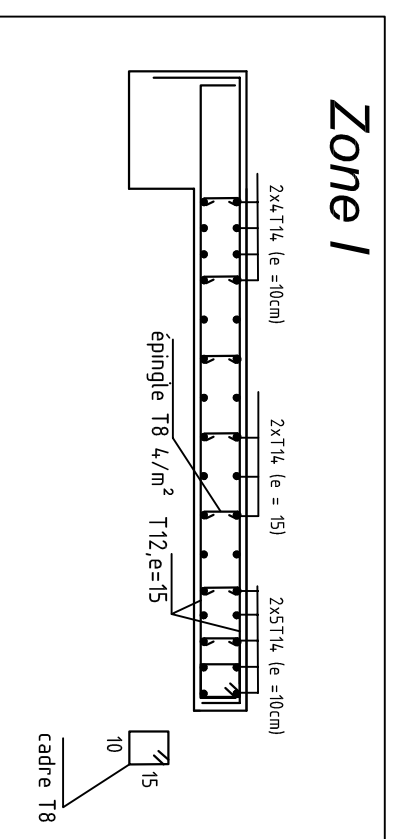
Poutre Secondaire



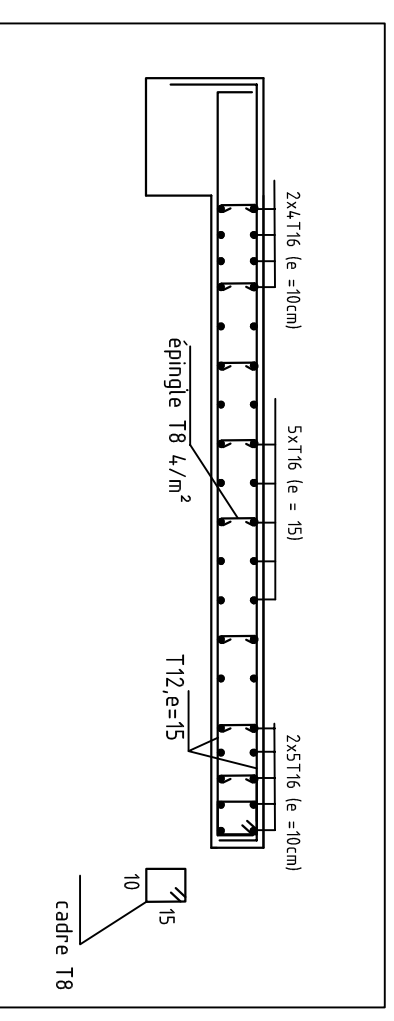
## Ferrailage voile de 1,5 m Zone I



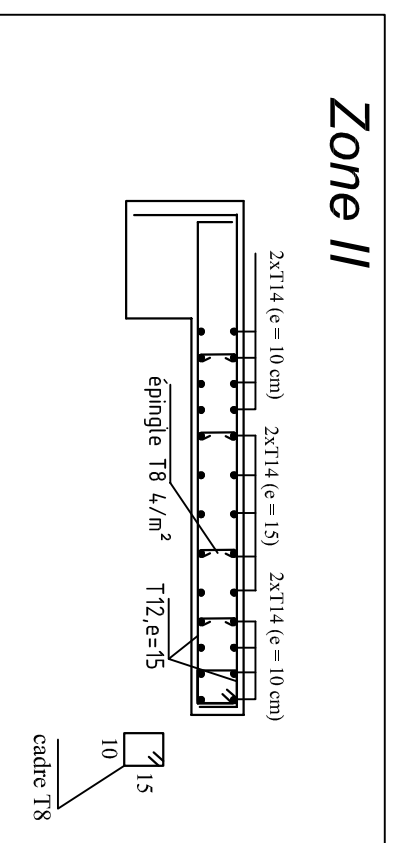
## Ferrailage voile de 2,00 m Zone I



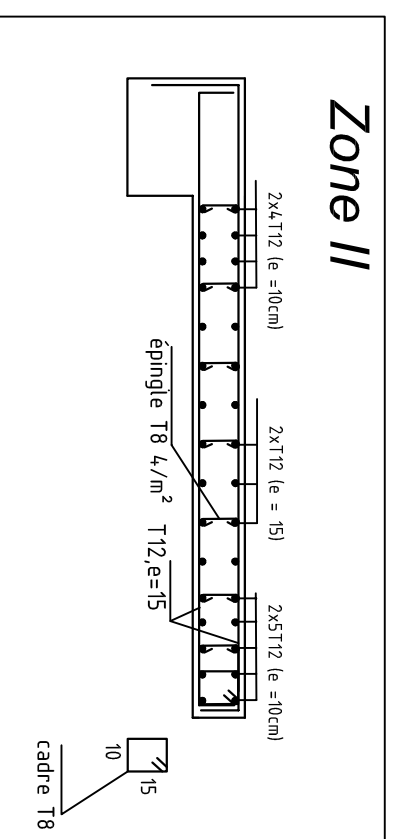
## Ferrailage voile de 2,50 m Zone I



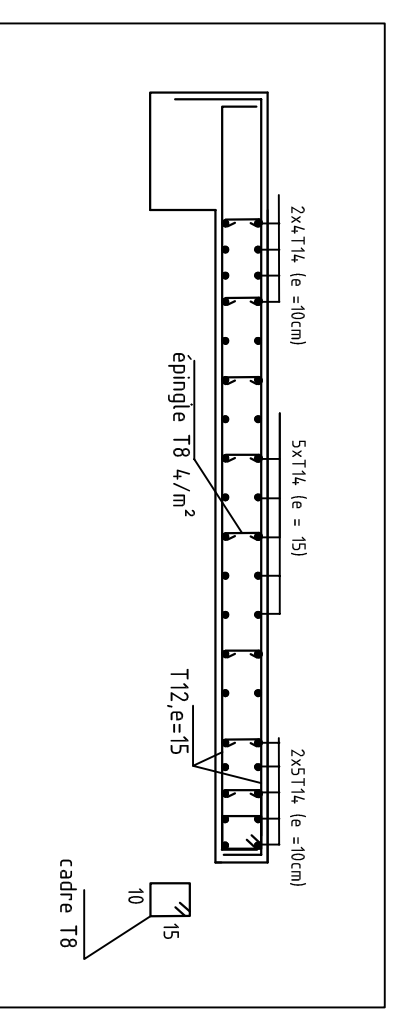
## Zone II



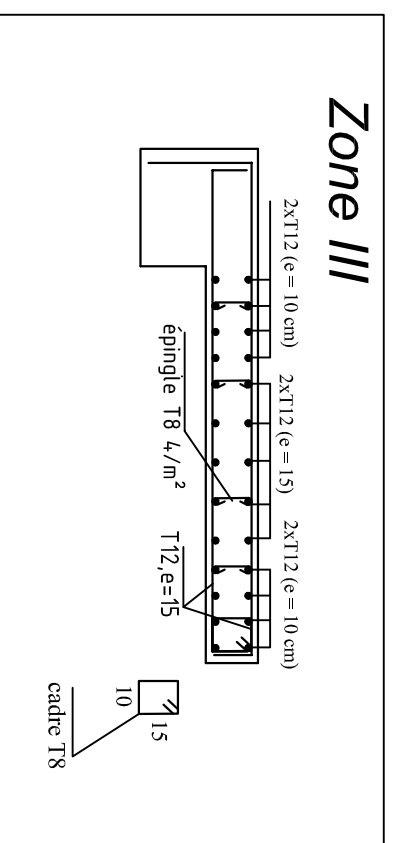
## Zone II



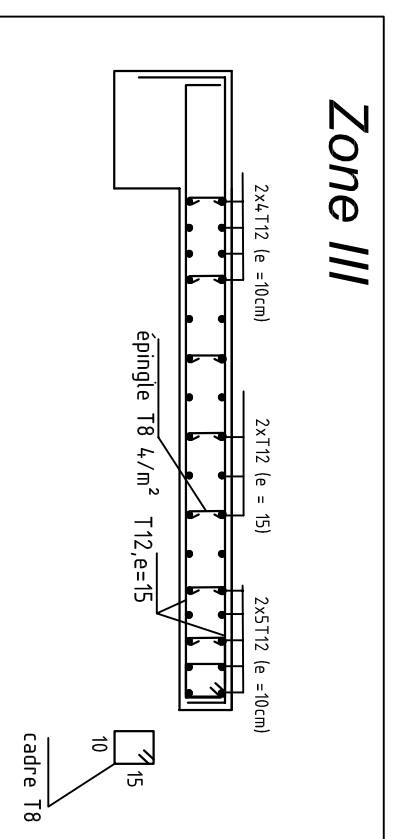
## Zone II



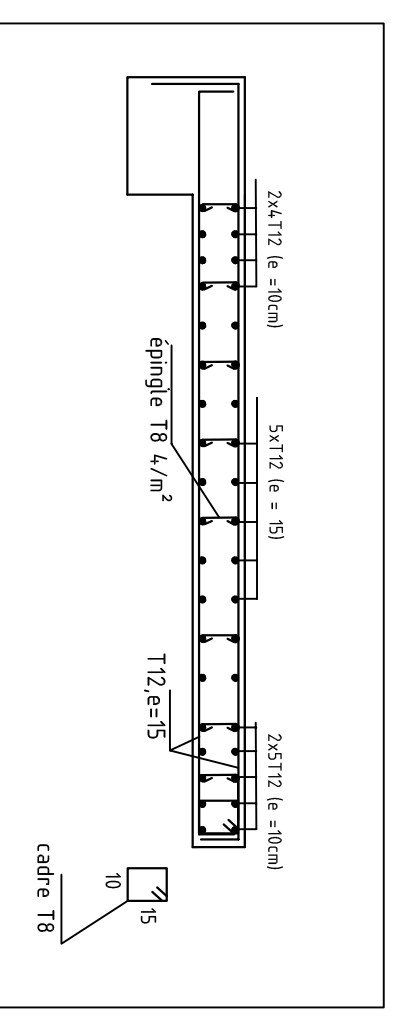
## Zone III



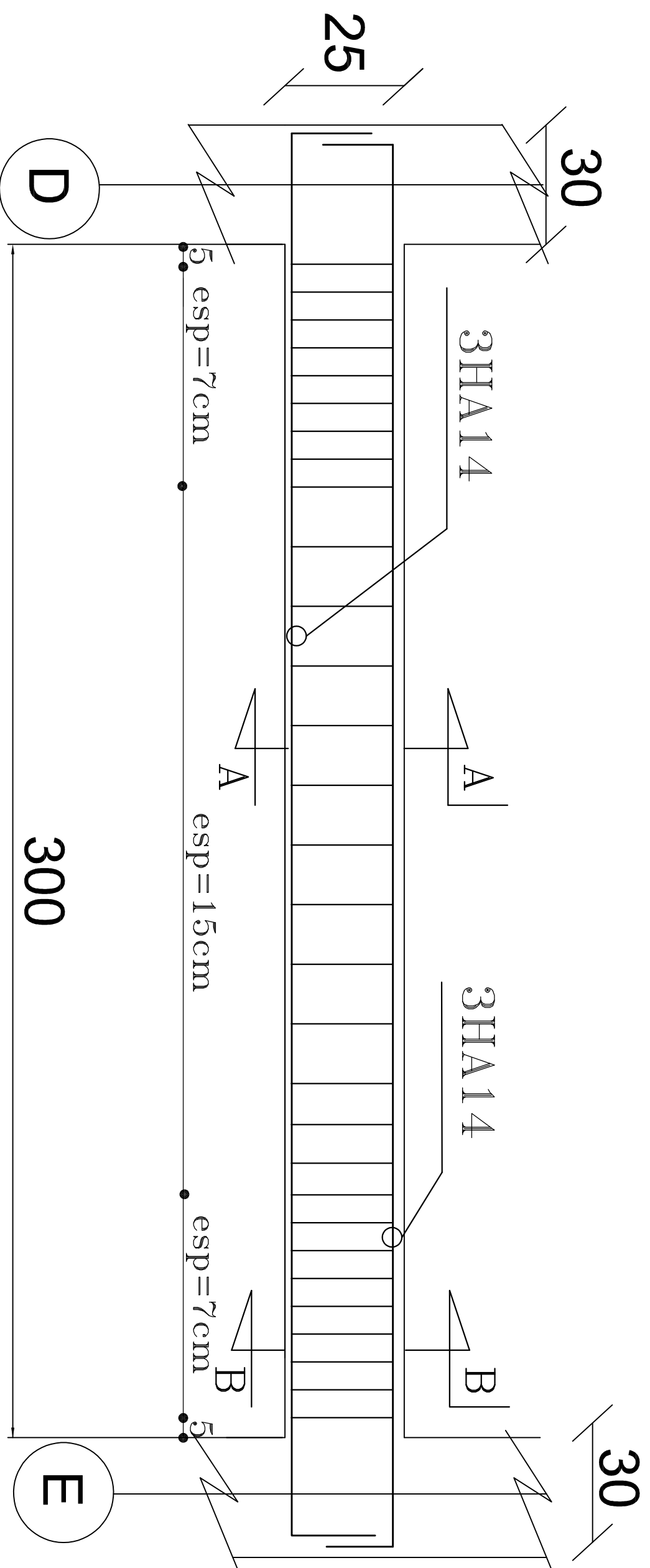
## Zone III



## Zone III

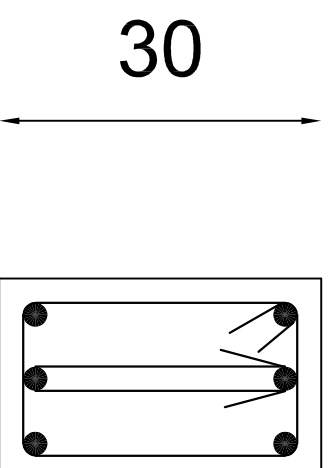
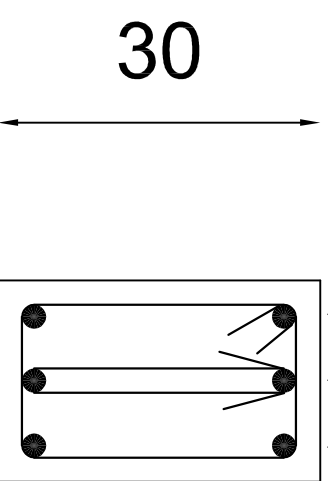


# Poutre de Palierie 25 X 30



**A-A**

**B-B**



25

25

*CHAPITRE VI :*

*MUR PLAQUE*

### VI-1- Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Dans notre cas le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

### VI-2- Les exigences du RPA99/2003

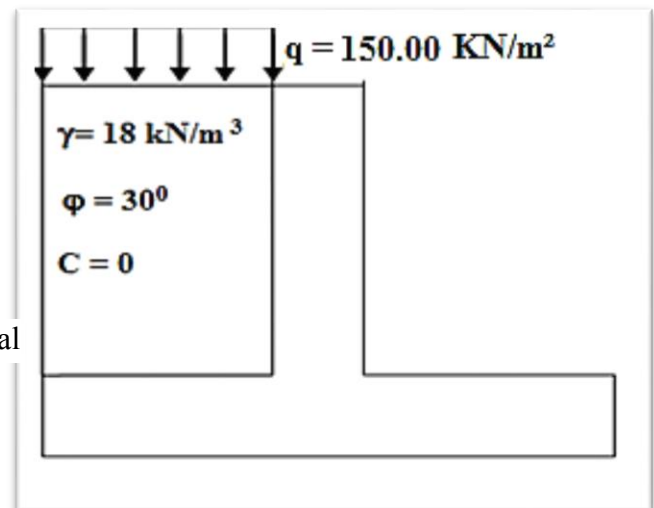
D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur est de 15cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm

### VI-3- Méthode de calcul

Le mur sera calculé comme un panneau vertical encastré au niveau de la semelle et encastré aussi au niveau de base 2 (radier nervurer).

### VI-4- Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- Surcharge :  $q = 150 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$
- La contrainte admissible de Sol :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .
- $\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal
- $\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé



### VI-5- Détermination des sollicitations

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la Détermination des contraintes qui exercent sur la face du mur au repos qui sont :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

Tel que :

- $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$
- $\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$
- $K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$

Avec  $0 < h < H = 3,00 \text{ m}$

### VI-6- Calcul des contraintes Horizontales et Verticales

- **ELU**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \cdot q)$$

Pour H=0 →  $\sigma_{h1} = 0,33 (1,35 \times 18 \times 0 + 1,5 \times 15) = 7,49 \text{ KN/m}^2$

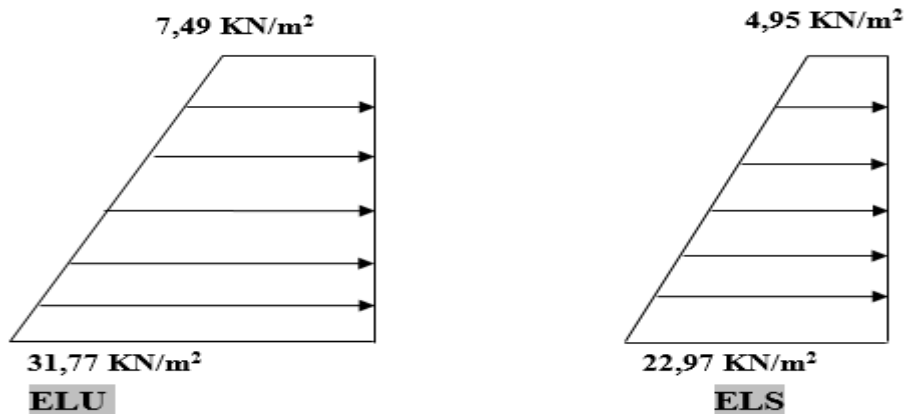
Pour H=3,00 →  $\sigma_{h2} = 0,33 (1,35 \times 18 \times 3,5 + 1,5 \times 15) = 31,77 \text{ KN/m}^2$

- **ELS**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \cdot h + q)$$

H=0 →  $\sigma_{h1} = 0,33 (18 \times 0 + 15) = 4,95 \text{ KN/m}^2$

H=3,00 →  $\sigma_{h2} = 0,33 (18 \times 3,00 + 10) = 22,97 \text{ KN/m}^2$



### ELS

- **Charge Moyenne**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

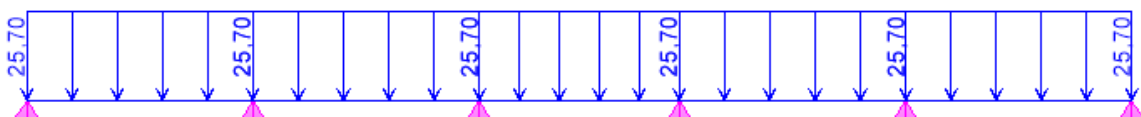
$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 31,77 + 7,49}{4} \times 1 = 25,7 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 22,97 + 4,95}{4} \times 1 = 18,46 \text{ KN/ml}$$

### VI-7- Détermination des moments de flexion

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS Sens X-X



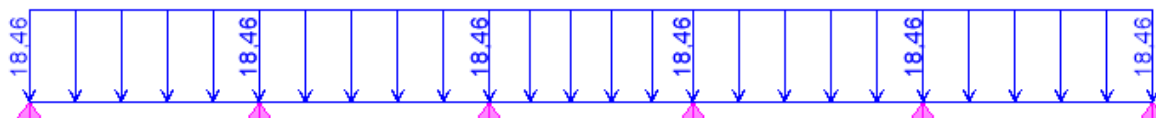


Figure VI-1. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

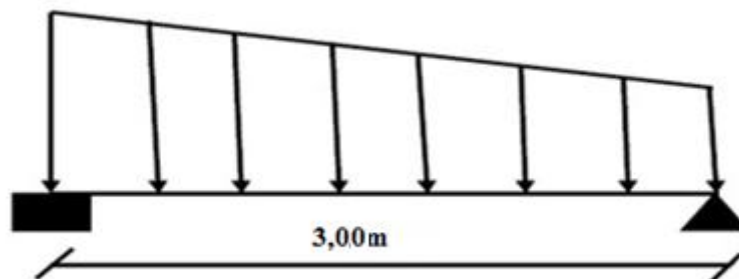


Figure VI-2. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

A. Diagrammes des efforts

- ELU

Sens X-X

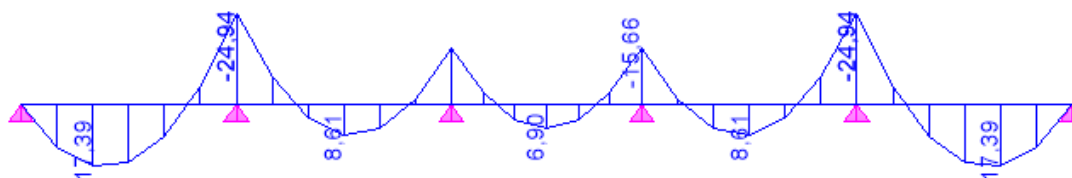


Figure VI-3. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens Y-Y



Figure VI-4. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

## • ELS

## Sens X-X

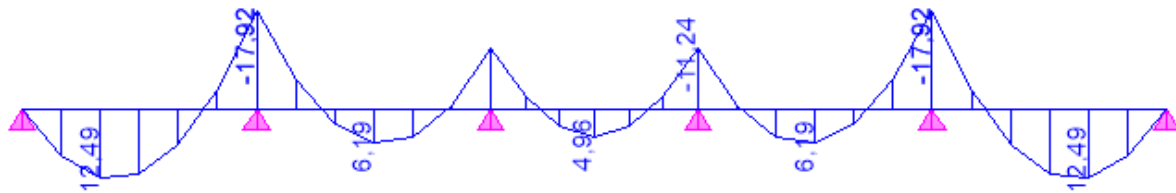


Figure VI-5. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

## Sens Y-Y

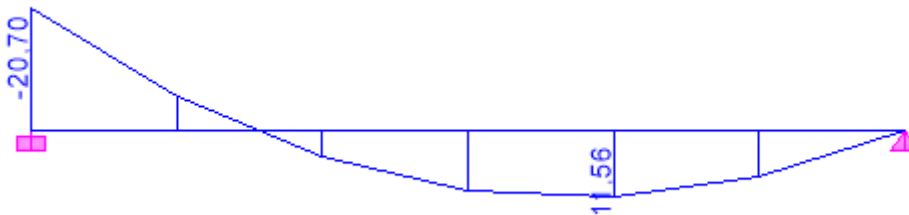


Figure VI-6. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

**B. Ferraillage à l'ELU**

Le ferraillage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur  $b = 1$  m et d'épaisseur  $e p = 25$ , en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.

Le ferraillage sera résumé dans le tableau suivant :

On n'a

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

**C. Recommandation du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)  $A \geq 0,0015b$  □
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de HA8.

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm} ; h : \text{épaisseur du voile} = 20 \text{ cm.}$$

Tableau VI-2. Ferraillage du mur.

**VI-8-vérifications à l'ELU :**

**A. Condition de non fragilité : BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

sens	zone	$M_u$ KN.m	$\mu_u$	Section	$\beta$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A$ ( $cm^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	$S_t$ (cm)
X-X	Appuis	24,94	0,271	SSA	0.83 8	3,75	4.13	4HA14=6.15	25
	Travée	17,39	0,189	SSA	0.89 4	3,75	2.7	4HA12=4.52	25
Y-Y	Appuis	28,82	0,313	SSA	0.80 6	3,75	4.97	4HA14=6,15	25
	Travée	16,09	0,0.17	SSA	0.90 3	3,75	2.47	4HA12=4.52	25

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17cm^2.$$

**B. Espacement des barres**

Armatures principales :  $S_t < \min(3h ; 33cm)$

Sens X-X

$$S_t = 25 < 33cm \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens Y-Y

$$S_t = 25 < 33cm \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

**C. Longueur de scellement des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835MPa$$

$$\text{Pour HA12 : } L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33cm$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)

$$\text{Pour } \phi 12 \Rightarrow L_a = 16,93cm = 18cm.$$

**VII-9-Vérification à l'ELS :****a. Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**Dans les aciers**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min (266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ .

**Dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{d \cdot b} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableaux VI-4-Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Appuis	6,15	17,92	0,226	0,916	39,00	177,87	201,63	4,56	15	Condition vérifiée
	Travée	4.52	12,49	0,226	0,916	41,99	167,53	201,63	3,98	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Appuis	6,15	20,70	0,226	0,916	39,00	198,58	201,63	5,27	15	Condition vérifiée
	Travée	4.52	11,56	0,226	0,916	41,99	155,05	201,63	3,69	15	Condition vérifiée

**b. Etat limite de déformation**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$h = 20 \text{ cm}$  : hauteur totale,

$L$  : portée entre nus d'appuis,

$M_t$  : moment maximum en travée,

$M_0$  : valeur maximum du moment isostatique,

$A$  : section des armatures,

$b$  : longueur da la section,

$d$  : hauteur utile de la section droite

**Sens X-X**

$q_s = 18,46 \text{ KN/ml}$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 18,46 \times \frac{3,00^2}{8} = 20,76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 17,39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{4.52}{100 \times 23} = 0,00196 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,09}{10 \times 20,76} = 0,0775 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y**

$$q_s = 18,46 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 18,46 \times \frac{3,00^2}{8} = 20,76 \text{ KN.m}$$

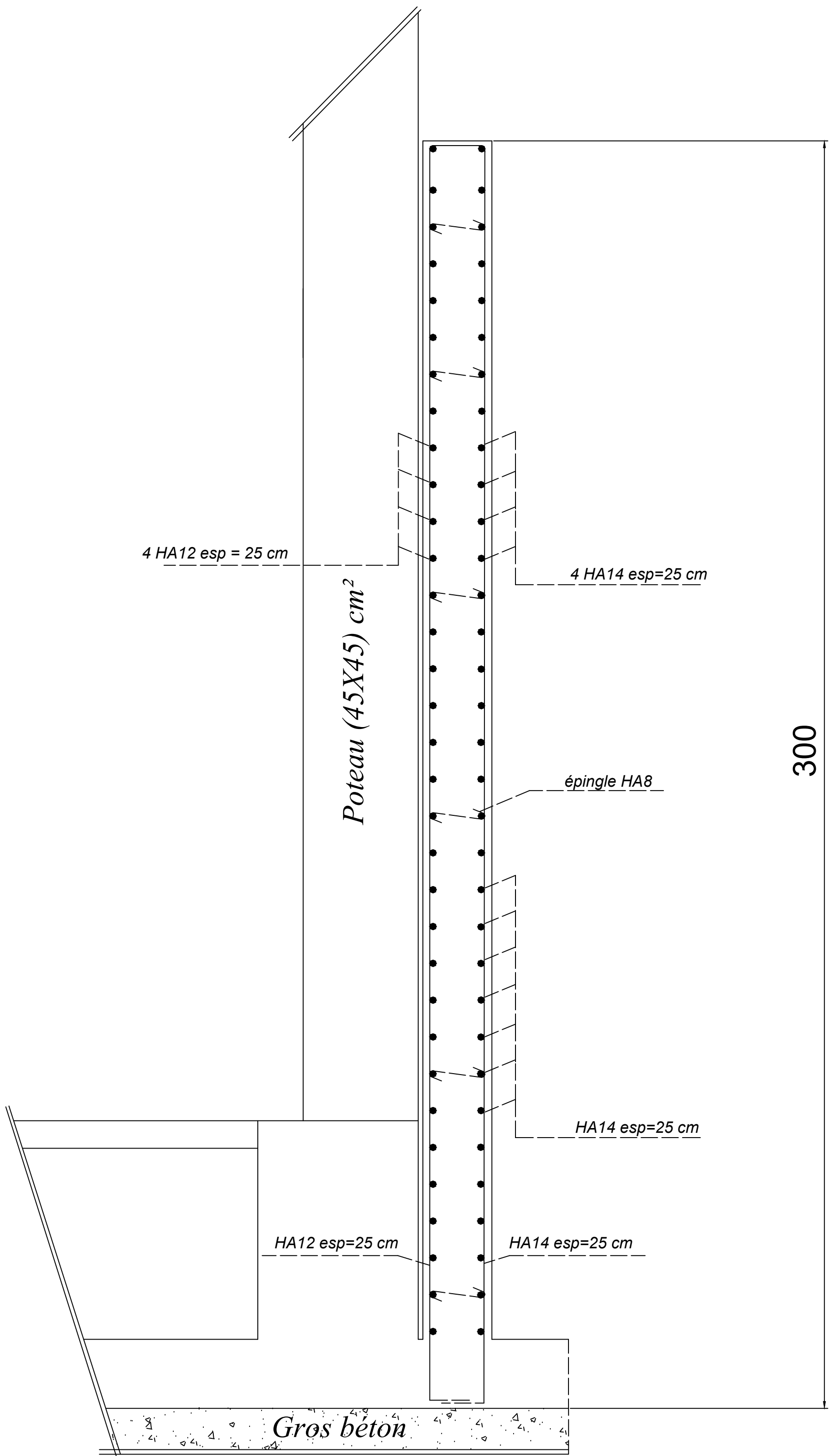
$$M_t = 12,49 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{4.52}{100 \times 23} = 0,00196 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12,49}{10 \times 20,76} = 0,0601 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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



300

Gros béton

# CHAPITRE VII :

*Etude du radier général*

*VII-1- Introduction*

Une fondation par définition un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

*VII-2-Choix du type de fondation*

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

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

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

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

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2,00 bars.

1) Semelle isolé

Pour le pré dimensionnement, il faut considéré uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tout les poteau du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

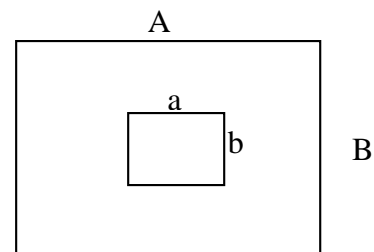
Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple :

$$N_{ser} = 1486,57 \text{ KN}, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1486,57}{200}} = 2,72 \text{ m}$$



**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

## 2) semelles filantes :

### **a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,20$  MPa)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Voile	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L		S <sub>t</sub>
V1	2	589,16	1,47	2,95	6	17,67
V2	1,5	777,67	2,59	3,89	5	19,44
V3	2,5	606,73	1,21	3,03	2	6,07
SOMME						43,18

**La surface des semelles filantes sous voiles est : S = 43,18 m<sup>2</sup>**

### **b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

#### ➤ **Hypothèse de calcul :**

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

#### ➤ **Etape de calcul :**

✓ Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i = 7490,02$  KN

✓ Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = 0$$

- ✓ Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

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

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

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

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{l}{6} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$$

**Avec :** L : distance entre nus des poteaux.

- ✓ Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- ✓ Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- ✓ Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux effort tranchants et moments fléchissant.
- ✓ Calcul la semelle dans le sens transversal.

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> ( m )	N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub> (KN.m)
21	1486,57	1,504	-6,4	-9514,048
22	731,36	-4,234	-2,1	-1535,856
23	1165,45	4,581	2,38	2773,771
24	1228,34	0,475	6,4	7861,376
Somme	4611,72	2,326		-414,757

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{414,757 - 2,326}{4611,72} = 0,09 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$e = 0,09 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{12,8}{6} = 2,13 \text{ m} \rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4611,72}{12,8} \left( 1 - \frac{6 \times 0,09}{12,8} \right) = 356,22 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4611,72}{12,8} \left( 1 + \frac{6 \times 0,09}{12,8} \right) = 387,60 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4611,72}{12,8} \left( 1 + \frac{3 \times 0,09}{12,8} \right) = 367,89 \text{ KN/m}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{367,89}{200} = 1,47 \text{ m}$$

On prend  $B = 1,50 \text{ m}$ .

On aura donc,  $S_p = (1,50 \times 12,8 \times 6) = 115,2 \text{ m}^2$ .

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{TSF} = 43,18 + 115,2 = 158,38 \text{ m}^2$$

Avec:  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{BAT} = 12,80 \times 14,65 = 187,52 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{TSF}}{S_{bat}} = \frac{158,38}{187,52} \times 100 = 84,46 \%$$

$$84,46 \% > 50\%$$

### Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupent ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

### 3) Calcul 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 et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontale
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- ✓ Facilité de coffrage
- ✓ Rapidité d'exécution
- ✓ Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

a) **Pré dimensionnement du radier :****a-1- Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

**a-2- Selon la condition forfaitaire :**➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs

$$L_{\max} = 4,5 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{56,5 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}}$$

**On prend :  $h = 90$  cm**

➤ **Sous poteaux :**a) **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{450}{20} = \mathbf{22,5 \text{ cm}}$$

b) **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{450}{50} \leq e_t \leq \frac{450}{40} \rightarrow 9 \text{ cm} \leq h_t \leq 11,25 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 10 \text{ cm}$$

c) **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h \geq \frac{450}{10} = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

**a-3- Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \cdot$$

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40$  MPa

$L_{max}$  : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b=1m$ )

$E$  : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ;  $E = 10818,86$  MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,5}{3,14}\right)^4 \times \frac{40}{10818,86}} = 0,63 \text{ cm}$$

**Remarque :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

**$h = 90$  cm      Nervure**

**$h = 25$  cm      Dalle**

**$b = 50$  cm      Largeur de la nervure**

**$e_f = 10$  cm      La dalle flottante**

**b) Détermination des efforts :**

Chargement	Charge permanente	$G = 23699,91 \text{ KN}$
	Charge d'exploitation	$Q = 4498,63 \text{ KN}$
<b>Combinaison d'action</b>	<b>ELU</b>	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1,35 \times 23699,91 + 1,50 \times 4498,63$ $= 38742,82 \text{ KN}$
	<b>ELS</b>	$N_s = G + Q$ $N_s = 23699,91 + 4498,63$ $= 28198,54 \text{ KN}$
<b>Surface</b>	<b>ELU</b>	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{38742,82}{1,33 \times 200}$ $= 145,65 \text{ m}^2$
	<b>ELS</b>	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{28198,54}{200} = 140,99 \text{ m}^2$
	<b>Surface adoptée</b>	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}\} = 145,65 \text{ m}^2$

	<b>La surface du bâtiment</b>	$S_{bat} = 187,52 \text{ m}^2$
<b>Conclusion</b>	$S_{bat} = 187,52 \text{ m}^2 > S_{rad} = 145,65 \text{ m}^2$ 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 : $L_{déb} \geq \max \left\{ \frac{h_{ner}}{2}; 30\text{cm} \right\} = \max \left\{ \frac{100}{2}; 30\text{cm} \right\} = 50\text{cm}$ $L_{déb} = 50 \text{ cm}$	
<b>Surface du débord</b>	$S_{déb} = (12,8 + 14,65) \times 2 \times 0,5 = 27,45 \text{ cm}^2$	
<b>Surface totale du radier</b>	$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 187,52 + 27,45 = 214,97 \text{ m}^2$	

	<b>Poids du bâtiment</b>	$G = 23699,91 \text{ KN}$	
<b>Poids du radier</b>	<b>Poids de la dalle</b>	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 214,97 \times 0,25 \times 25$	<b>1343,56 KN</b>
	<b>Poids de la nervure</b>	$P_{ner} = b_n \times h_n \times \rho_b \times \sum(L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0,50 \times 0,90 \times 25 \times 150,70$	<b>1523,25 KN</b>
	<b>Poids de TVO</b>	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum(L_x \times n + L_y \times m) = 0,5 \times 135,40 = 67,70 \text{ m}^2$ $P_{TVO} = (214,97 - 67,70) \times 0,4 \times 17$	<b>1001,44 KN</b>
	<b>Poids de la dalle flottante</b>	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 214,97 \times 0,10 \times 25$	<b>537,43 KN</b>
	<b>Poids de radier</b>		<b>4405,68 KN</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>	<b>Surcharge de bâtiment Q</b>		<b>4498,63 KN</b>
	<b>Surcharge du radier Q = 3 × 214,97</b>		<b>644,91 KN</b>
<b>Poids total de la structure</b>	$G_T = G_b + G_{rad} = 23699,91 + 4405,68$		<b>28105,59 KN</b>
	$Q_t = Q_b + Q_{rad} = 4498,63 + 644,91$		<b>5143,54 KN</b>
<b>Combinaisons</b>	<b>ELU</b>	$N_u = 1,35G + 1,50Q$ $N_u = 1,35 \times 28105,59 + 1,50 \times 5143,54$	<b>45657,86 KN</b>
	<b>ELS</b>	$N_s = G + Q$ $N_s = 28105,59 + 5143,54$	<b>33249,13 KN</b>

c) Vérifications :

C-1- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 81 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{45657,86 \times 0,5}{214,97} \times \frac{4,50}{2} = 238,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{238,94 \times 10^3}{500 \times 0,9 \times 450} = 1,18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### C-2- Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

**On doit vérifier que :**

$$\text{ELU : } \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2,$$

$$1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

**Avec :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M V}{I}$$

- Calcul du CDG et les moments d'inertie :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 7,32 \text{ m}$$

$$Y_G = 6,4 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = 3353,83 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = 2560,27 \text{ m}^4$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	7,32 m
	Moment d'inertie	$I_{yy}$	2560,27 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 31902,941 + 1484,29 \times 0,9 = 33238,802 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{45657,86}{214,97} + \frac{33238,802}{2560,27} \times 7,32 = 307,42 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{45657,86}{214,97} - \frac{33238,802}{2560,27} \times 7,32 = 117,36 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 307,42 + 117,36}{4} = 259,91 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 259,91 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{33249,13}{214,97} + \frac{33238,802}{2560,27} \times 7,32 = 249,70 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{33249,13}{214,97} - \frac{33238,802}{2560,27} \times 7,32 = 59,64 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 249,70 + 59,64}{4} = 142,99 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 142,99 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée		

✓ Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	6,4 m
	Moment d'inertie	$I_{xx}$	3353,83 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 30461,315 + 1424,32 \times 0,9 = 31743,203 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{45657,86}{214,97} + \frac{31743,203}{3353,83} \times 6,4 = 272,97 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{45657,86}{214,97} - \frac{31743,203}{3353,83} \times 6,4 = 151,82 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 272,97 + 151,82}{4} = 242,68 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 242,68 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{33249,13}{214,97} + \frac{31743,203}{3353,83} \times 6,4 = 215,24 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{35334,11}{294,92} - \frac{28852,88}{3567,60} \times 6,26 = 94,09 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 215,24 + 94,09}{4} = 184,96 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 184,96 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée		

**Ferrailage du radier :**

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{E.L.U : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 242,68 - \frac{4405,68}{214,97} = 222,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_s = \sigma_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 184,96 - \frac{4405,68}{214,97} = 164,47 \text{ KN/m}^2$$

**1/Identification des panneaux :**

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
1	3	4,3	0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541
2	3	4,5	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585

$$0 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

**2-Calcul des moments isostatiques :**

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Panneau	L <sub>x</sub>	ELU : q <sub>u</sub> = 222,19 KN/m <sup>2</sup>		ELS : q <sub>s</sub> = 164,47 KN/m <sup>2</sup>	
		M <sub>0x</sub>	M <sub>0y</sub>	M <sub>0x</sub>	M <sub>0y</sub>
1	3	101,79	38,88	81,10	43,88
2	3	94,85	41,35	76,38	44,68

**Remarque :**

1-Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastres sur leurs appuis, et on effectue la ventilation des moments sur appuis et en travées.

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_a = -0,3 M_0$$

M<sub>t</sub> et M<sub>0</sub> sont choisis en respectant l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

2- Après le calcul des moments isostatiques dans les différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 01 est le plus défavorable. Pour cela on calculera le ferrailage du panneau 01 et on adoptera le même ferrailage pour les autres panneaux

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,3 \times 101,79 = 30,54 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0,3 \times 101,79 = 30,54 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 101,79 = 86,52 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0,85 \times 41,35 = 35,15 \text{ KN m.} \end{cases}$$

c) Ferrailage

C-1- Ferrailage du panneau :

$$h = 1 \text{ m} , b = 0,25 \text{ m} ,$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}} \quad \mu_b = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bc}},$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{(\beta d f_e / \gamma_s)} , A_a = \frac{M_{ua}}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

Sens			M <sub>u</sub>	μ	Obs e	β	A <sub>min</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>adoptée</sub>	St	
X-X	ELU	Appuis	30,54	0,040	SSA	0,980	2,00	3,89	7HA14	10,77	15
		Travée	86,52	0,116	SSA	0,938	2,00	10,03	7HA14	10,77	15
Y-Y	ELU	Appuis	30,54	0,041	SSA	0,980	2,00	3,89	7HA12	7,92	15
		Travée	35,15	0,046	SSA	0,976	2,00	4,50	7HA12	7,92	15

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ MPa, fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

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	24,33	10,77	0,453	0,898	34,02	26,58	348	0,78	15	Condition vérifiée
x-x	Appuis	68,94	10,77	0,453	0,898	34,02	75,03	348	2,21	15	Condition vérifiée
Sens	Travée	24,33	7,92	0,333	0,910	40,56	35,53	348	0,88	15	Condition vérifiée
y-y	Appuis	30,98	7,92	0,333	0,910	40,56	45,25	348	1,12	15	Condition vérifiée

### C-2- Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

#### Sollicitation de calcul

A l'ELU :  $q_u = 222,19$  KN/m

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{222,19 \times 0,5^2}{2} = 27,77 \text{ KN.m}$$

#### Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27,77 \times 10^6}{1000 \times 250^2 \times 14,2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27,77 \times 10^3}{0,984 \times 25 \times 348} = 3,24 \text{ cm}^2$$

#### Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord  $A_{radier} > A_{débort}$ , alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### C-3- Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens  $0,4 \leq \rho = 0,7 \leq 1$  donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires ;

- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales ;

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants)

**M<sup>r</sup>. BELAZOUGUI.** Propose dans son manuscrit « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME » [25] en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur  $L_m$ ) et le même effort tranchant (Largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times L_m$$

$$q_t = q \times L_t$$

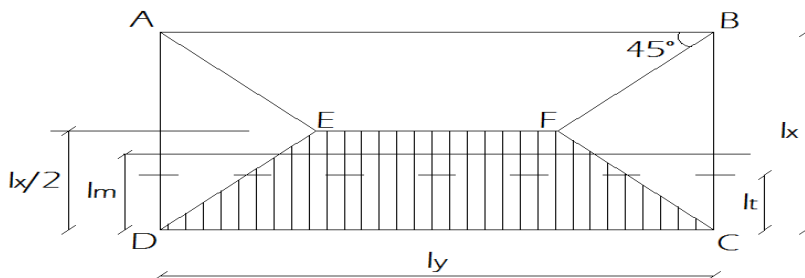
Avec :

$q_m$  : Charges permettant le calcul des moments fléchissant ;

$q_t$  : Charges permettant le calcul des efforts tranchants ;

$q$  : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs  $L_m$  et  $L_t$  sont déterminées comme suit :



### Cas des charges trapézoïdales

Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$

### Cas des charges triangulaires

Moment fléchissant :  $L_m = 0.333 \times L_x$

Effort tranchant :  $L_t = 0.25 \times L_x$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Détermination des charges :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 242,68 - \frac{4405,68}{214,97} - \frac{1523,25}{67,70} \right) \times 1m = 113,63 \frac{KN}{ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left( 184,96 - \frac{4405,68}{214,97} - \frac{1523,25}{135,40} \right) \times 1\text{m} = 68,01 \text{ KN/m}$$

harges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ Q <sub>st</sub>
1 - 2	1	3	4,3	0,698	Triangulaire	1,00	0,75	222,19	164,47	221,97	443,94	164,31	328,61	166,64	333,29	123,35	246,71
	2	3	4,5	0,667	Triangulaire	1,00	0,75	222,19	164,47	221,97		164,31		166,64		123,35	
2 - 3	1	2,65	4,3	0,616	Triangulaire	0,88	0,66	222,19	164,47	196,07	392,14	145,14	290,27	147,20	294,40	108,96	217,92
	2	2,65	4,5	0,589	Triangulaire	0,88	0,66	222,19	164,47	196,07		145,14		147,20		108,96	

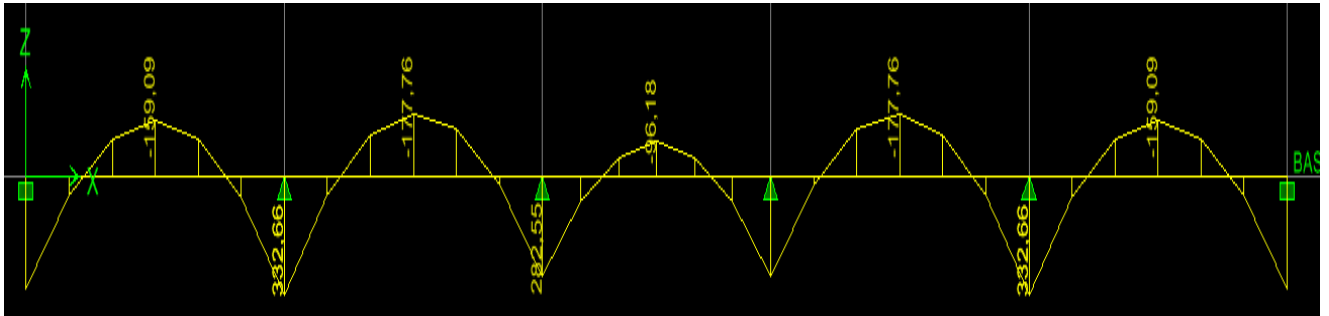
Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ Q <sub>st</sub>
A - B	1	3	4,3	0,698	Trapézoïdal	1,26	1,13	222,19	164,47	279,21	558,42	206,68	413,35	252,17	504,34	186,66	373,33
	2	3	4,3	0,698	Trapézoïdal	1,26	1,13	222,19	164,47	279,21		206,68		252,17		186,66	
B - C	1	3	4,5	0,667	Trapézoïdal	1,28	1,17	222,19	164,47	283,91	567,82	210,16	420,31	259,22	518,44	191,88	383,76
	2	3	4,5	0,667	Trapézoïdal	1,28	1,17	222,19	164,47	283,91		210,16		259,22		191,88	
C - D	1	3	4	0,750	Trapézoïdal	1,22	1,08	222,19	164,47	270,79	541,59	200,45	400,90	239,55	479,10	177,32	354,64
	2	3	4	0,750	Trapézoïdal	1,22	1,08	222,19	164,47	270,79		200,45		239,55		177,32	

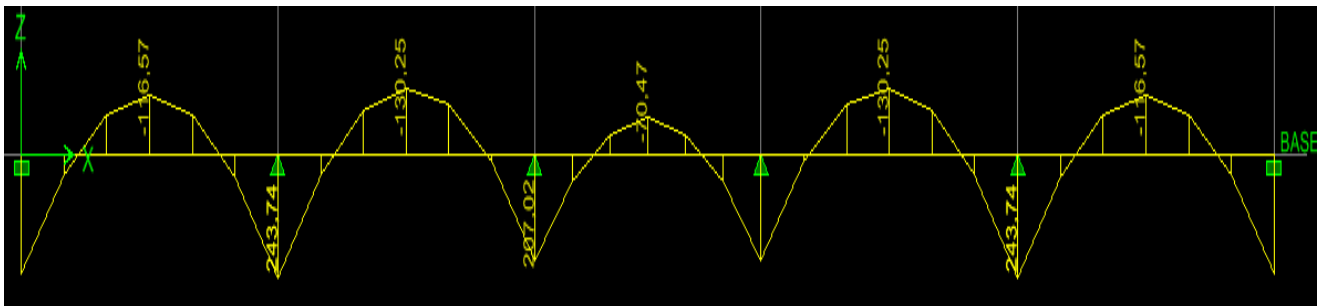
**c- Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

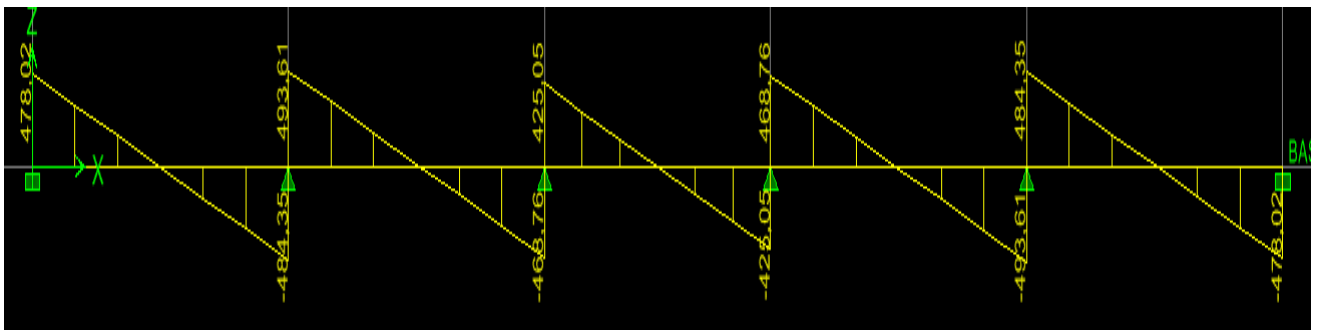
*Sens longitudinale « X-X » :*



*Figure VII-1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.*



*Figure VII-2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.*



*Figure VII-3 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.*

- *Sens transversale « Y-Y » :*

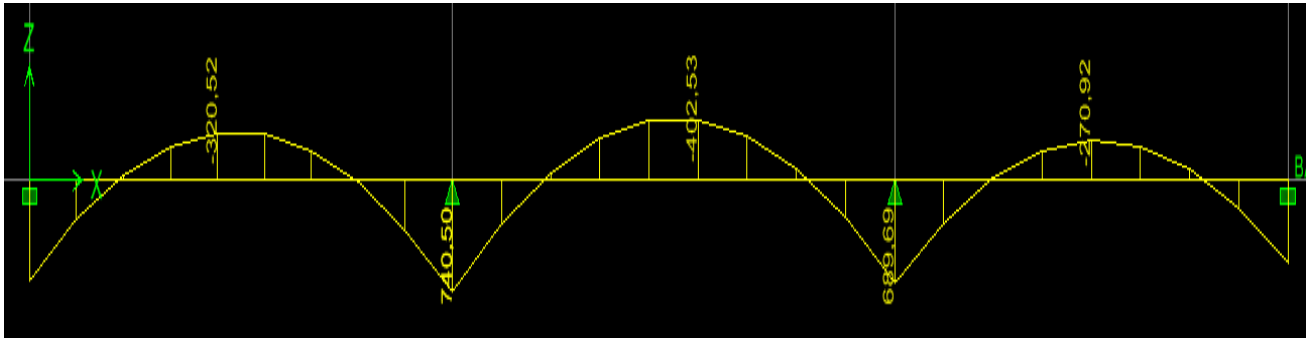


Figure VII-4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

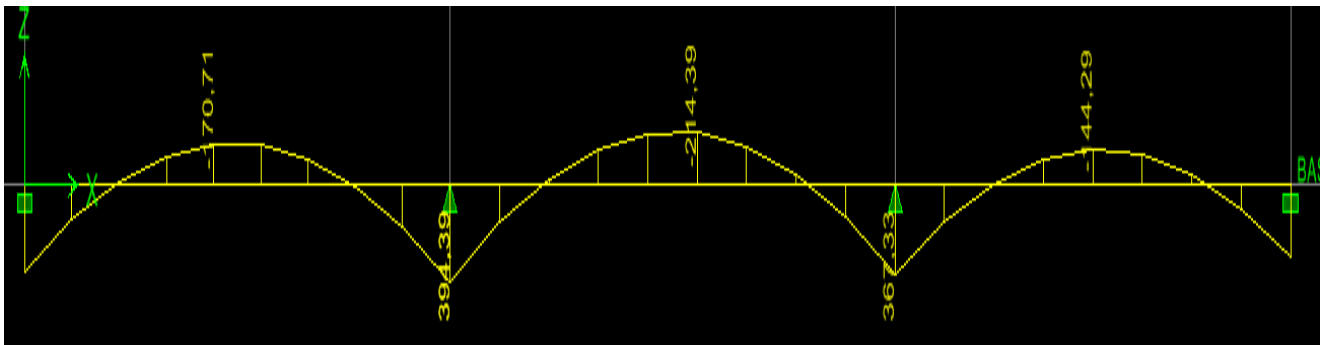


Figure VII-5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

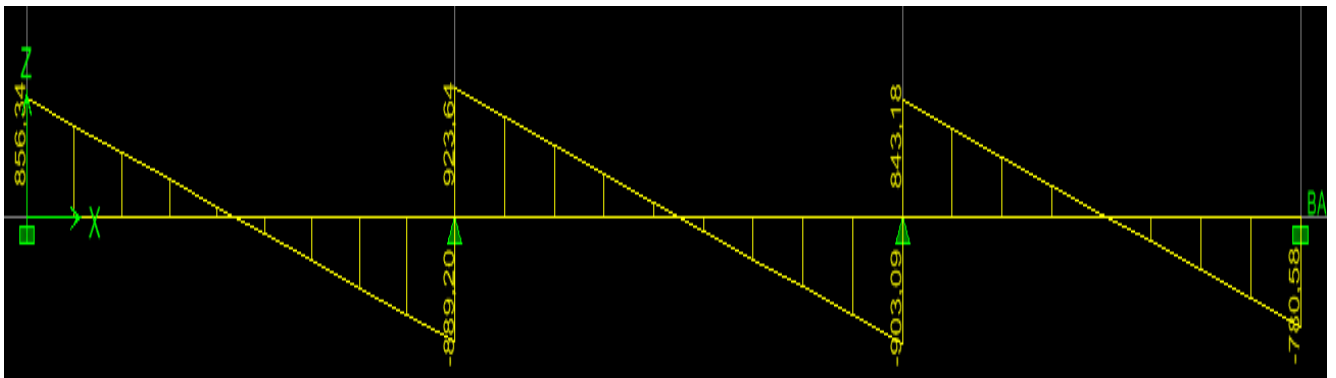


Figure VII-6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Efforts maximale.**

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{\max}^a = 332,66$	$M_{\max}^a = 243,74$	$M_{\max}^a = 740,5$	$M_{\max}^a = 394,39$
$M_{\max}^t = 177,76$	$M_{\max}^t = 130,25$	$M_{\max}^t = 402,53$	$M_{\max}^t = 214,39$
$T_{\max} = 493,61$		$T_{\max} = 923,64$	

**d- Calcul du ferrailage :**

$b = 50 \text{ cm} \quad h = 90 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN. cm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$	Choix	$A_{ad}$
X-X	Appuis	332,66	0,065	S.S.A	0,967	9,56	5HA16	10,05
	Travée	177,76	0,035	S.S.A	0,983	5,02	5HA16	10,05
Y-Y	Appuis	740,5	0,144	S.S.A	0,922	19,12	5HA16+5HA16	20,10
	Travée	277,86	0,078	S.S.A	0,959	9,90	5HA16	10,05

**e- Vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$  Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 90 \times 2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$

		$A_{Adepte}$	$A_{min}$	Observation
X-X	Appuis	10,05	5,43	Condition vérifiée
	Travée	10,05	5,43	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	20,10	5,43	Condition vérifiée
	Travée	10,05	5,43	Condition vérifiée

➤ **Armatures transversales**

$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (25,7; 50; 16)$

On prend  $\Phi = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement des armatures :****Zone nodal:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \{15; 12 \times 1,6\} = 15 \text{ cm}$$

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

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

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

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  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  $80 \text{ cm}$ , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,90 = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc  $2\text{HA}14$  avec  $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

**f- Vérification à l'ELS :**➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

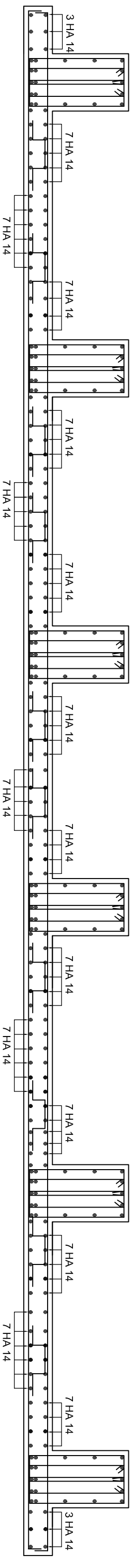
$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}. \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

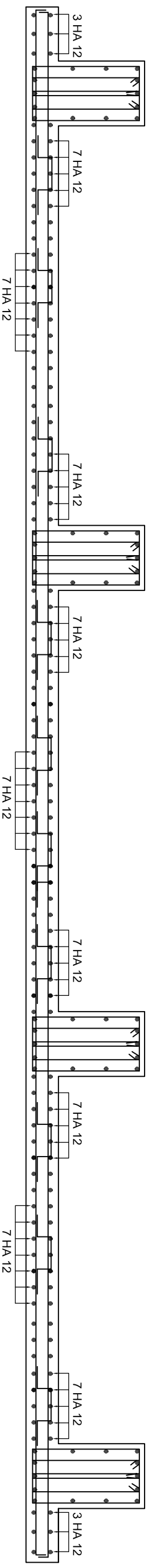
Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	<i>Observation</i>
x-x	Travée	Travée	10,05	130,25	0,236	0,91	40,56	167,55	348	4,13	Condition vérifiée
	Appuis	Appuis	10,05	243,74	0,236	0,91	40,56	313,55	348	7,73	Condition vérifiée
y-y	Travée	Travée	10,05	214,39	0,236	0,91	33,08	275,79	348	8,34	Condition vérifiée
	Appuis	Appuis	20,1	394,39	0,473	0,896	40,56	257,63	348	6,35	Condition vérifiée

# Exemple de ferrailage de la dalle du radier

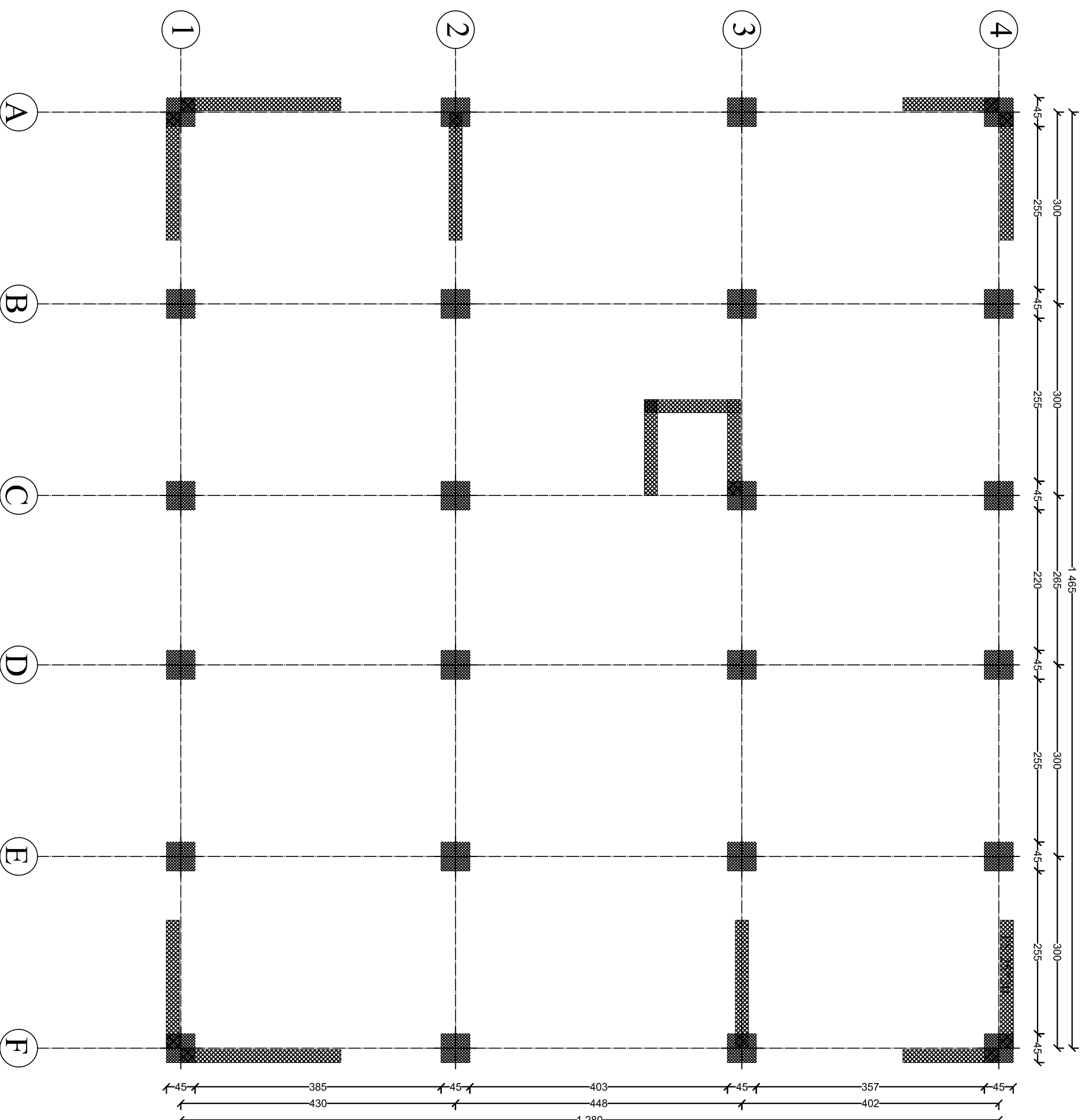
## Sens longitudinale



## Sens transversale



# PLAN DE DISPOSITION DES VOILES



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUIZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
*Mémoire de fin d'étude*

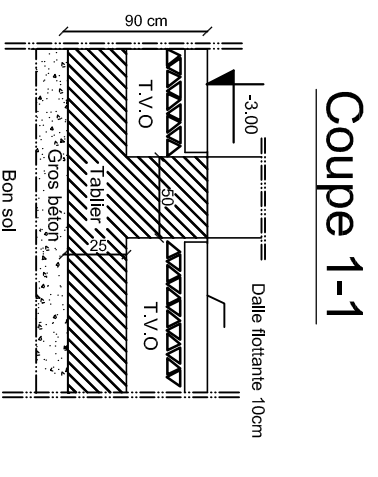
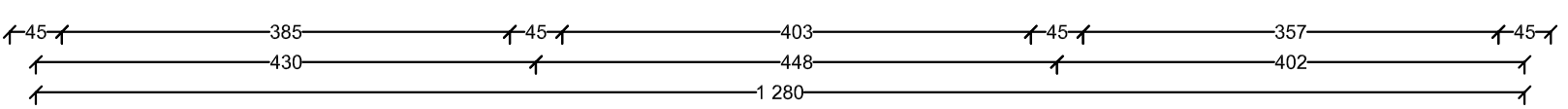
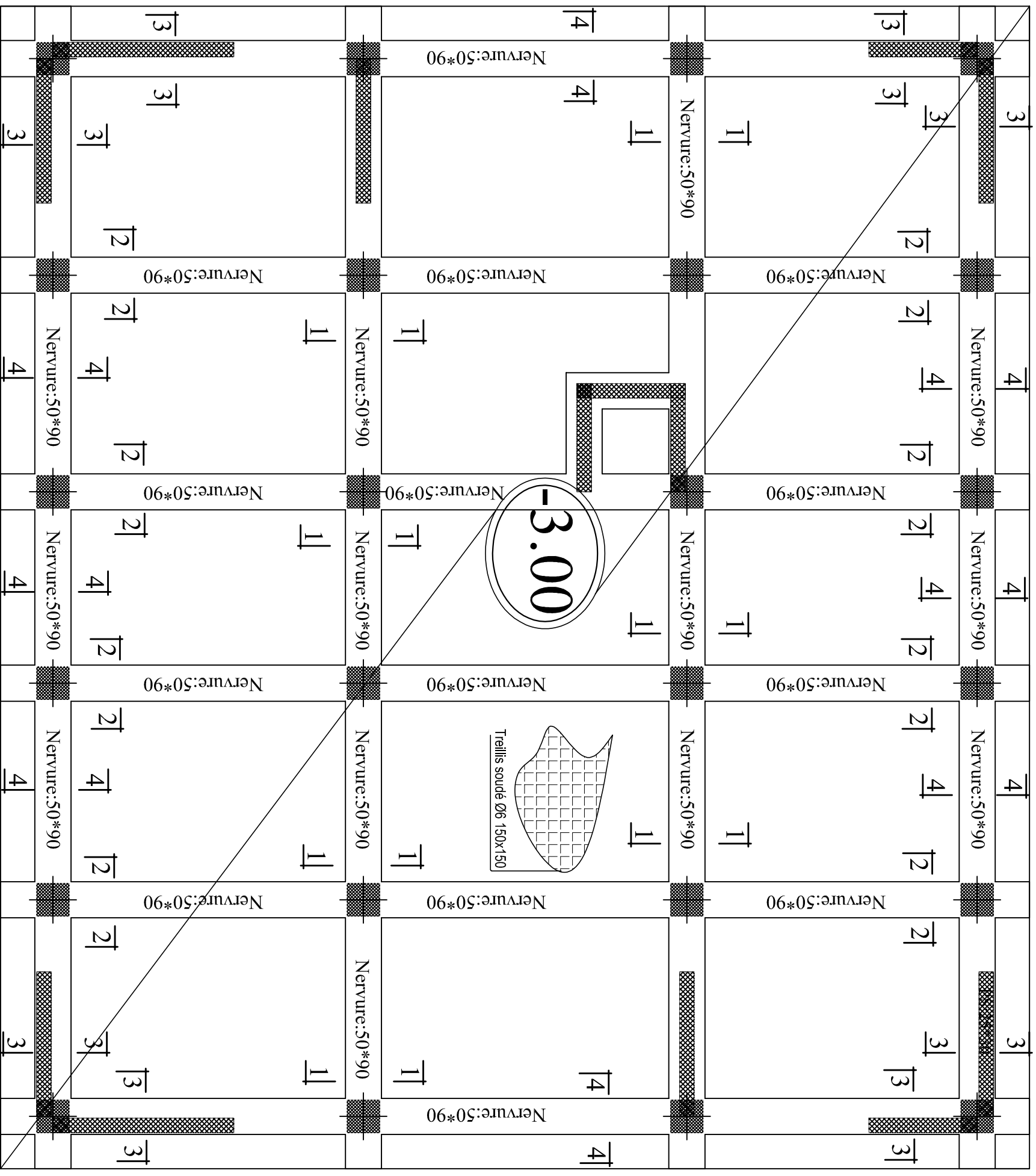
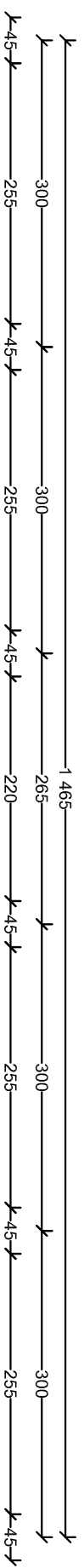
Etude d'un bâtiment R+8+entree-sol à usage d'habitation et commercial

PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

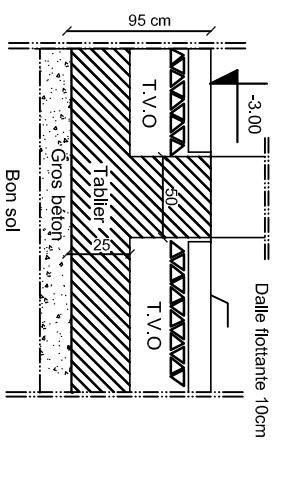
Réalise par : MEKDOUD Lysa  
AIT BOUZIAD Mohand Amokrane  
Encadrée par : Monsieur DERRADJ

promotion 2021/2022

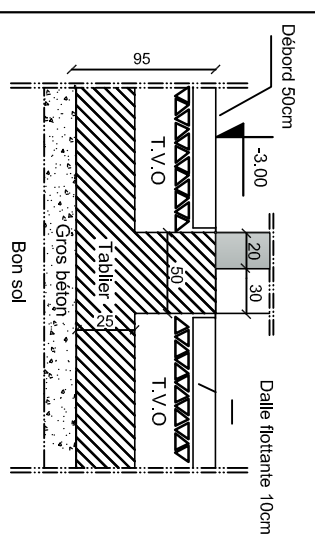
# PLAN DE COFFRAGE DU RADIER NIV : -3.00 m



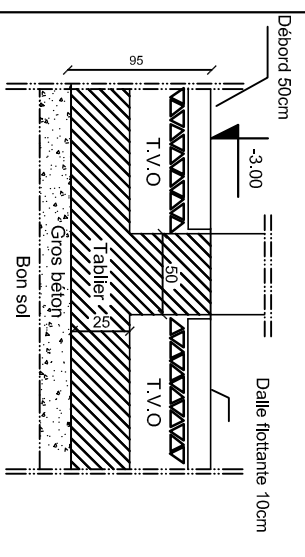
Coupe 1-1



Coupe 2-2

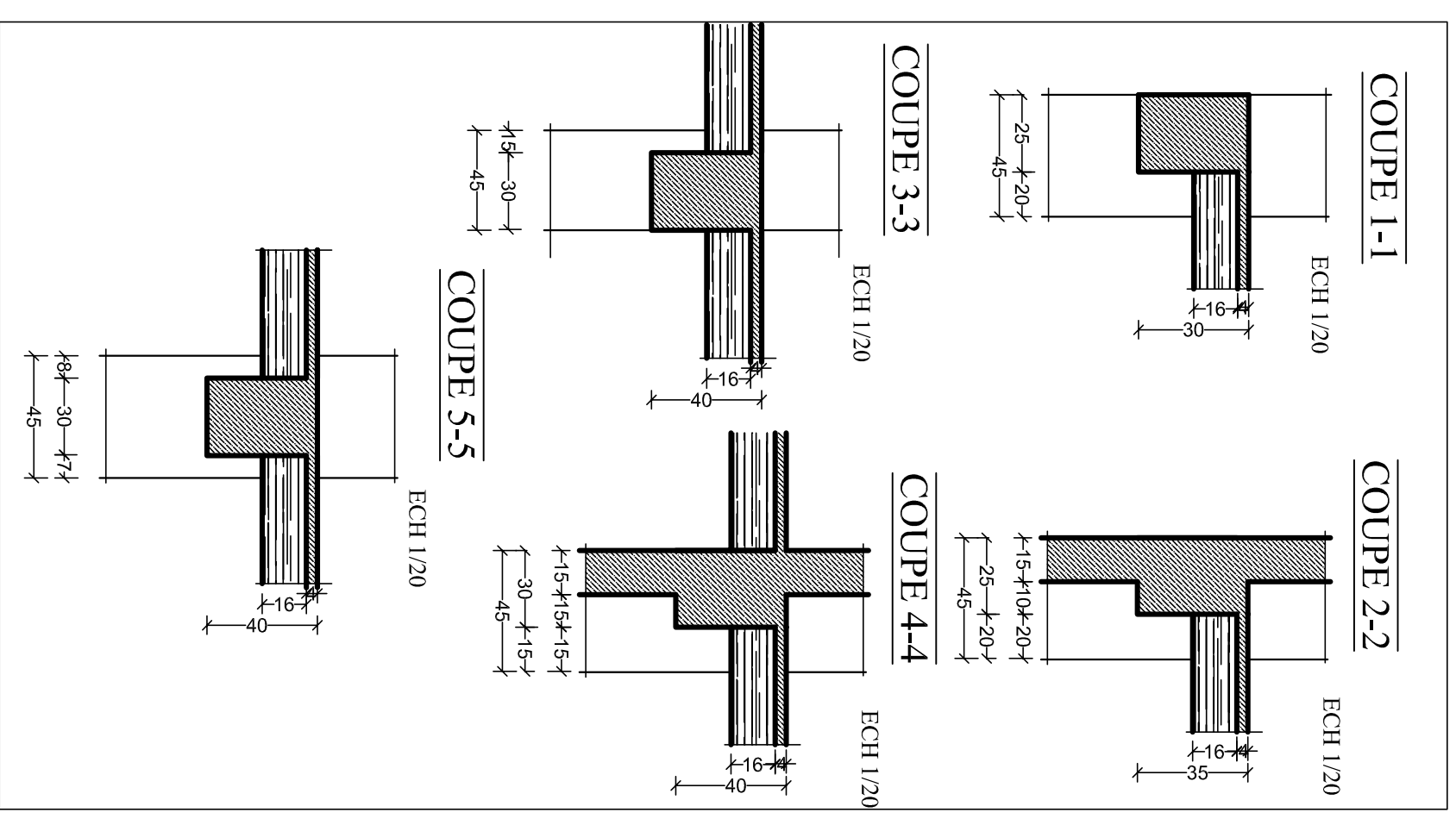
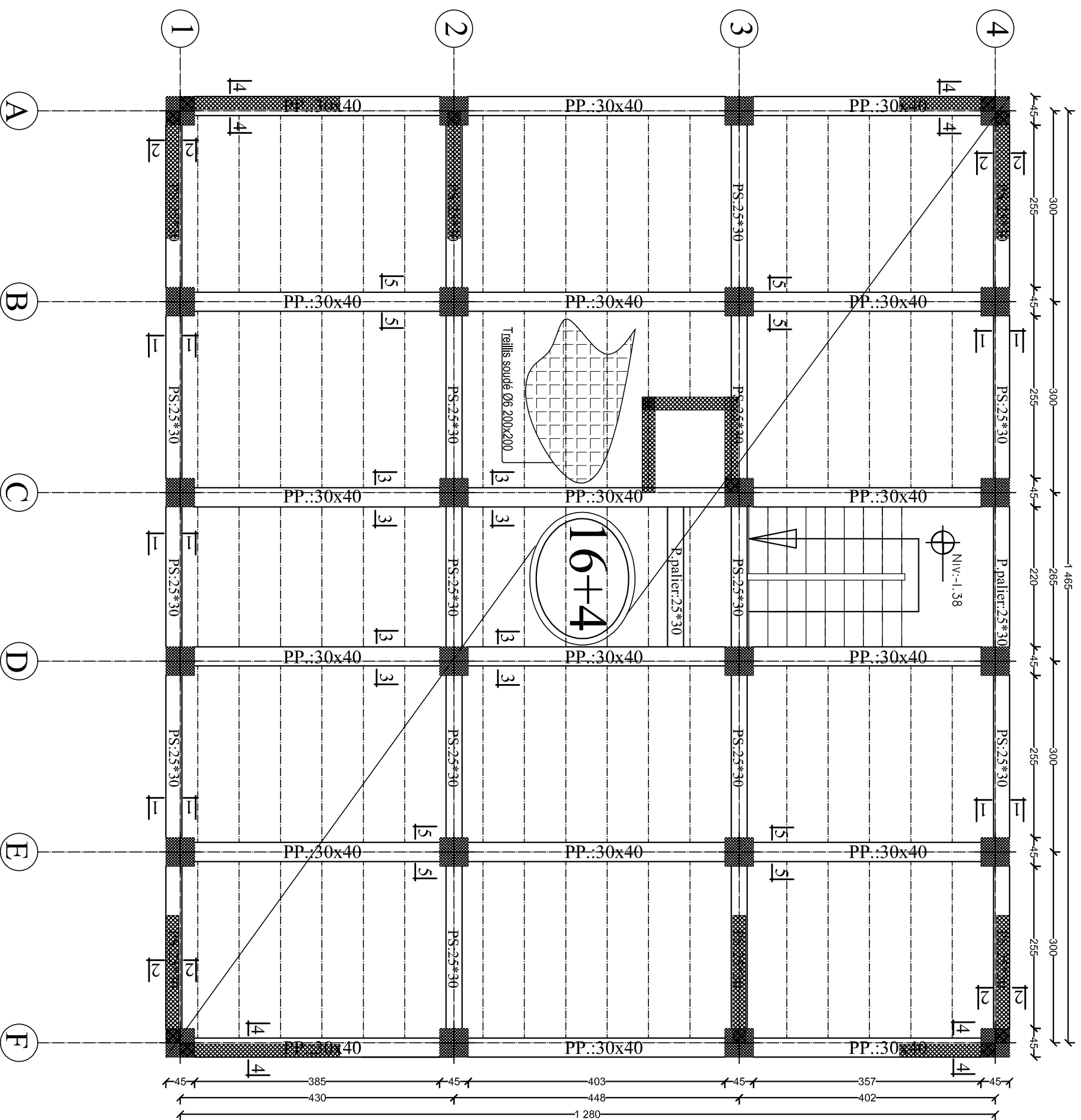


Coupe 3-3

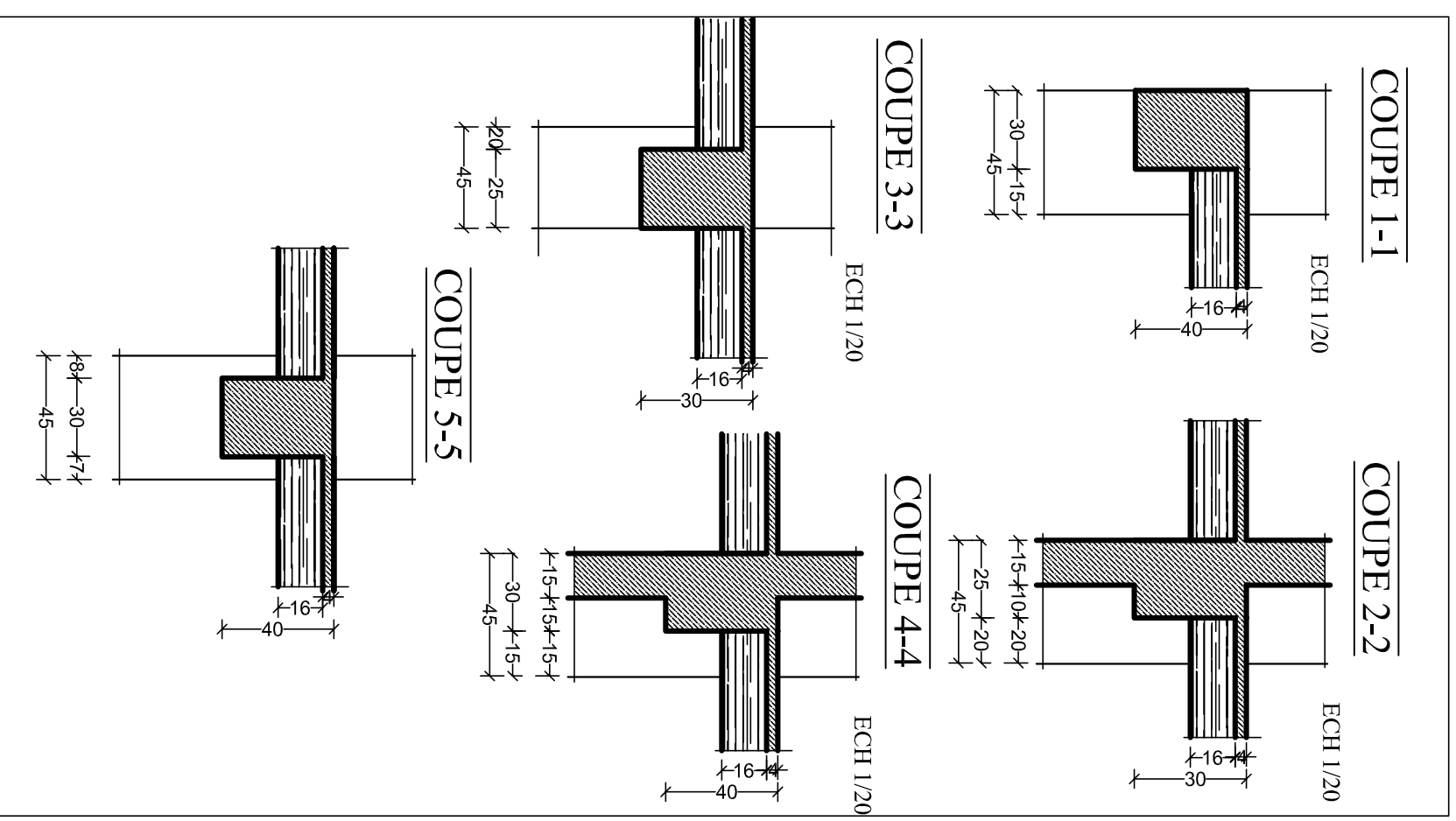
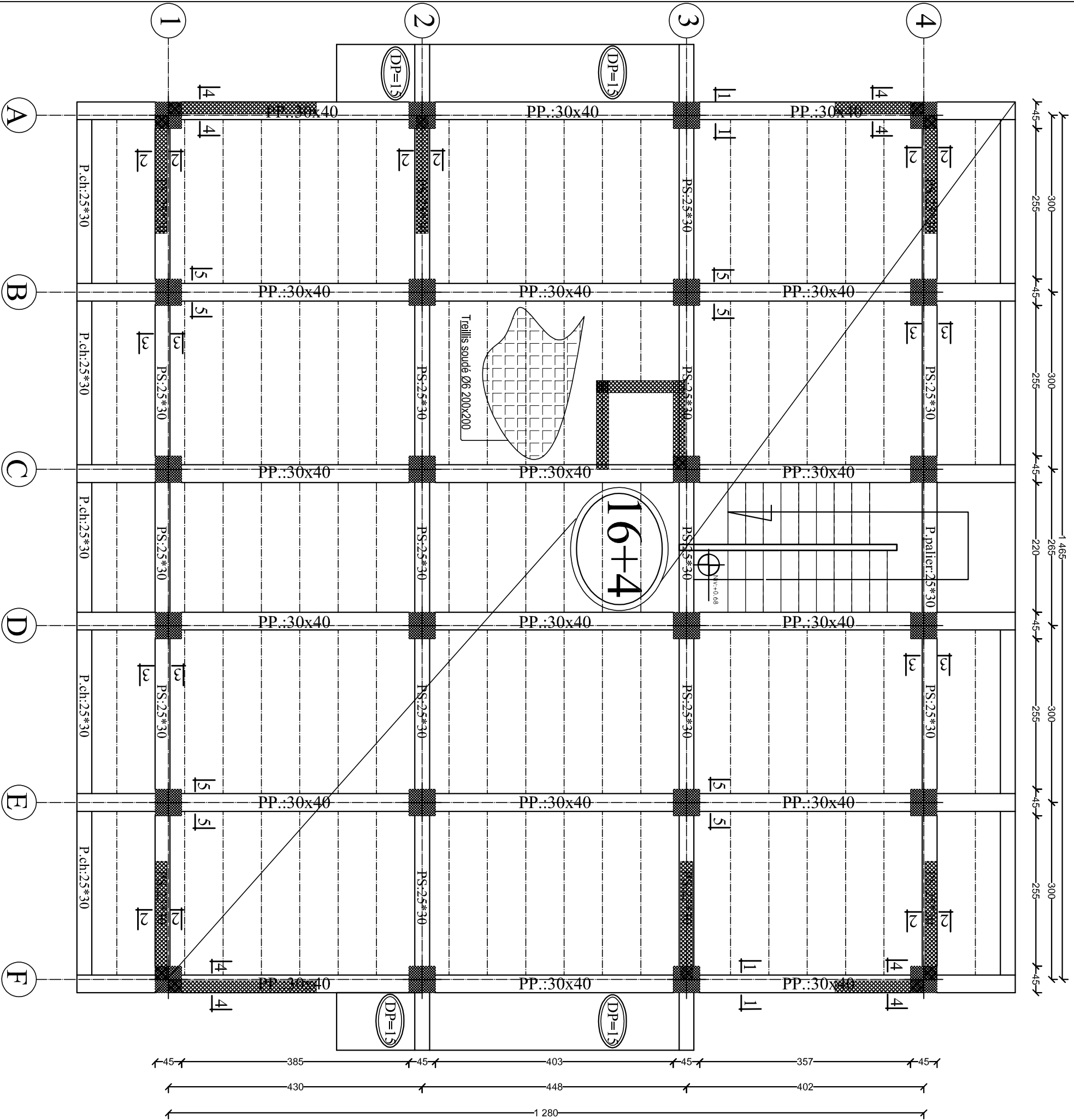


Coupe 4-4

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0.00 m



# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 4.08 m



UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTON: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE  
*Membre de l'In d'étude*

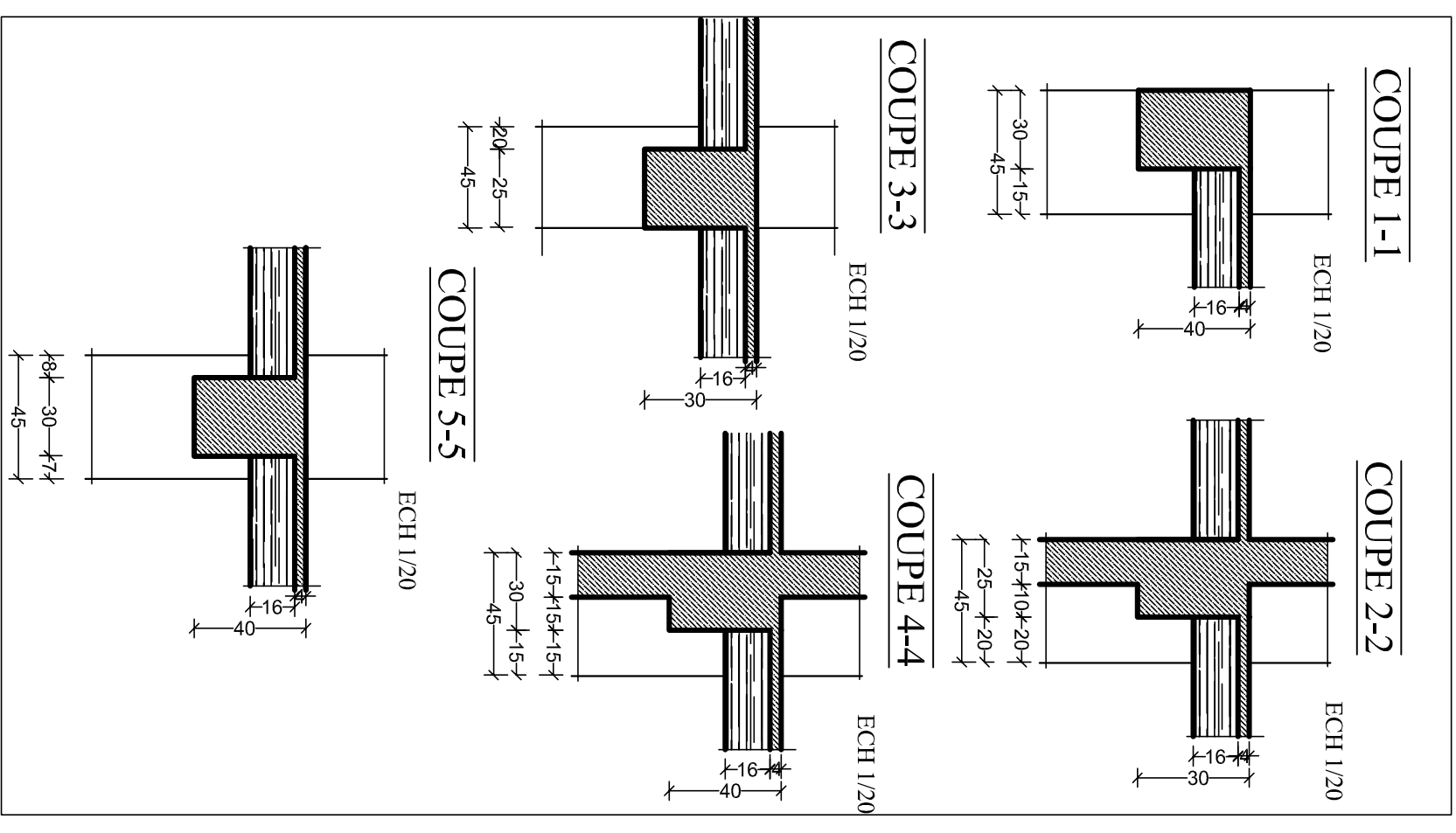
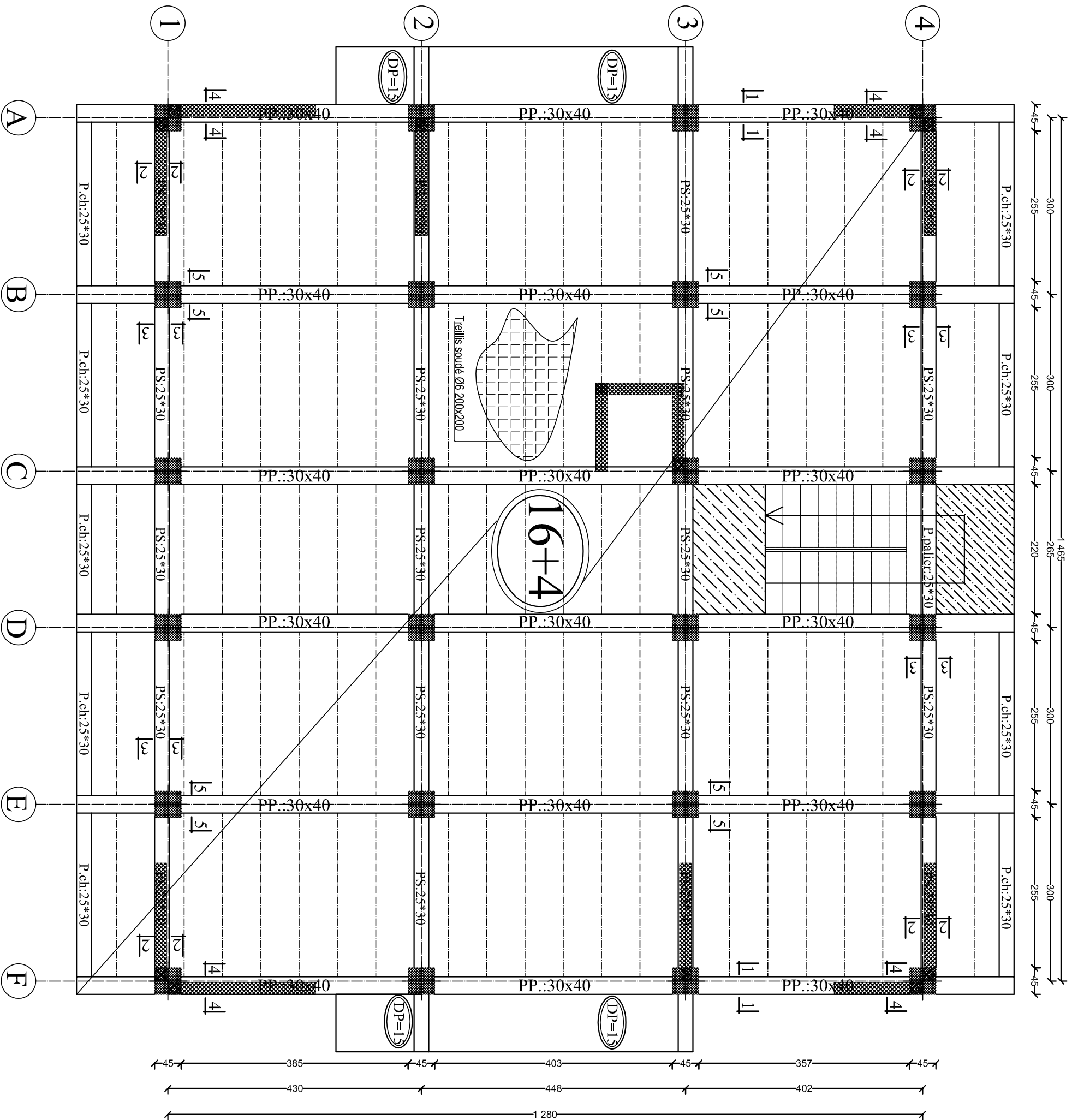
Etude d'un bâtiment R+8+entree-sol à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalisé par : MEKDOUD Lysa  
 AIT BOUZAD Mohand Amokrane  
 Encadrée par : Monsieur DERRADI

promotion : 2021/2022

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+7,14 m



UNIVERSITE MOULOUDE MAHAMERI TIZI OUIZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE  
*Membre de l'In d'étude*

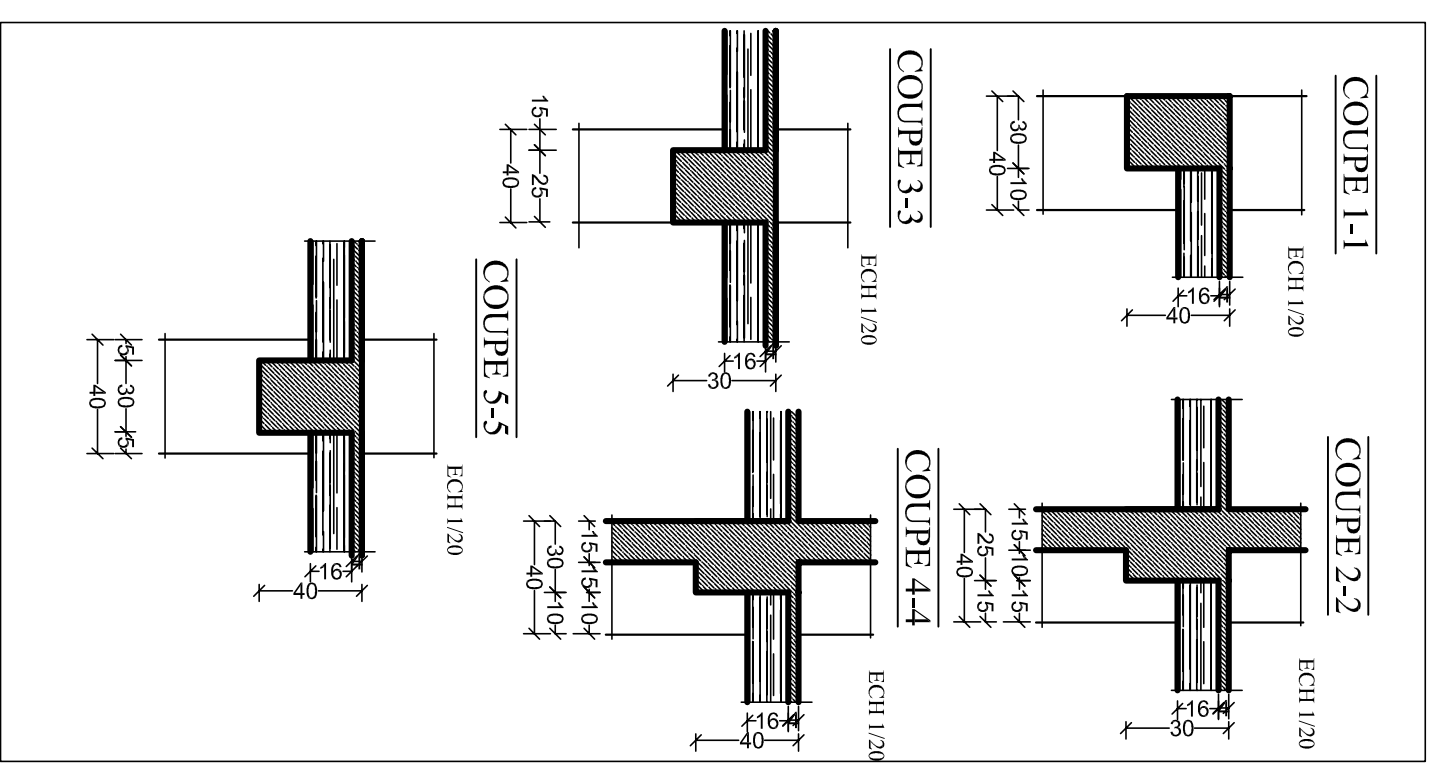
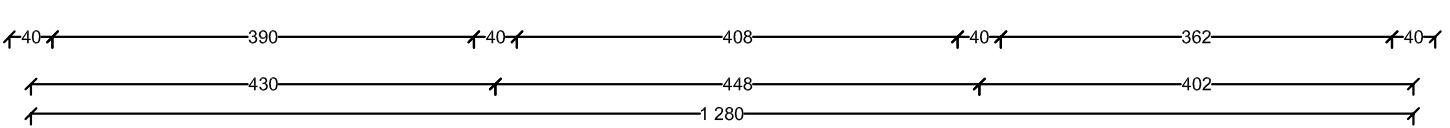
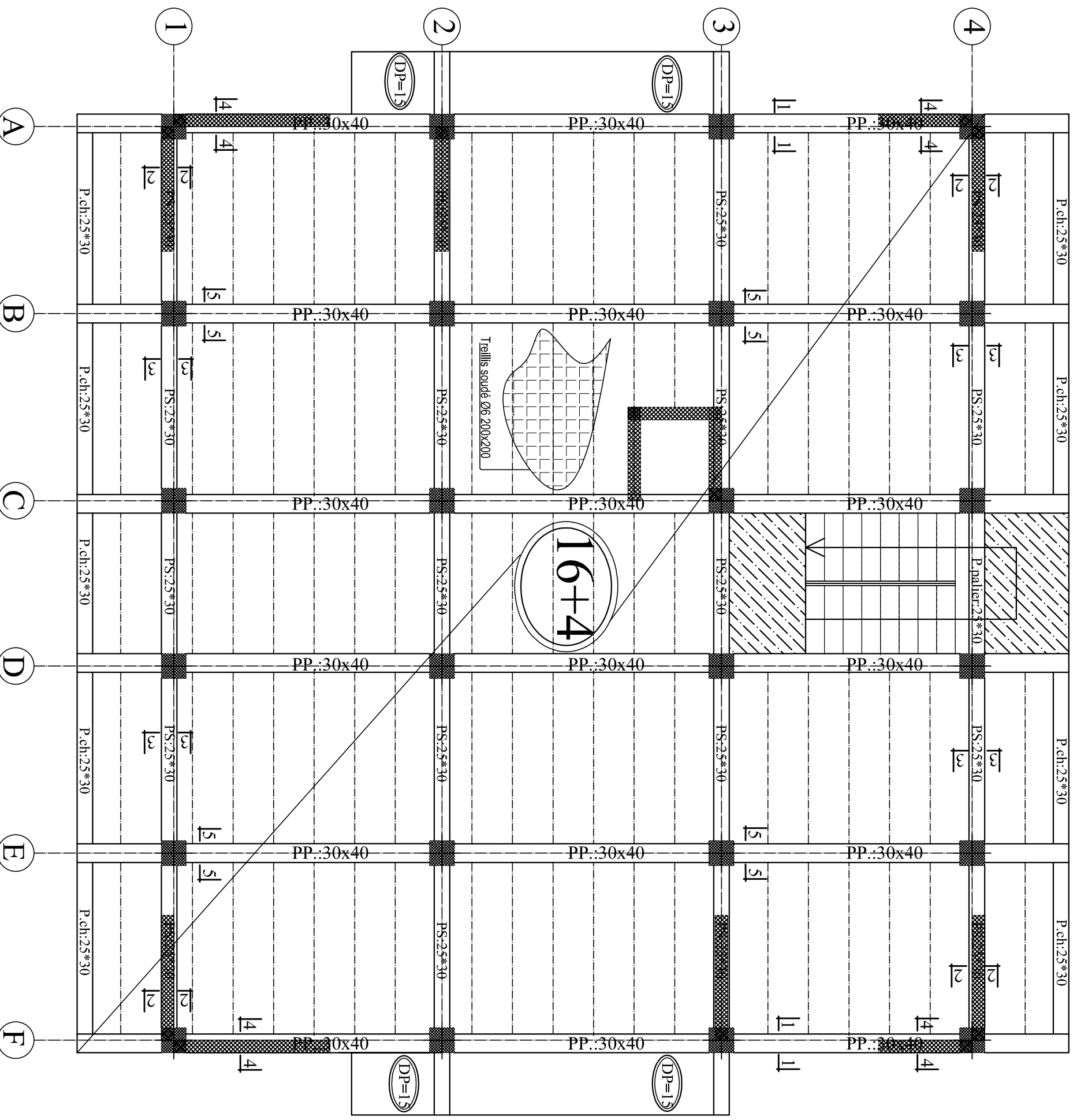
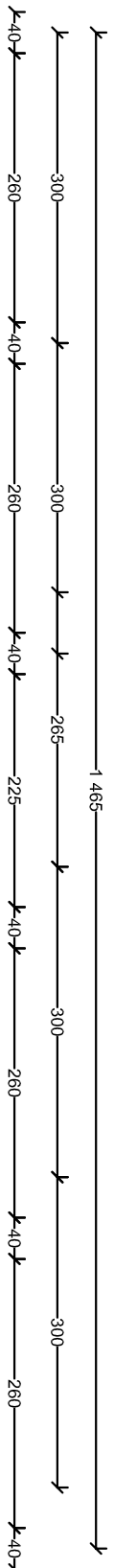
Etude d'un bâtiment R+8+entre-sol à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalisé par : MEKDOUD Lysa  
 AIT BOUZAD Mohand Amokrane  
 Encadrée par : Monsieur DERRADI

promotion : 2021/2022

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 10,2 ; 13,36m ; 16,32;19.38 m



UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTON: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE  
*Membre de l'In d'étude*

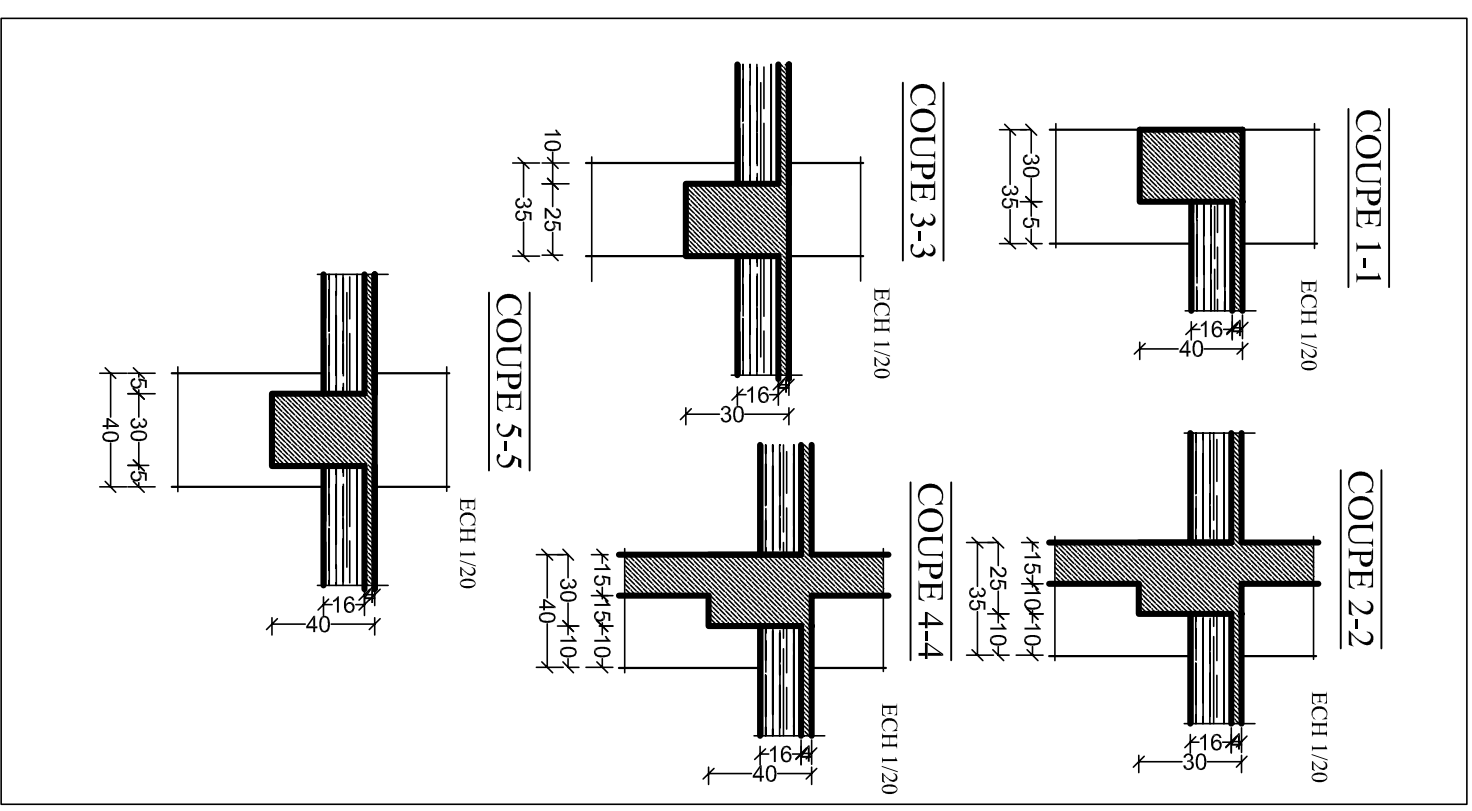
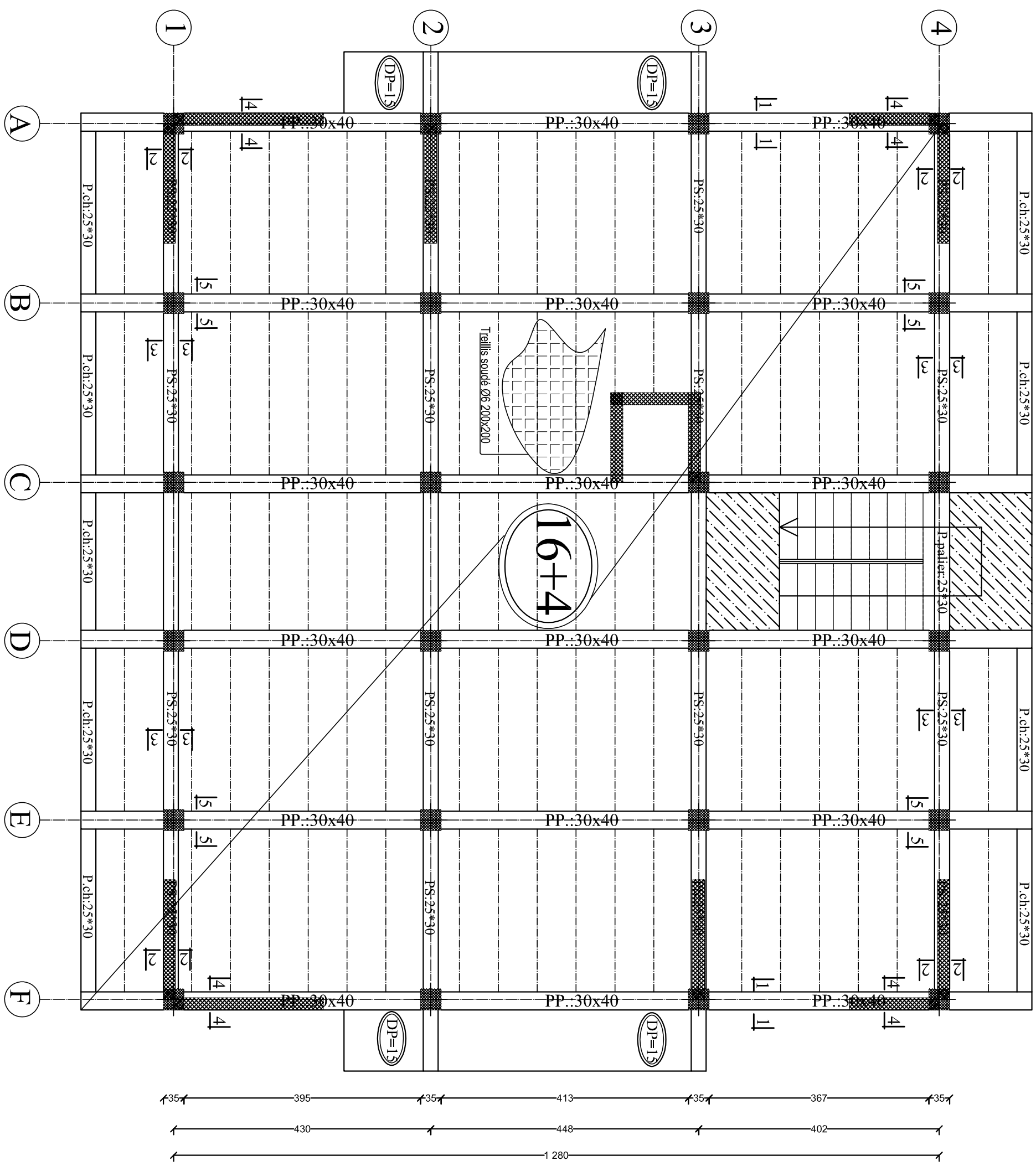
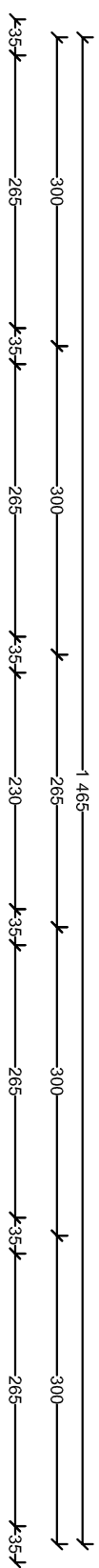
Etude d'un bâtiment R+8+entree-sol à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalisé par : MEKDOUD Lyssa  
 AIT BOUZIAD Mohand Amokrane  
 Encadrée par : Monsieur DERRADI

promotion : 2021/2022

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 22.44; 25.5 m



UNIVERSITÉ MOULOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTON: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE  
*Membre de l'In d'étude*

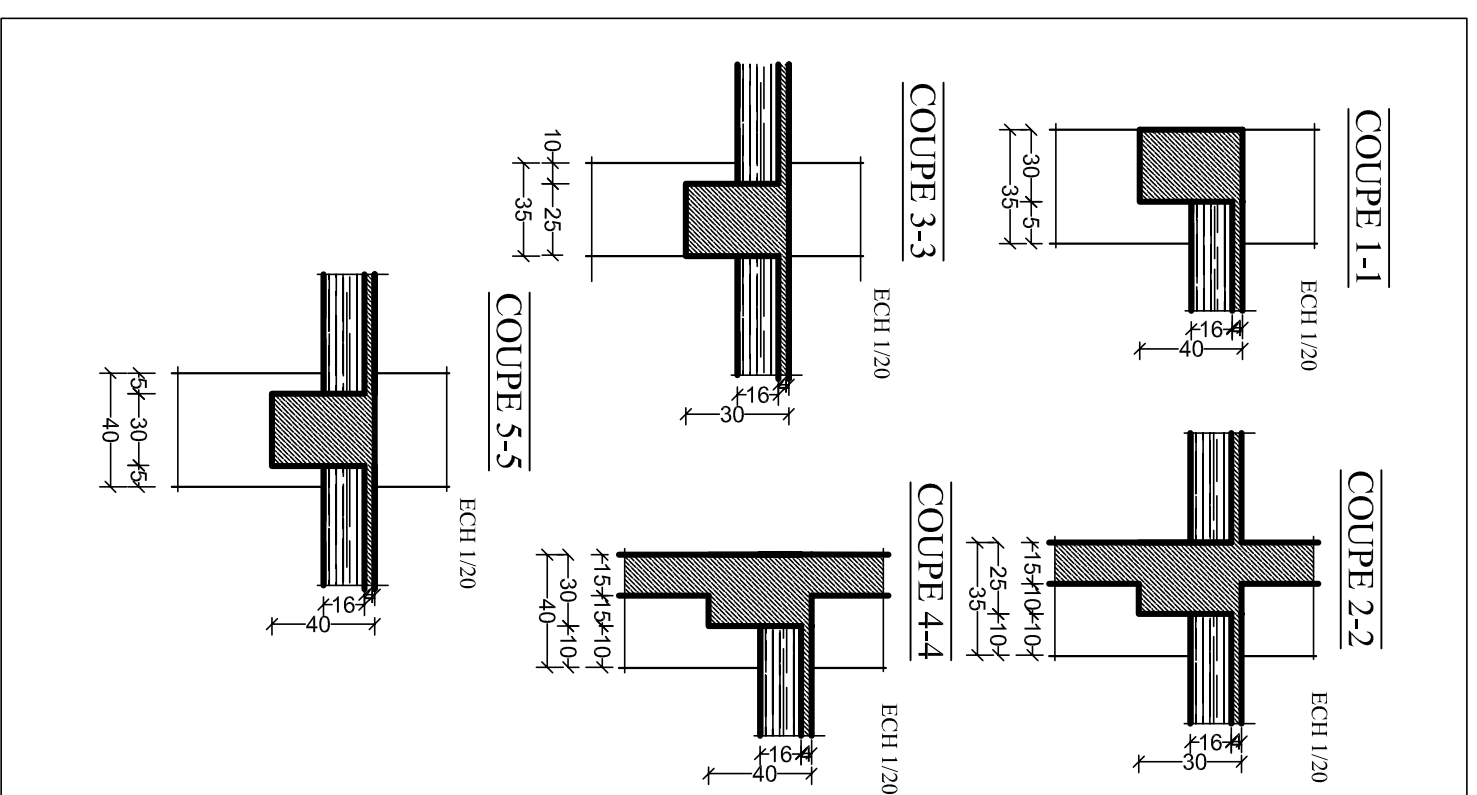
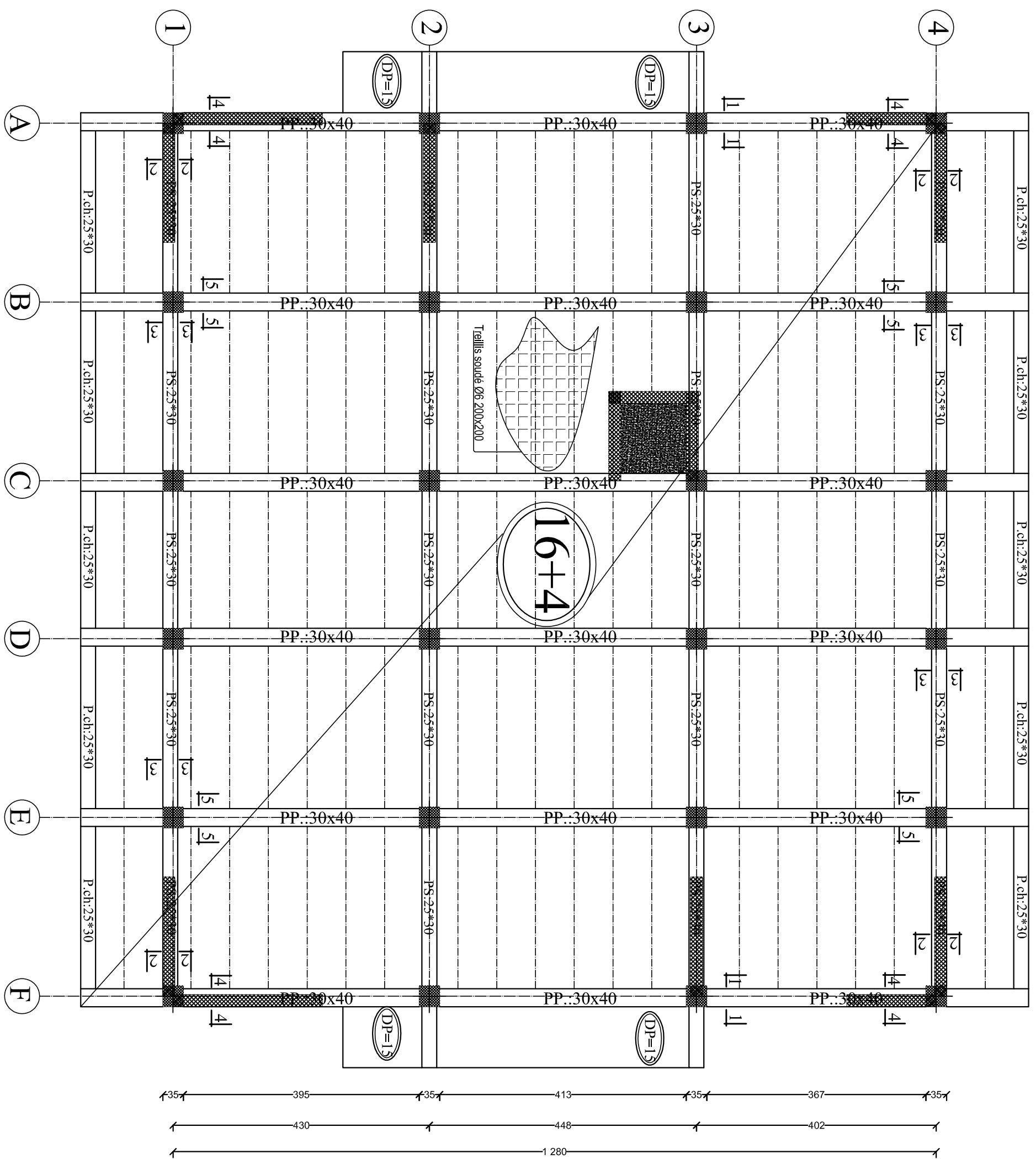
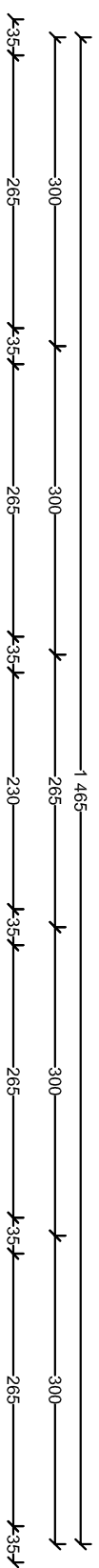
Etude d'un bâtiment R+8+entree-sol à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalisé par : MEKDOUD Lyss  
 AIT BOUZLAD Mohand Amokrane  
 Encadrée par : Monsieur DERRADI

promotion : 2021/2022

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 28.56 m



UNIVERSITÉ MOULOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

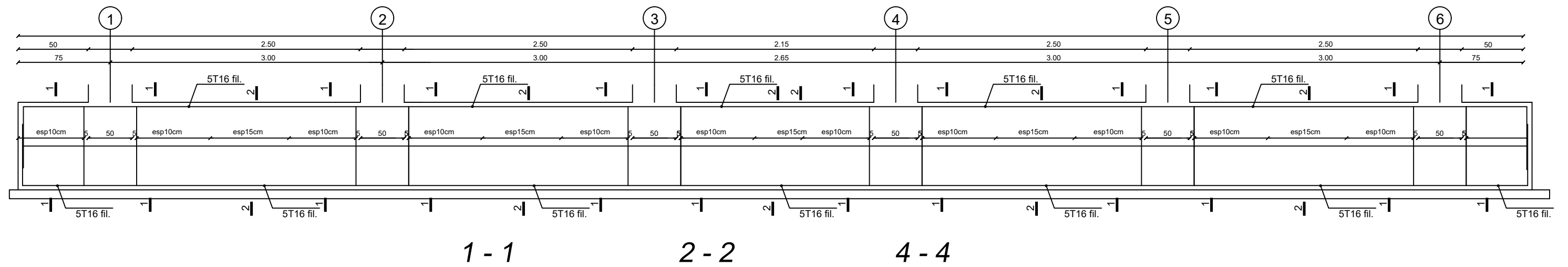
OPTON: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE  
*Membre de l'In d'étude*

Etude d'un bâtiment R+8+entresol à usage d'habitation et commercial

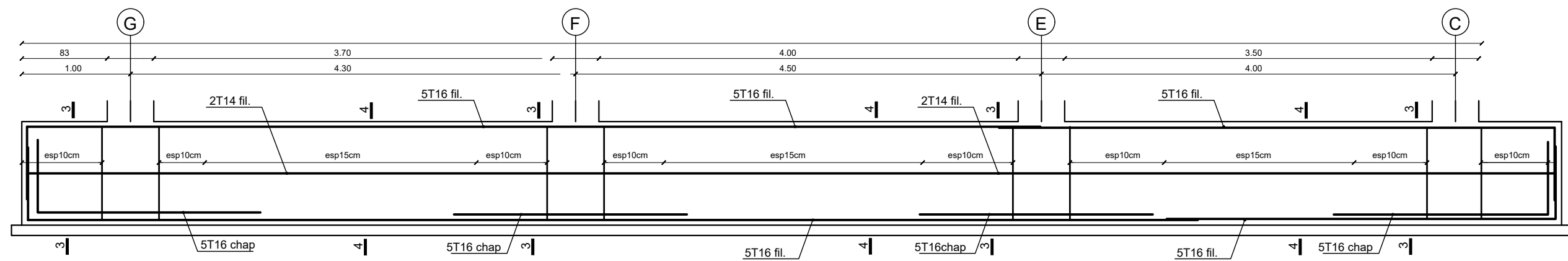
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalisé par : MEKDOUD Lyss  
 AIT BOUZAD Mohand Amokrane  
 Encadrée par : Monsieur DERRADI  
 promotion : 2021/2022

# FERRAILLAGE DES NERVURES LONGITUDINALES



# FERRAILLAGE DES NERVURES TRANSVERSALES

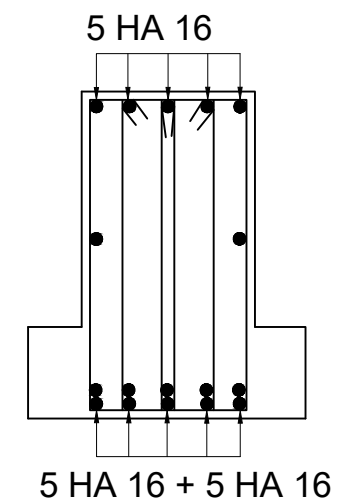
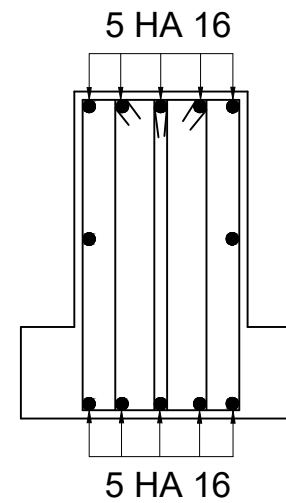
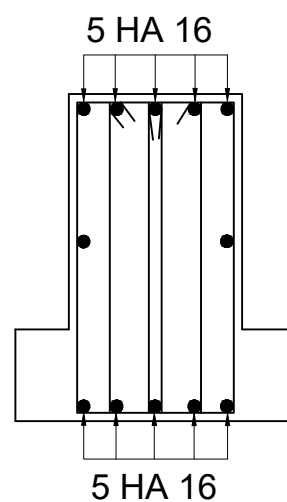
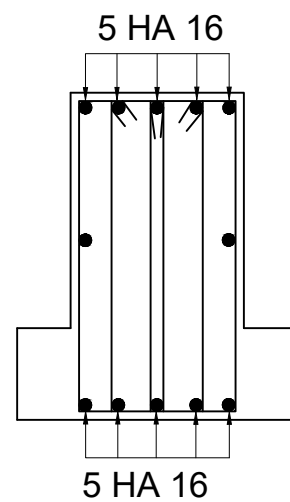


1 - 1

2 - 2

3 - 3

4 - 4



# Conclusion

*Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.*

*Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :*

*-Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.*

*-L'analyse tri dimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le ETABS. Grâce au logiciel ETABS, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.*

*-La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1ère étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.*

*-la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.*

*-L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.*

*Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.*

*En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.*

# Bibliographie

- [1] *Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).*
- [2] *DTR.B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).*
- [3] *Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- [4] *Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- [5] *Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*
- [6] *Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM).*
- [7] *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*
- [8] *Cours de ETABS (M<sup>R</sup>: DROUCHE.M).*