

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULATION
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Construction Civil et Industrielle

Thème

**Etude d'un bâtiment (RDC+5) a usage
d'habitation et commercial – contreventé par voile
et portique, modélise avec logiciel ETABS**

Réalisé par :

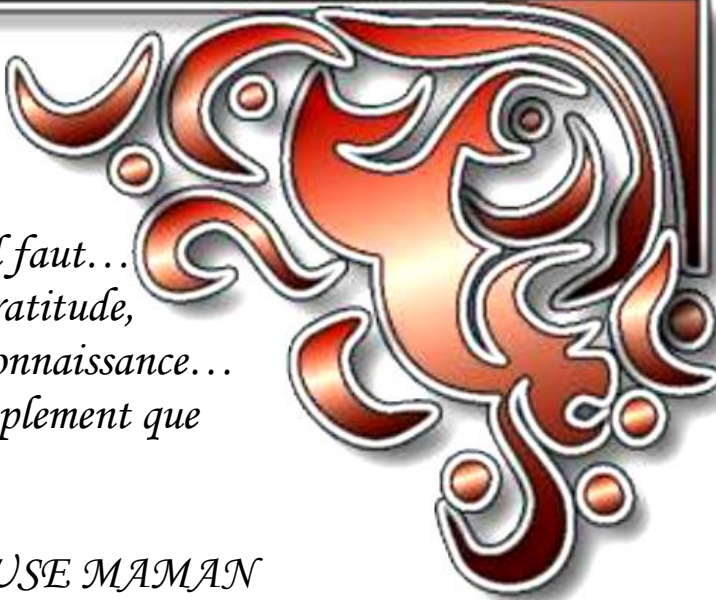
BENDOU SAMIR

TALBI MASSINISSA

Dirige par :

M^r : MANI . A

ANNÉE : 2022/2023



*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 Ma MERVEILLEUSE MAMAN

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'accompagnera 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.

*A MES CHERS ET ADORABLES FRÈRES OUSSAMA NABIL
ET MOHAMED*

ET MES CHERS SŒURS MALIKA ET MOFIDA

que j'adore, que j'aime profondément.

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je te souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, te protège et te garde.





À MES AMIS DE TOUJOURS :


*Mek̄aoui Lyes, Adja Hak̄im 22; Bouaraba Hocine ;Ait Sai Radouane ;
Chiba Gaya ; Larbaoui Salim , Kebaili Yacine (chavchaq la peinture) ;
Tassadite (tasi) ; Fifi ;Marco ; Hedjila ;Wassila ; Ramy Hamza ;
Ainaoui Abdelhaq ; Khelifi youcef ; Amarouche Fares ;Amair
Djamel ;Hamouche ;Tazekritt Rafik,
Ilyes 35 ; a mon ami et mon binôme massi Ddou le rebelle ; L'équipe de
oued aissi et L'équipe bastos ; et tout mes amis*

*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.*

*UNE SPECIALE DEDICACE A CETTE PERSONNE QUI
COMPTE ENORMEMENT POUR MOI, ET POUR QUI JE
PORTE BEAUCOUP DE TENDRESSE ET DE RESPECT.*

Mon frère : SALIM LARBAOUI

*JE N'OUBLIE PAS DE REMERCIER VIVEMENT :Mek̄aoui lyes
Hak̄im Adj ;Ait sai radaoune ;Gaya chiba et Hocine bouaraba
Je ne les remercierai jamais assez pour leurs soutiens, leurs conseils
judicieux et leurs aides précieuses, merci infiniment.*




*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ A
L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX
QUE J'AI OMIS DE CITER,*



Dédicace :

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail

- *À ma petite famille qui m'ont soutenu durant tout mon parcours d'étude ainsi dans ma vie et c'est grâce à eux que j'ai pu atteindre cela aujourd'hui.*
 - *À ma chère lumière qui m'a donné le courage et la force d'avancer et d'aller de l'avant à chaque échec et qui m'a valorisé plus que tout dans sa vie.*
 - *À Mohand, Oussama, Ghiles, Lynda, Mehdi, Malia, Said mes amis avec qui j'ai partagé ces années d'études, je vous remercie infiniment et je vous souhaite tout le succès.*
 - *À Samir, mon ami avant d'être binôme.*
 - *À Mr Mani notre encadrant.*
- 

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 Mani.A, qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ces conseils, ces encouragements et sa disponibilité nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.

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 UMMIO- faculté de génie civil.

Sommaire

Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I-1- Description de l'ouvrage	1
I-2- Conception structurelle	1
I-3- Caractéristique mécanique des matériaux	2
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II-1- Planchers en corps creux	5
II-2- Dalle Pleine	7
II-3- les murs	8
II-4 - Poutre	9
II-5 -Poteaux	10
II-6 -Voiles	12
Chapitre III : Calcul des éléments	
III-1- Planchers en corps creux	15
III-2- Acrotère	32
III-3- Balcon.....	36
III-4- Escalier	39
Chapitre V : Etude dynamique et sismique	
V-1-Introduction	57
V-2- La méthode de calcul	57
V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens	57
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
VI-1- Poteaux	67
VI-2- Poutres	73
VI-3-Voiles	79
Chapitre VII : Etude du radier général	
VII-1- Introduction	86
VII-2- Etude géotechnique du sol	86
VII-3-Justification le choix d'un radier général	86
VII-2- Pré dimensionnement du radier	89
VII-3-Calcul de la surface nécessaire au radier	90
VII-4-Calcul des sollicitations à la base du radier	91

VII-5- Ferrailage du radier	93
<i>Conclusion</i>	
<i>Bibliographie</i>	
<i>Annexes</i>	

Ce projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé. Le bâtiment en question est un «R+5» 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 je me suis fixé.

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 me 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 me 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).).

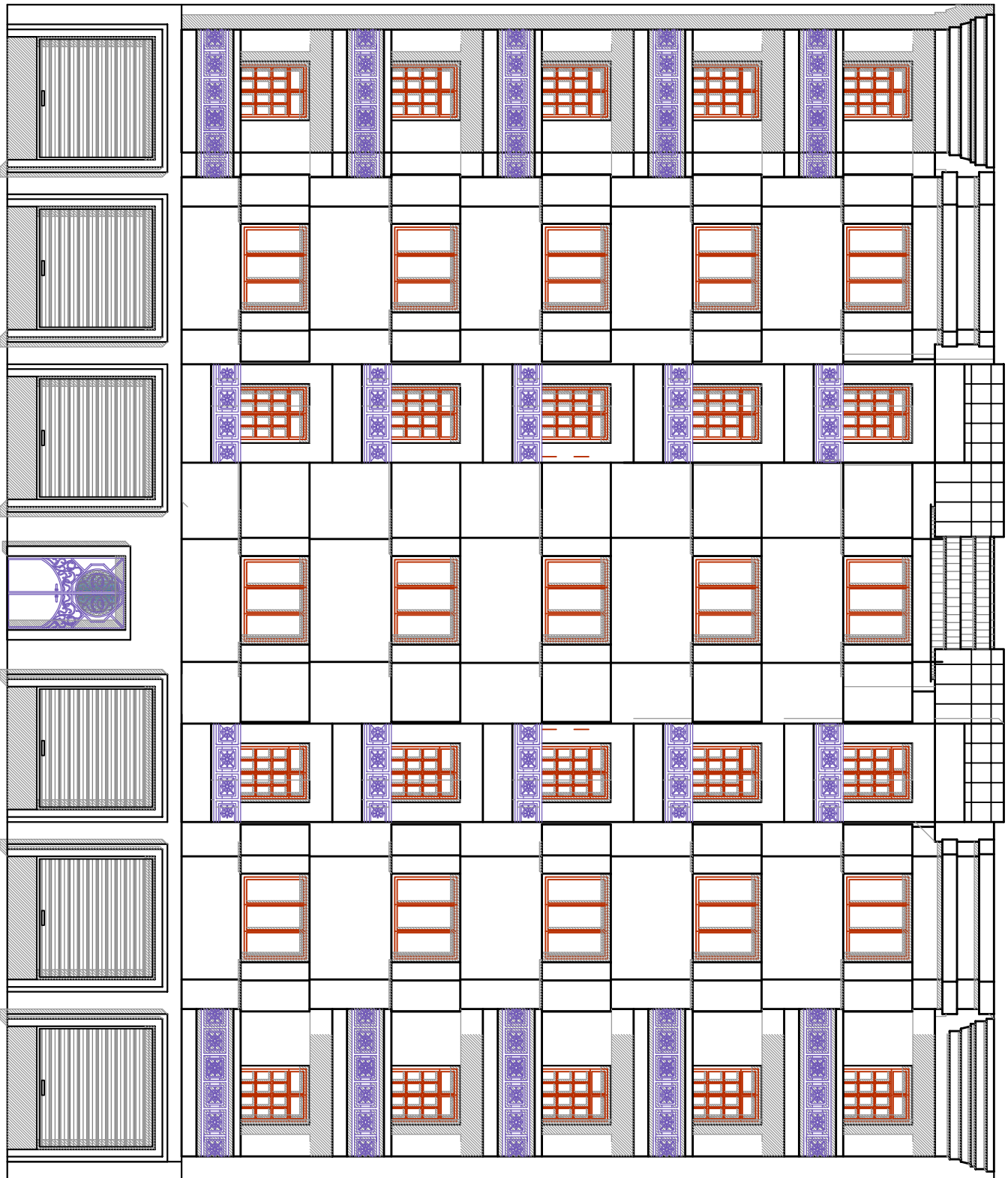
*Une fois le pré-dimensionnement effectué, vient ensuite de faire le calcul dynamique des éléments structuraux on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**, Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les 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.

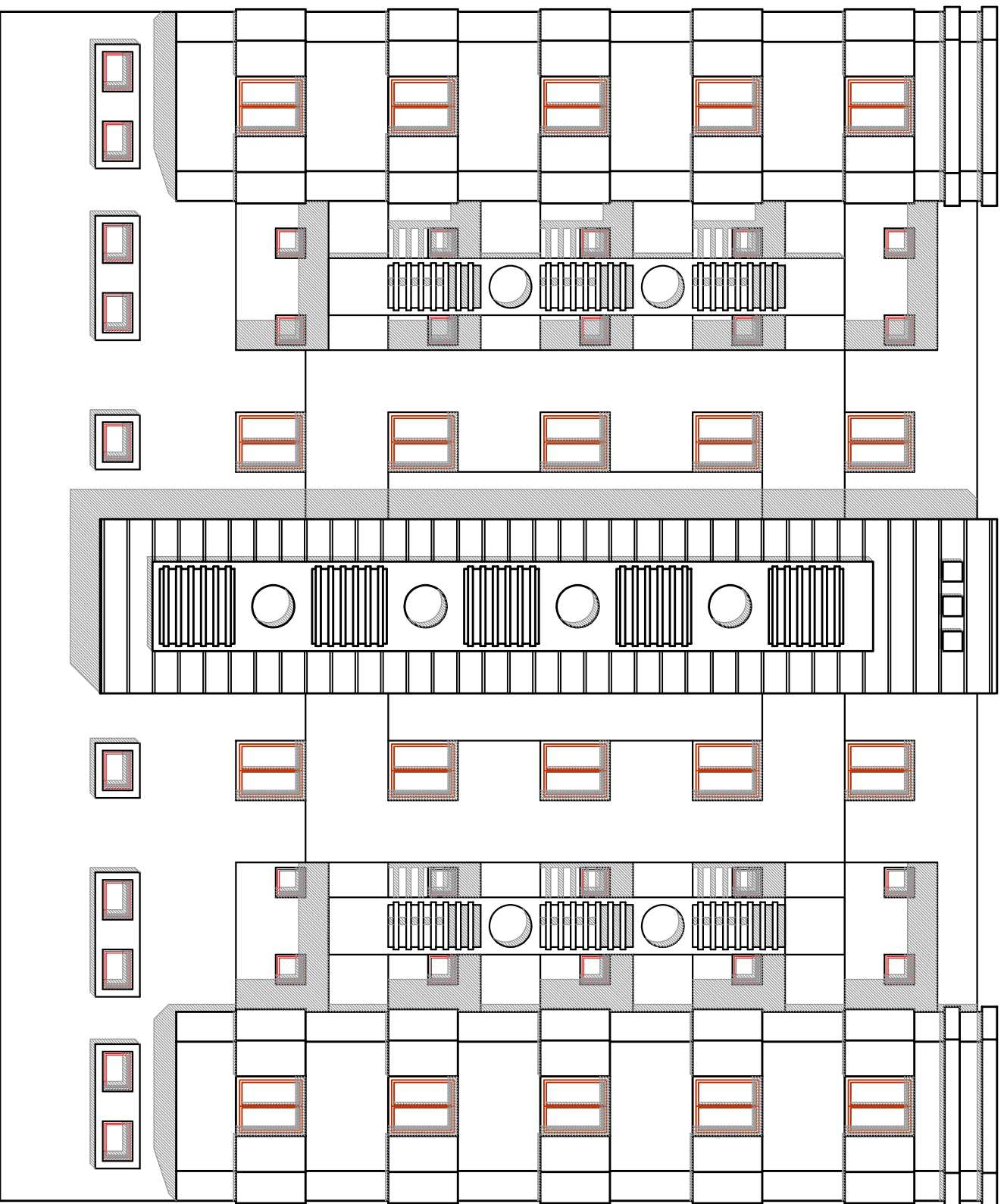
L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement :

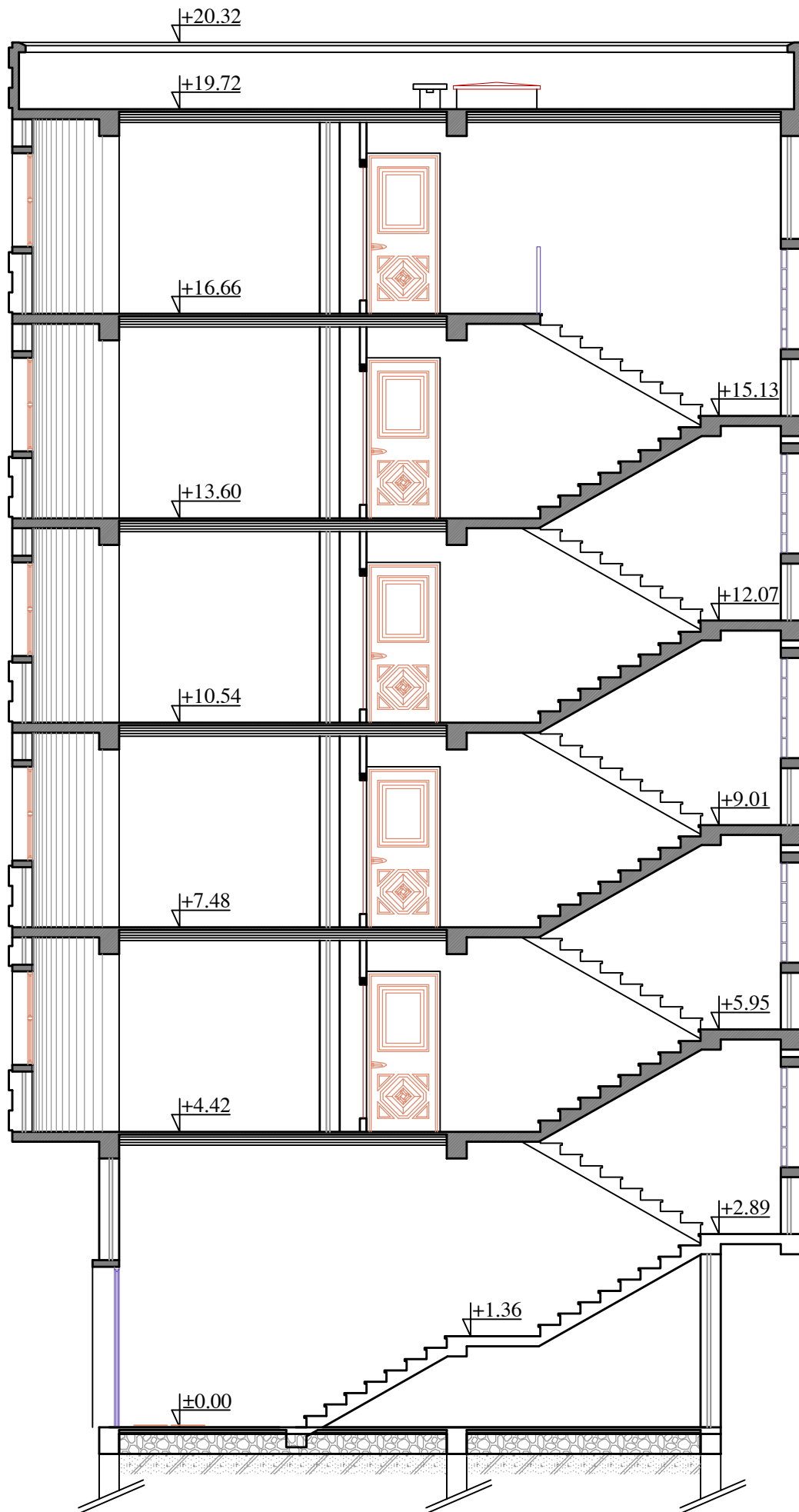
- **pas de glissement horizontal** : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales.
- **pas de renversement** : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- **pas de déplacement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

FAÇADE PRINCIPALE Ech 1/50

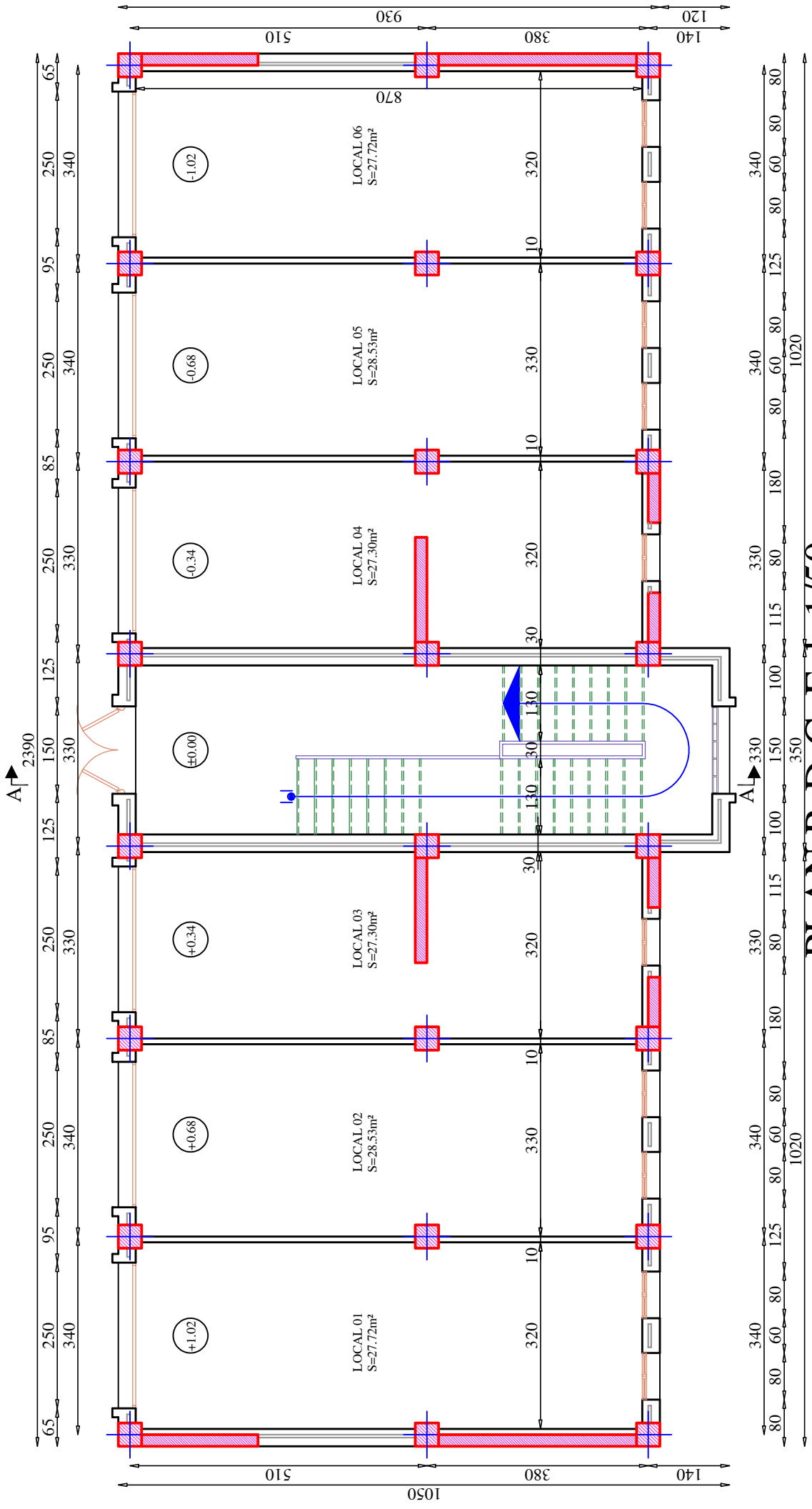


FAÇADE POSTERIEURE Ech 1/50



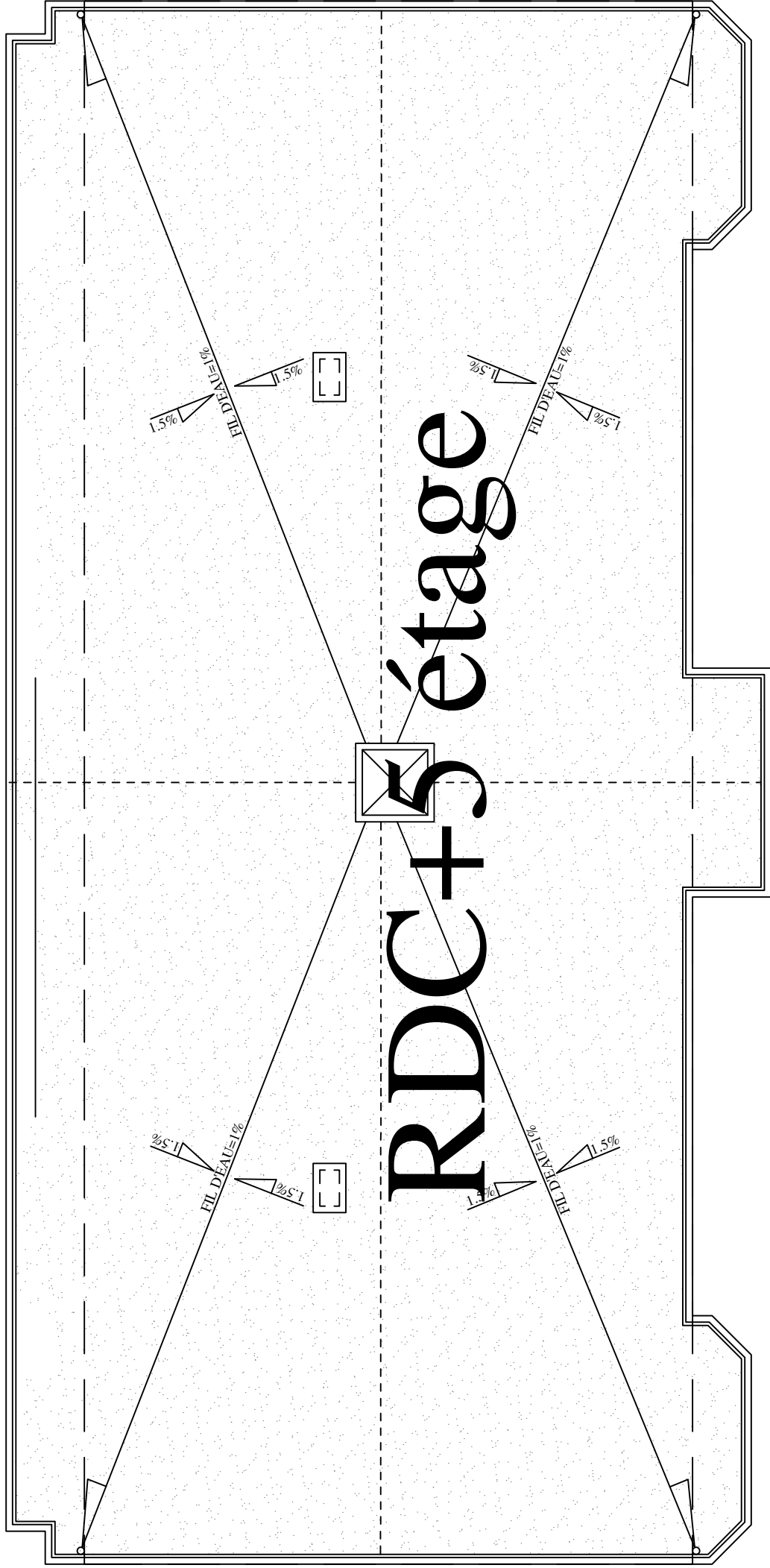


COUPE A-A 1/50



PLAN R-D-C Ech 1/50

A →



RDC+5 étage

A ←

PLAN TERRASSE Ech 1/50

CHAPITRE I:

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



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

<i>L'ouvrage en question est un bâtiment R+5, qui a les caractéristiques suivantes :</i>		
Classification de RPA99 (V2003)	Usage : Multiple	<ul style="list-style-type: none"> ➤ RDC à usage commercial. ➤ 5 étages à usage d'habitation.
	Zone d'implantation	Lieu d'implantation est la willaya de Tizi-Ouzou , cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité Zone II_a
	Groupe d'usage	Ouvrage d'importance moyenne « groupe d'usage 2 »
Caractéristique géométrique	Dimension en élévation	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Hauteur du bâtiment est de : 19.72 m (sans l'acrotère). ➤ Hauteur du Rez-de-chaussée est de : 4,42 m. ➤ Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m. ➤ Acrotère : 60cm
	Dimension en plan	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Longueur totale : L= 23.90m (sens longitudinal). ➤ Largeur totale : l = 10.50 m (sens transversal).

Tableau I-1 : Description de l'ouvrage.I-2- Conception structurelle :a) Ossature et contreventement :

La hauteur de l'ouvrage qui égale à **20.72 m** ; 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-Béton :

a) Les différentes caractéristiques de béton :

		Formule /Art BAEL99	Résultat
Résistance caractéristique	Compression	<p><u>BAEL99 : Art.A.2.1.11 :</u></p> $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ <p>pour $f_{c28} < 40\text{MPa}$.</p>	$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.
	Traction	<p><u>BAEL99 : Art.A.2.1.12 :</u></p> $f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad \text{si : } f_{c28} < 60\text{MPa}$	$f_{i28} = 2,1 \text{ MPA}$.
Coefficient de Poisson		<p><u>BAEL99 : Art A.2.1.3</u></p> <ul style="list-style-type: none"> •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 déformation longitudinale	Instantané	<p><u>BAEL99 : Art.A.2.1.21</u></p> $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$	$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPA}$.
	Diffère	<p><u>BAEL99 : Art.A.2.1.22</u></p> $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$	$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPA}$.
Contrainte limite du béton à la compression	ELU	<p><u>BAEL99 : Art A.4.3.41</u></p> $f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$ <p><u>Avec</u> : $\theta = 1$ si la durée $> 24\text{h}$.</p>	<p>- situations durables :</p> $\gamma_b = 1,5$ $f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$ <p>- situations accidentelle :</p>

		$\theta = 0,9$ si la durée $> 1h$ et $< 24h$. Si non $\theta = 0,85$.	$\gamma_b = 1,15$ $f_{bc} = 21,74 \text{ MPA}$.
	ELS	<u>BAEL99: Art.A.4.5.2</u> $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$	$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
Contrainte limite de cisaillement	<u>BAEL99: Art.5.1.1: $\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$</u>		
	$\tau_u \leq \min (0,20f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$ pour fissuration non préjudiciable. $\tau_u \leq \min (0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$ pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable. <u>(BAEL99 : Art A.5.1.211).</u>		

Tableau I-2 : Caractéristique de béton selon BAEL99.

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

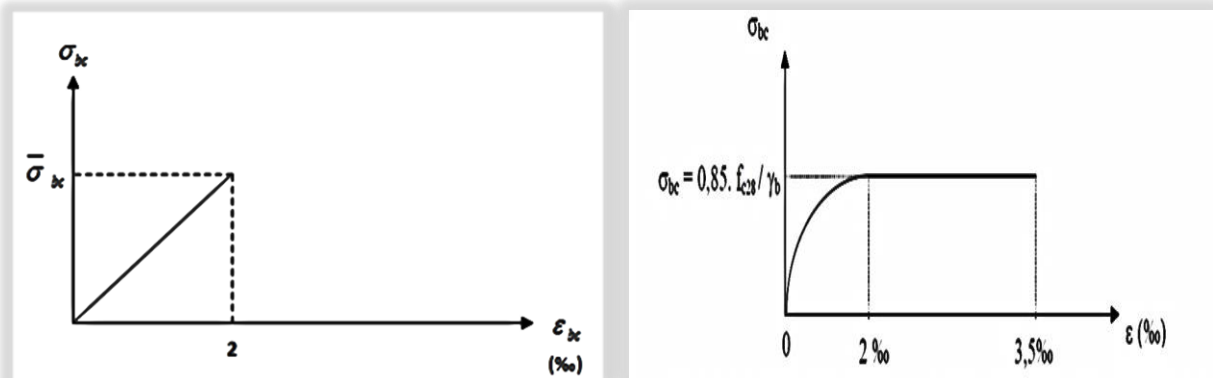


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) et(ELU) respectivement.

I-3-2- Aciers :

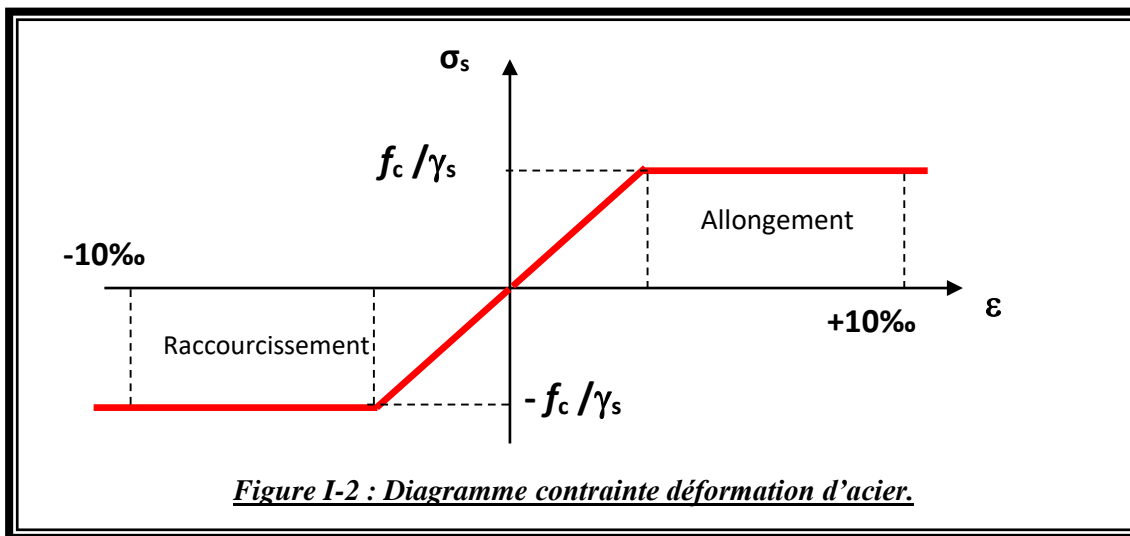
a) Caractéristique de l'acier :

		Formule /Art BAEL + valeurs
L'acier utilisé		✓ Barres à haute adhérences (HA) : FeE400. ✓ Treillis soudés (TS) : FeE520.
Module d'élasticité longitudinal		<u>BAEL99 : Art A.2.2.1</u> : $E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$
Contrainte limite	ELU	<u>BAEL 91 / modifier 99 : Art.4.3.2</u> : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

	ELS	<p>Fissuration peu nuisible : BAEL99 : Art A.4.5.32</p> <p>Pas de vérification.</p> <p>Fissuration préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.33</p> $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$ <p>Fissuration très préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.34</p> $\sigma_s = 0,8 \cdot \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$ <p>$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.</p>
<p>Coefficient de sécurité de l'acier.</p>		$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$

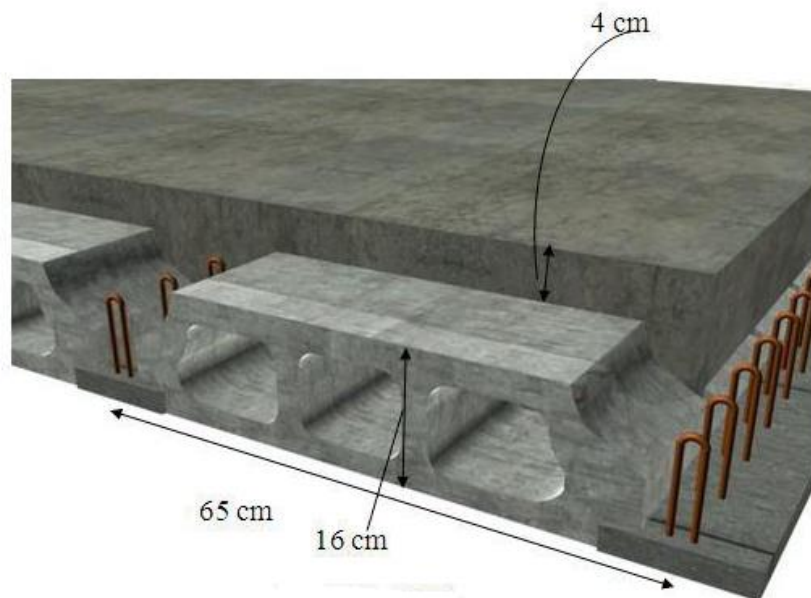
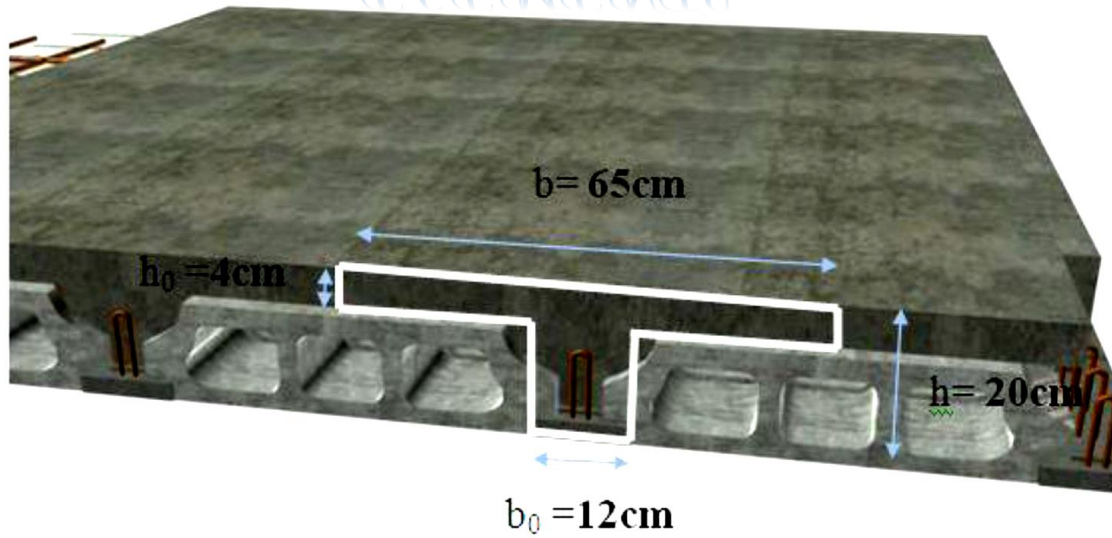
Tableau I-3 : Caractéristique de l'acier selon BAEL99.

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



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 :

La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \quad (\text{BAEL91/7.6.8 ,424})$$

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (ht=d+e)$$

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

Avec :

H_t : hauteur totale du plancher

L : Plus grande portée entre nus d’appuis de la poutrelle

d : hauteur de corps creux

e : la hauteur de la dalle de compression

Remarque : dans un premier temps on prend d’abord une section minimale de (25x25) cm² exigée par le **RPA2003** qui correspond à celle d’un poteau en zone II_a , pour le calcul de L.

$$\text{On a : } L_{max} = 340-25=315 \text{ cm} \quad \text{alors : } \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{315}{22,5} =14\text{cm.}$$

$$ht = (d+e) \quad ht = (16+4) \text{ avec : } d=16\text{cm et } e=4\text{cm}$$

Conclusion : Nous adopterons un plancher de 20 cm d’épaisseur, composé d’un corps

Creux de 16 cm et d’une dalle de compression de 4 cm.

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

a) Charge permanent :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)	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	
La charge permanente: G (KN/m ²)=			5,68KN/m ²	

Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.

➤ **Plancher étage courant :**

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)	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 intérieurs.	0,1	10	1	
La charge permanent : G (KN/m ²)=			5,16	

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

b) **Surcharge d'exploitation :**

<u>Plancher</u>	<u>La charge d'exploitation (KN/m²)</u>
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>➤ Condition de sécurité contre l'incendie :</p> <ul style="list-style-type: none"> • e = 7 cm pour une heure de coupe-feu. • e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu. 	11cm	e=15cm
	<p>➤ Condition d'isolation acoustique :</p> <p>Selon CBA93, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.</p>	15cm	
	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>La dalle salle machine repose sur trois côtés :</p> <p style="text-align: center;">$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$. Avec : $L_x = 1,65$ m.</p> <p>Ceci engendre : $165 / 50 \leq e \leq 165 / 40 \Rightarrow 3,3\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$</p>	4cm	
	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>La dalle salle machine repose sur trois côtés :</p> <p style="text-align: center;">$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$. Avec : $L_x = 1,65$ m.</p> <p>Ceci engendre : $165 / 50 \leq e \leq 165 / 40 \Rightarrow 3,3\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$</p>	4cm	
Balcon	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>$e \geq L / 10$. Avec : l=140 cm, d'où : $e \geq 14\text{cm}$.</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 ³)	G (KN/m ²)
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
La charge permanent G (KN/m²) =			5,27
La surcharge d'exploitation Q (KN/m²) =			3,5

Tableau II-5 : Charge et surcharge de balcon.

II-2-2 Détermination des charges et surcharges :

- Charge permanente : $G_{ac}=0,10275 \times 25 = 2,56875 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- Vérification au séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA2003. Art 6.2.3}$$

$$A = 0,15 \text{ « zone II}_a \text{ ; groupe d'usage 2 »} \quad C_p = 0,8 \text{ (RPA 99 page 43)}$$

$$W_p = 2,56875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,56875 = 1,233 \text{ KN/ml} \geq Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

La charge permanente G	La surcharge d'exploitation Q	La force de séisme F_p
2,56875 KN/ml	1 KN/ml	1,233 KN/ml

II-3- les murs :

II-3-1- Pré-dimensionnement :

Murs extérieurs : (10cm+5+10cm).

Murs intérieurs : (10cm).

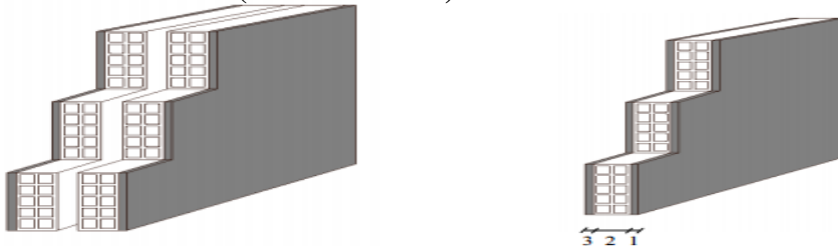


Figure I-.4: Dimension des murs extérieurs et intérieurs.

II-3-2- Détermination des charges et surcharges :

Eléments	Epaisseur	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	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_t			4,16	

Tableau II-6 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

Eléments	Epaisseur	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	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_t			2,2	

Tableau II-7 : 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 :

<ul style="list-style-type: none"> • La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ <ul style="list-style-type: none"> • La largeur b de la poutre doit être : $0,4h \leq b \leq 0,7h$ <p>Avec : L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$. • La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$ • Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$
---	--

Les résultats sous résumé dans le tableau suivant :

	L max	Dimension	Condition BAEL	Résultat	Condition RPA
P.	315cm	Hauteur : h	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	$21 \leq h_t \leq 31,5$ $h_t = 30cm$	$h_t = 35cm \geq 30$ condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$12 \leq b \leq 21$ $b = 25cm.$	$b = 25cm \geq 20$ condition vérifiée
P.	485cm	Hauteur : h	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	$32,33 \leq h_t \leq 48,5$ $h_t = 40cm$	$h_t = 40cm \geq 30$ condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$16 \leq b \leq 30$ $b = 25cm.$	$b = 25cm \geq 20$ condition vérifiée

Conclusion : On optera pour les dimensions suivantes :

- ✚ (25x 35) cm² pour les poutres secondaires
- ✚ (25*40) cm² pour les poutres principales.

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérifications
$h \geq 30$ cm	40	35	Vérifié
$b \geq 20$ cm	25	25	Vérifié
$h/b \leq 4$	1,6	1,4	Vérifié

Tableau II-1 : Vérification aux exigences de RPA.

II-5-Poteaux:

II-5-1- Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

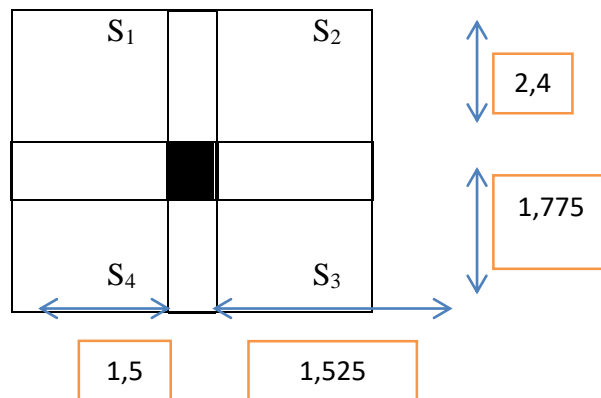
$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

a) Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

St

=

$$(2,425 \cdot 1,575) + (2,425 \cdot 1,525) + (1,775 \cdot 1,575) + (1,775 \cdot 1,525) = 13,0146 \text{ m}^2$$



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

Elements	Dimensions	Poids propre	Résultats	$Q_i = S_i \times Q_i$
Poutre principe	25*40	$G_{pp} = (0,25 \times 0,40) \times 4,2 \times 25$	10,5KN	/
Poutre Secondaire	25*35	$G_{ps} = (0,25 \times 0,35) \times 25 \times (3,1)$	6,781KN	/
Poteau RDC	H=4,42m	$G_{p\ rdc} = 0,25 \times 0,25 \times 4,42 \times 25$	6,906KN	/
Poteau E-courant	H=3,06m	$G_{p\ etage} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25$	4,781KN	/
Plancher Terrasse	$S_t = 13,0146\text{m}^2$	$G_{pt} = 13,0146 \times 5,68$	73,922KN	13,0146
Plancher habitation	$S_t = 13,0146\text{m}^2$	$G_{ph} = 13,0146 \times 5,16$	67,155KN	19,3746

Tableau II-8: 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.

$$Q = Q_0 + (3+n)/2n \times \sum Q_i \quad \text{(D. T .R).}$$

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

Niveau	Les charges permanentes (KN)					Les surcharges (KN)			N_s (KN)	A (cm^2)	Choix (cm^2)
	Poteau	Poutre	Plancher	G(KN)	$G_{cumulee}$	Q(KN)	Coefficient de dégression	$Q_{cumulee}$			
Etage5	4,781	17,28	73,922	95,983	95,983	13,0146	1	13,0146	108,9976	72,665	35*30
Etage4	4,781	17,28	67,155	89,216	185,199	19,3746	1	32,3892	217,5882	145,0588	35*30
Etage3	4,781	17,28	67,155	89,216	274,415	19,3746	0,95	49,82634	324,24134	216,1608	35*30
Etage2	4,781	17,28	67,155	89,216	363,631	19,3746	0,9	65,32602	428,95702	285,9713	40*35
Etage1	4,781	17,28	67,155	89,216	452,847	19,3746	0,85	78,88824	531,73524	354,49016	40*35
RCD	6,906	17,28	67,155	91,341	544,188	19,3746	0,8	90,513	634,701	423,134	40*35

Tableau II-9 :Pré-dimensionnement des poteaux.

II-5-2- Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1) :

Selon **Art 7.4.1 du R.P.A 99 /Version 2003** : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **II_a** 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
Première condition : Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	35*30	Min (b ₁ , h ₁)=30	Condition vérifiée
	40*35	Min (b ₁ , h ₁)=35	
	45*45	Min (b ₁ , h ₁)=45	
Deuxième condition : Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	RDC :h=4,42m	45 ≥ 442/20=22,1	Condition vérifiée
	Etage courant :h=3,06m	30 ≥ 306/20=15,3	
Troisième condition : 1/4 ≤ b/h ≤ 4	b=h 0,25 ≤ b/h=1 ≤ 4		Condition vérifiée

Tableau II-10 : Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99.

II-5-3- 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 élanés 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 ⁴)	Rayon de giration (cm)	L'élançemen t de poteau
Poteaux	L ₀	S(cm ²)	L _f =0,7l ₀	I _{min} =h.b ³ /12	i=√I/S	λ = $\frac{L_f}{i}$
40*35	442	1400	309,4	186666,6667	11,54	26,8
35*30	306	1050	214,2	107187,5	10,10	21,20

Tableau II-11: Vérification des poteaux aux flambements.

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

II-6 : 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-6-1- Pré dimensionnement :

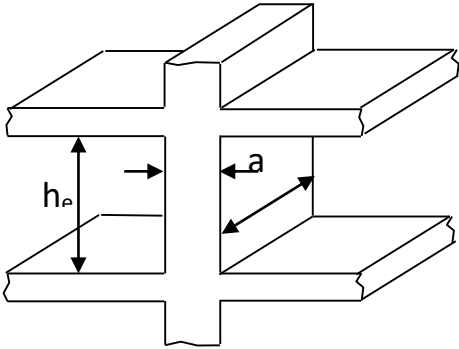
a) Vérification d'épaisseur : (Art 7.7.1. Du RPA99 version 2003)	b) Vérification de la largeur : (Art 7.7.1) Du RPA99/version2003.
<p>L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm .Le pré 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>$h_e = h-h_t = 442-20= 422$ [cm].</p> <p>$a \geq 422/20 =21,1\text{cm}$</p> <p>soit : a=25cm.</p> <p>Etage courant :</p> <p>$h_e=h-h_t=306-20=286$[cm].</p> <p>$a \geq 286/20= 14,3$</p> <p>a=20cm</p>	<p>Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voile</p> <p>$L_{\min} \geq 4a.$</p> <p>Dans notre cas :</p> <p>RDC :</p> <p>$L_{\min} > 4 \times 25=100$ [cm]</p> <p>Donc : $L_{\min}= 120$[cm] → OK</p> <p>Etage courant :</p> <p>$L_{\min} > 4 \times 20=80$[cm]</p> <p>Donc : $L_{\min}= 120$[cm] → OK</p>  <p>The diagram shows a cross-section of a wall. A vertical wall of thickness 'a' is shown. It is supported by a horizontal base and has a horizontal slab on top. The height of the wall above the base is labeled 'h_e'. Arrows indicate the dimensions 'h_e' and 'a'.</p>

Tableau II-12 : Les dimensions de voile.

Conclusion

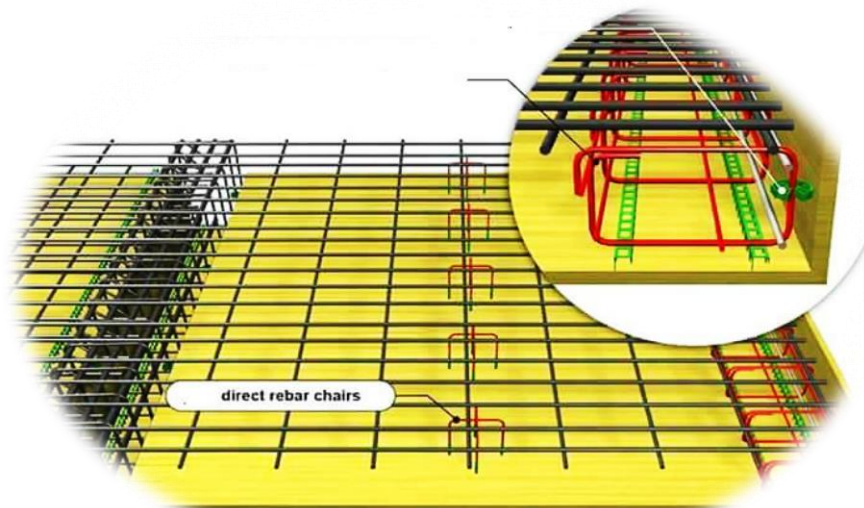
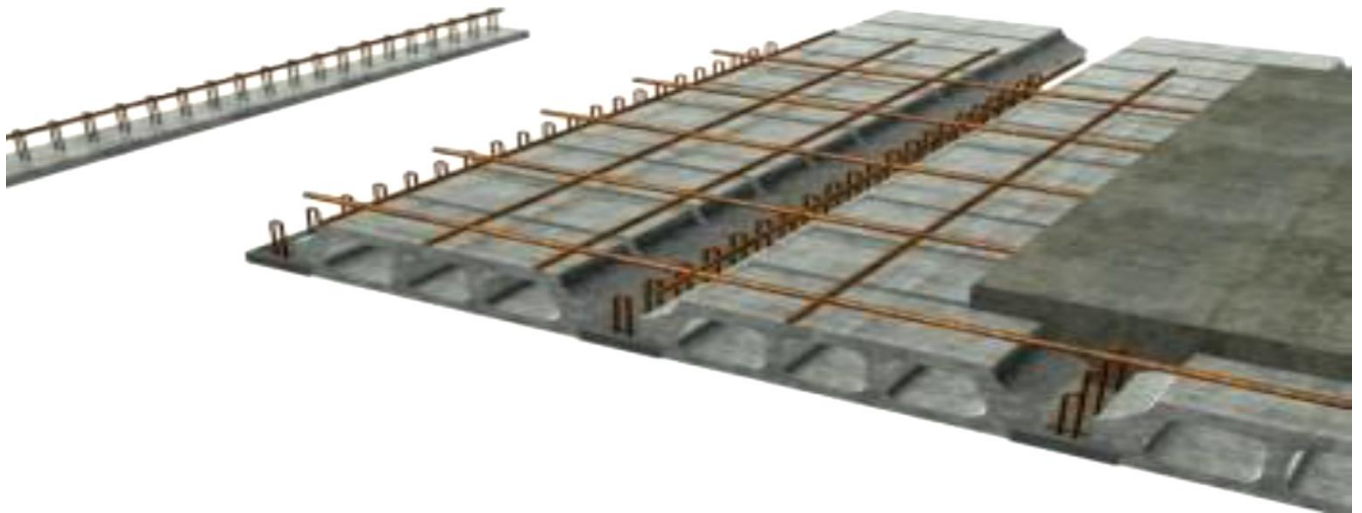
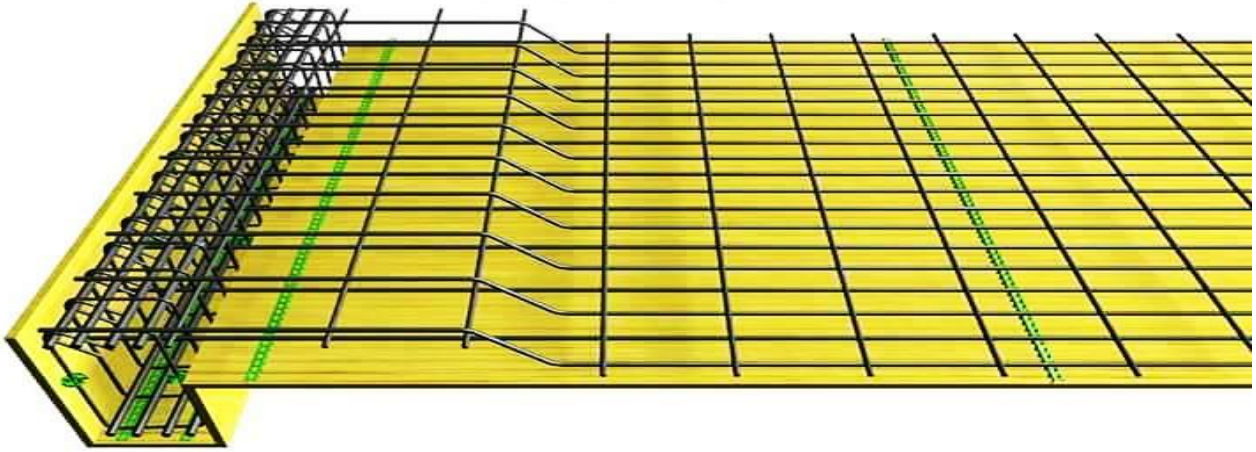
Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suite :

	Eléments		Dimensions	Chargements	
				G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Eléments secondaires	Dalle pleine	Balcon	e=15cm	5,27	3,5
	Plancher corps creux	Etage courant	h=16+4	5,16	1,5
		Terrasse		5,68	1
	Poutres	Principale	25*40	/	/
		Secondaire	25*35	/	/
		Palier	25*35	/	/
	Eléments principales	Poteaux	RDC	40*35	/
1 ^{er} au 2 ^{eme} étage			40*35	/	/
3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage			35*30	/	/
Voile		e=25cm	/	/	/
		L _{min} ≥ 120cm	40*35	/	/
		3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	35*30	/	/

Tableau II-13 : Caractéristiques géométriques et chargements des éléments de l'ouvrage.

CHAPITRE III:

Calcul des éléments



INTRODUCTION

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

III-1 : PLANCHER :**INTRODUCTION :**

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton armé.

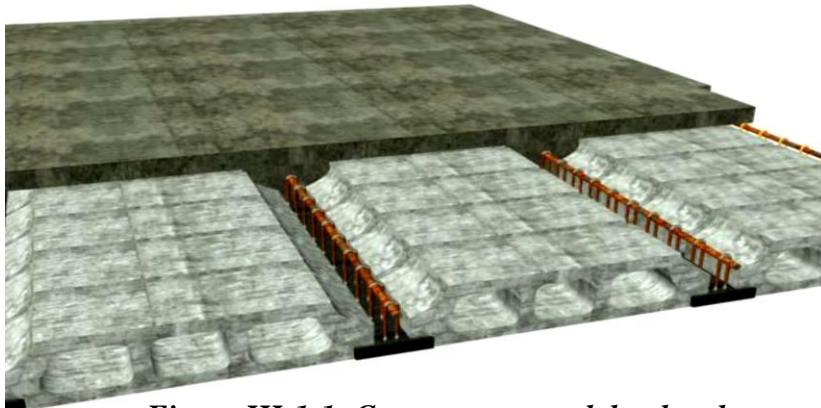


Figure III-1-1: Coupe transversal du plancher

III-1-1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), ayant pour but : Limiter les risques de fissurations par retrait.

Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423) :

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons

Soit : 6HA6 /ml, A = 1.7 cm² St = 15cm

Avec : St : distance entre les armatures

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA6 /ml, A = 1.7 cm²

Enfinement : Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (15x15) cm².

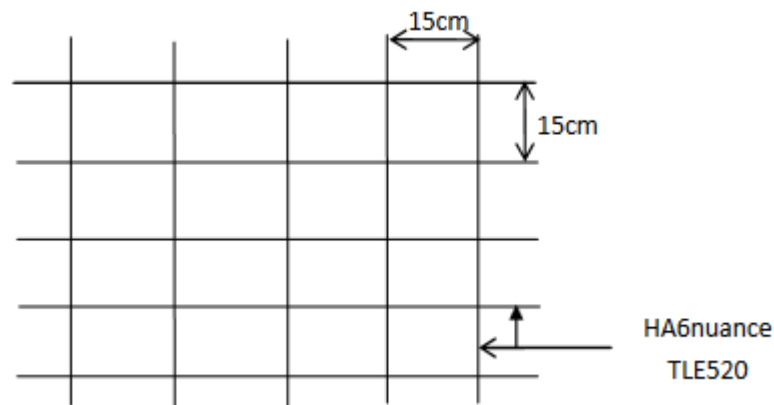


Figure III-1-2 : Treillis soudé de 15x15cm²

III.1.2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm².

1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

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

2. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

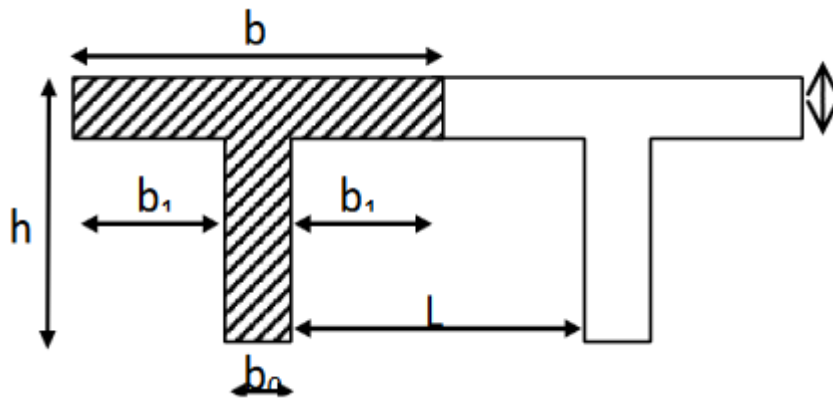


Figure III-1-3 : surface revenant aux poutrelles

- $b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle
- $h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux
- $b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle
- $h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression
- b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière. Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

a) chargement :

- Poids propre du plancher (RDC à usage d'habitation) :

$$G = 5.16 \times 0,65 = 3.3 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0,65 = 1.625 \text{ KN/ ml}$

Les combinaisons des charges :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 (3.3) + 1.5 (1.625) = 6.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.3 + 1.625 = 4.925 \text{ KN/ml}$$

- poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5.16 \times 0,65 = 3,3 \text{ KN/ ml.}$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0,65 = 0.975 \text{ KN/ ml}$

Les combinaisons des charges :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 (3.3) + 1.5 (0.975) = 4.94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 3.3 + 0.975 = 4.28 \text{ KN/ml}$$

Donc les calculs se feront sur le plancher de RDC.

b) choix de la méthode :

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

*Méthode forfaitaire.

*Méthode de Caquot.

*Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :

♣ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 91. Art B.6.2, 210)

❖ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.

1- La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge ou 5 kN/m^2 .

$$Q = 1.625 \text{ kN/ml} \leq \max \{ 2G; 5 \text{ kN/ml} \} ;$$

$$\text{❖ } 2 \times G = 2 \times 3.3 = 6.6 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.625 \leq \max \{ 6.6 ; 5 \} = 6.6 \text{ kN/ml}$$

→ La condition est vérifiée.

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → La condition est vérifiée.

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\frac{l_1}{l_2} = 0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25.$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.40}{3.40} = 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.40}{3.30} = 1.03 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{3}{3} = 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

Dans notre cas nous avons deux type des poutrelle ; une poutrelle sur 08 appuis et poutrelle sur 04 appuis, comme présentée dans le diagramme suivante :

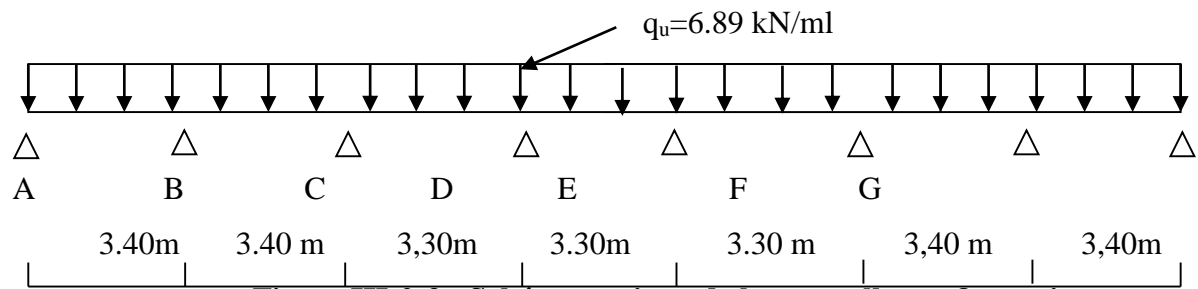


Figure III-2-3 : Schéma statique de la poutrelle sur 8 appuis.

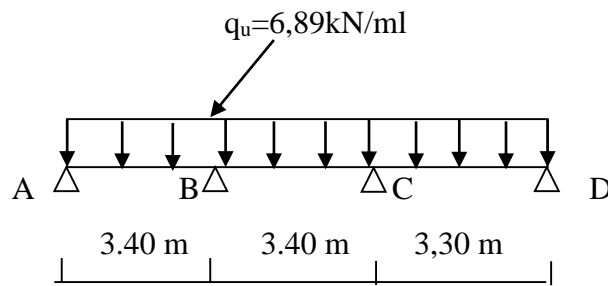


Figure III-2-4 : Schéma statique de la poutrelle sur 4 appuis.

III-2-1 - Calcul des coefficients :

$$\alpha = \frac{1.625}{1.625 + 3,3} = 0,33$$

On aura après calcul : $\alpha=0,21$

$$1+0,3 \alpha=1.099$$

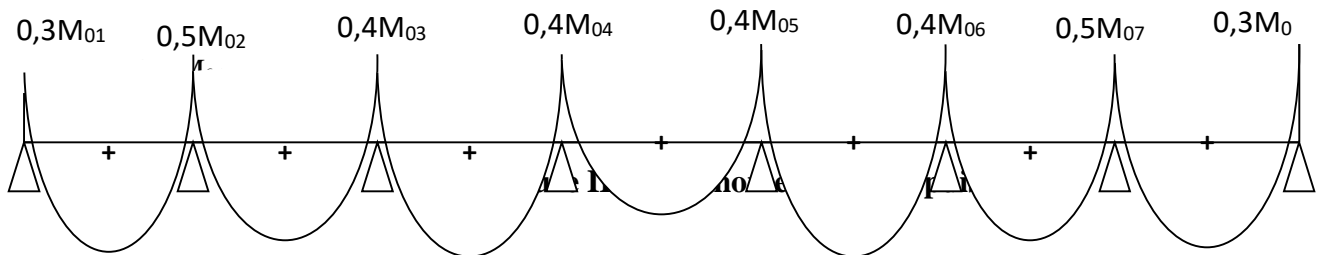
$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,54$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,65$$

III-2-2- Calcul des moments fléchissant :

A- Poutrelle sur 8 appuis :

a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :



$$\text{Travée 1-2 : } M_{012} = M_{078} = \frac{q_u \times L_{1-2}^2}{8} = 6,89 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 9.95 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{023} = M_{067} = \frac{q_u \times L_{2-3}^2}{8} = 6,89 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 9.95 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{034} = M_{056} = \frac{q_u \times L_{3-4}^2}{8} = 6,89 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 9.37 \text{ kN.m}$$

Travée 4-5 : $M_{045} = \frac{q_u \times L_{4-5}^2}{8} = 6,89 \times \frac{(3,30)^2}{8} = 9.37 \text{ kN.m}$

b) Calcul moments sur appuis des:

$M_1 = M_8 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 9.95 = 2.98 \text{ kN.m}$

$M_2 = M_7 = 0,5 \max(M_{012}; M_{023}) = 0,5 \max(9.95 ; 9.95) = 0,5 \times 9.95 = 4.97 \text{ kN.m}$

$M_3 = M_6 = 0,4 \max(M_{023}; M_{034}) = 0,4 \max(9.95 ; 9.37) = 0,4 \times 9.95 = 3,98 \text{ kN.m}$

$M_4 = M_5 = 0,4 \max(M_{034}; M_{045}) = 0,4 \max(9.37 ; 9.37) = 0,4 \times 9.37 = 3.748 \text{ kN.m}$

c) Calcul moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{2.98 + 4.97}{2} + 1,099 \times 9.95 = 11.93 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,65 \times 9.95 = 6.46 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 11.93 \text{ KN.m} = M_{7-8}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{4.97 + 3.98}{2} + 1,09 \times 9.95 = 10.44 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,54 \times 9.95 = 5.37 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 10.44 \text{ KN.m} = M_{6-7}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{3.98 + 3.74}{2} + 1,099 \times 9.37 = 10.17 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,54 \times 9.37 = 5.05 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{3-4} = 10.17 \text{ KN.m} = M_{5-7}$

Travée 4-5 :

$$M_t \geq -\frac{3.74 + 3.74}{2} + 1,099 \times 9.37 = 10.29 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,64 \times 9.37 = 5.99 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{4-5} = 10.29 \text{ KN.m}$

B- Poutrelle sur 4 appuis :

a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

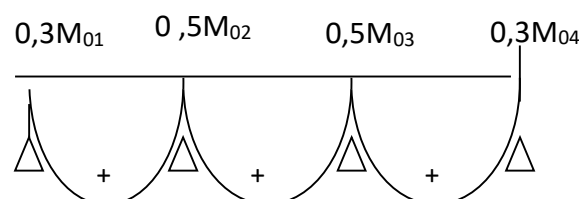


Figure III-2-6 : moments sur appuis.

$$\text{Travée 1-2 : } M_{012} = \frac{q_u \times L_{1-2}^2}{8} = 6,89 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 9,95 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{023} = \frac{q_u \times L_{2-3}^2}{8} = 6,89 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 9,95 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{034} = \frac{q_u \times L_{3-4}^2}{8} = 6,89 \times \frac{(3,30)^2}{8} = 9,37 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 9,95 = 2,89 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max(M_{012}, M_{023}) = 0,5 \max(9,95 ; 9,95) = 0,5 \times 9,95 = 4,975 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \max(M_{023}, M_{034}) = 0,5 \max(9,95 ; 9,37) = 0,5 \times 9,95 = 4,975 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{034} = 0,3 \times 9,37 = 2,81 \text{ kN.m}$$

c) Calcul moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{2,89 + 4,975}{2} + 1,099 \times 9,95 = 11,97 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,64 \times 9,95 = 6,36 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 11,97 \text{ kN.m}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{4,975 + 4,975}{2} + 1,099 \times 9,95 = 10,93 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,54 \times 9,95 = 5,37 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 5,37 \text{ kN.m}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{4,975 + 2,81}{2} + 1,099 \times 9,37 = 8,13 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,64 \times 9,37 = 5,99 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{3-4} = 8,13 \text{ kN.m}$

III-2-3- Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$$\theta(x=0) = \frac{q_u \cdot L_i}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x=l) = -\frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

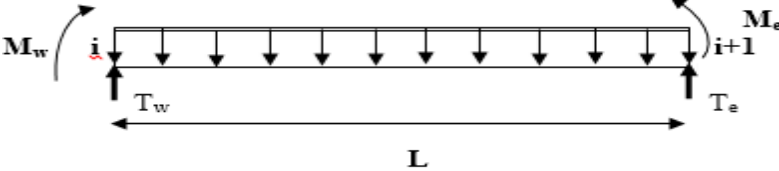
$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = -\frac{qu \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = \frac{qu \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = T_w + qu \times L_i \end{cases}$$


Figure III-2-7 : Schéma de calcul des efforts tranchants.

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis $i, i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

A-Poutrelle sur 8 appuis :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (kN.m)	2.98	4.97	3.98	3.74	3.74	3.98	4.97
M_e (kN.m)	4.97	3.98	3.74	3.74	3.98	3.97	2.98
Longueur(m)	3.40	3.40	3.30	3.30	3.30	3.40	3.40
T_w (kN)	-11.12	-12.7	-11.38	-11.31	-11.38	-12.7	-11.12
T_e (kN)	12.02	10.62	11.25	11.31	11.25	10.62	12.02

Tableau III-2-1 : les efforts tranchants à l'ELU.

Après calcul on résume les résultats obtenus dans le tableau qui suit :

A- Poutrelle sur 4 appuis :

Travée	1-2	2-3	3-4
M_w (kN.m)	2.89	4.97	4.97
M_e (kN.m)	4.97	4.97	2.81
Longueur(m)	3.40	3.40	3.30
T_w (kN)	-11.04	-11.66	-13.47
T_e (kN)	12.28	11.66	9.16

Tableau III-2-2 : les efforts tranchants à l'ELU.

III-2-4- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

A- Poutrelle sur 8 appuis :

a) Diagramme des moments :

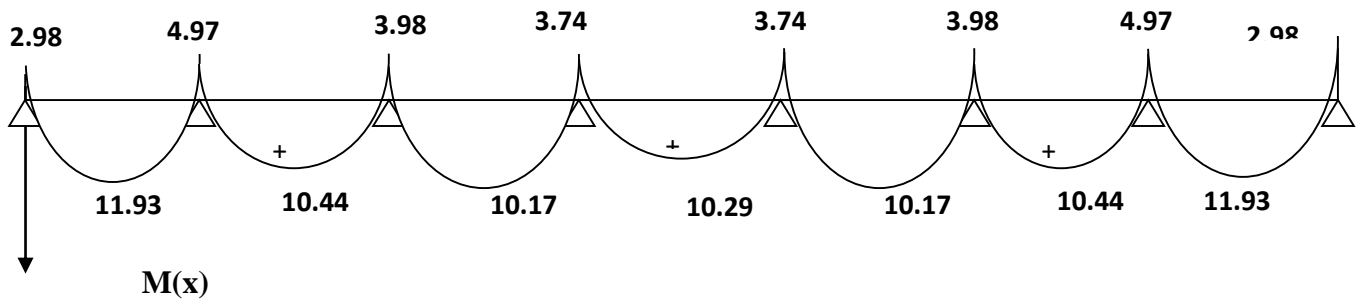


Figure III-2-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

b) Diagramme des efforts tranchant :

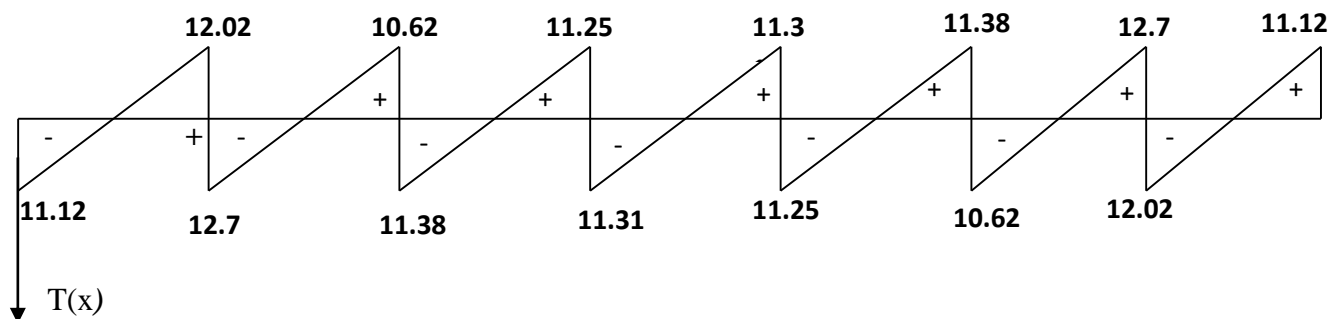


Figure III-2-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

B- Poutrelle sur 4 appuis :

a) Diagramme des moments :

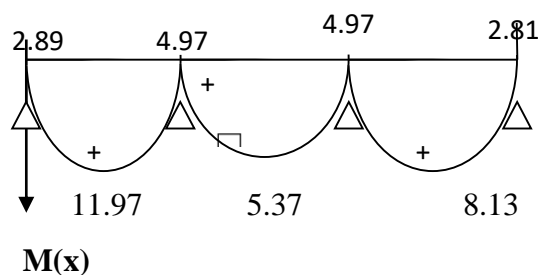


Figure III-2-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

a) Diagramme des efforts tranchant :

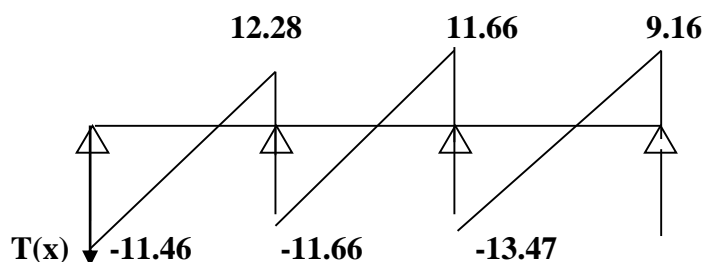


Figure III-2-11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Remarque : le cas de la poutrelle sur 4 appuis est le plus défavorable.

III-2-5-Ferraillage à l'ELU :

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

a) Calcul des armatures longitudinales :**1-Armature en travée :**

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 11.97 \text{ kN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \cdot \sigma_{bc} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.97 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,0398 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,039 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d (f_e / \gamma_s)} = \frac{11.93 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$$

2-Armature Aux appuis :

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4,97 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,97 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,090 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,090 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ Donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,97 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 3 \text{ HA10} = 2.35 \text{ cm}^2$

b) Calcul des armatures transversales :

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

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{min} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_{min} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_t = 2\text{HA8} = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de Ø8

L'espace des cadres :(Art.A.5.1.22/BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

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

III-2-6-Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement :(Art. A.5.1.1/BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.47 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art.A.6.13 /BAEL91)

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13.47 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times (\pi \times 10)} = \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Calcul des scellements droit :(BAEL91/Art.A6.1.23)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 40 \text{ cm}$

Les règles de (**Art A.6,253/BAEL91**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ kN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 13,47 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 11,31 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art. A5.1.312/BAEL91)

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

Appuis de rive :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,47 - \frac{2,98}{0,9 \times 0,18}) = -0,15 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 > -0,15 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (11,31 - \frac{4,97}{0,9 \times 0,18}) = -0,13 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \geq -0,13 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{13,47 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,69 < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-7- Calcul de la poutrelle à L'ELS :

$q_s = 4,28 \text{kN/ml}$

3.40

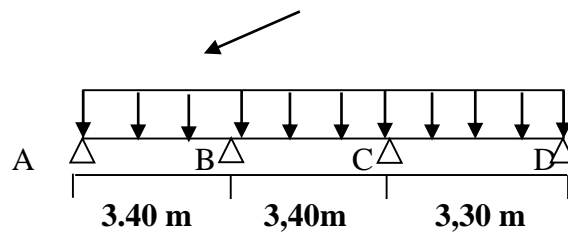


Figure III-2-12 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.

III-2-3-1 Calcul des moments fléchissant :

a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

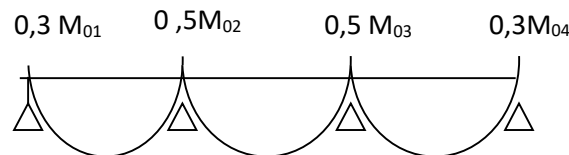


Figure III-2-13 : moments sur appuis.

Travée 1-2 : $M_{012} = \frac{q_u \times L_{1-2}^2}{8} = 4,28 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 6,18 \text{kN.m}$

Travée 2-3 : $M_{023} = \frac{q_u \times L_{2-3}^2}{8} = 4,28 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 6,18 \text{kN.m}$

Travée 3-4 : $M_{034} = \frac{q_u \times L_{3-4}^2}{8} = 4,28 \times \frac{(3,30)^2}{8} = 5,82 \text{kN.m}$

b) Calcul des moments sur appuis :

$M_1 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 6,18 = 1,85 \text{ kN.m}$

$M_2 = 0,5 \max(M_{012}, M_{023}) = 0,5 \max(6,18; 6,18) = 0,5 \times 6,18 = 3,09 \text{ kN.m}$

$M_3 = 0,5 \max(M_{023}, M_{034}) = 0,5 \max(6,18; 5,82) = 0,5 \times 6,18 = 3,09 \text{ kN.m}$

$M_4 = 0,3 M_{034} = 0,3 \times 5,82 = 1,74 \text{ kN.m}$

c) Calcul moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{1,85 + 3,09}{2} + 1,099 \times 6,18 = 4,32 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 6.18 = 3.89 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 4.32 \text{ kN.m}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{3.09 + 3.09}{2} + 1,099 \times 6.18 = 3.70 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 6.18 = 3.89 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 3.89 \text{ kN.m}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{3.09 + 1,74}{2} + 1,099 \times 5.82 = 3.98 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 5.82 = 3.26 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{4-5} = 3.98 \text{ kN.m}$

III-2-3-2 Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_w = -\frac{q_s \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = \frac{q_s \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = T_w + q_s \times L_i \end{cases}$$

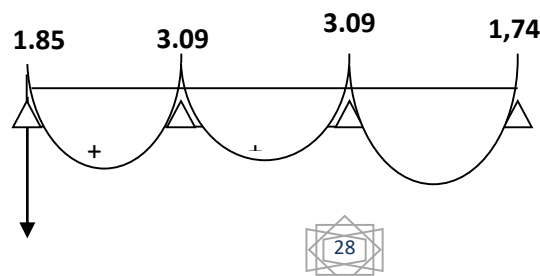
Après calcul on résume les résultats obtenus dans le tableau qui suit :

Travée	1-2	2-3	3-4
$M_w(\text{kN.m})$	1.85	3.09	3.09
$M_e(\text{kN.m})$	3.09	3.09	1,74
Longueur(m)	3,40	3,40	3,30
$T_w(\text{kN})$	-6,91	-7.27	-6.69
$T_e(\text{kN})$	7,64	7.28	7.43

Tableau III-2-3 : les efforts tranchants à l'ELS.

III-2-3-3 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments :



M(x) 4.32 3.89 3,98

Figure III-2-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

b) diagramme des efforts tranchant :

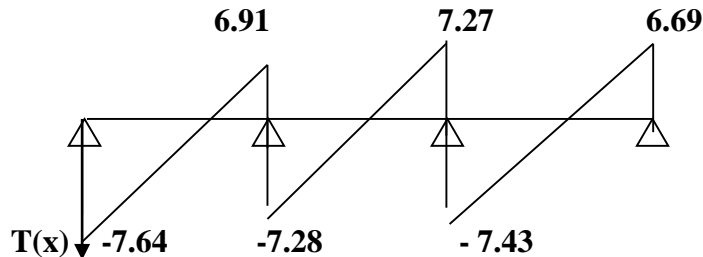


Figure III-2-14: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III-2-4 Vérification des contraintes à l'ELS :

III-2-4-1 Vérification de la condition de non fragilité :(Art. A 4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2,35 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,57 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-4-2Etat limite de résistance du béton en compression :

a) Contrainte de compression dans le béton :

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

En travées : $M_t^{\max} = 4.32 \text{ kN.m}$; $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$.

$$\alpha_1 = 0,432 \quad \text{et} \quad K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \iff \alpha_1 = 0,432 \text{ et } K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\Rightarrow K_1 = 0,050$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{A_t \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4.32 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 119,30 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,050 \times 119,30 = 5,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $M_a^{\max} = 3,09 \text{ kN.m}$; $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\rho_1 = 0,726 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \quad \alpha_1 = 0,372 \quad \text{et} \quad K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,372 \Rightarrow K_1 = 0,039$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a^{\max}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3,09 \times 10^3}{1,57 \times 0,876 \times 18} = 124,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,039 \times 124,81 = 4,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte dans les aciers :

En travées :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \Rightarrow \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t^{\max}}{A_t \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,32 \times 10^3}{2,35 \times 0,876 \times 18} = 119,30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} > 119,30 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\rho_1 = 0,726 \Rightarrow \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a^{\max}}{A_a \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3,09 \times 10^3}{1,57 \times 0,876 \times 18} = 124,81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} > 124,81 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-4-3 Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL91) :

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

Les règles du BAEL91 (**Art.B.5.6.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS des poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$3- \frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

4- Avec :

H : hauteur total de la section ;

L : portée libre maximal ;

M_t : maximum de flexion ;

b_0 : largeur de nervure.

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,058 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,058 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{4,32}{15 \times 6,18} = 0,046 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

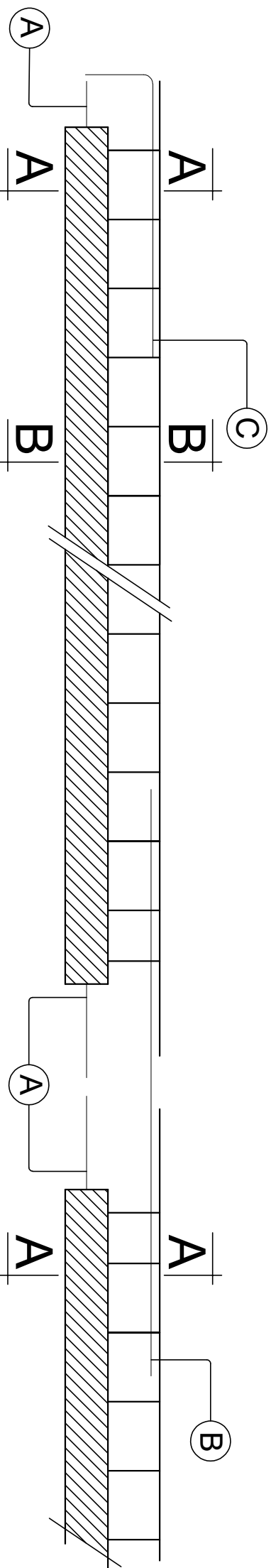
$$3- \frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

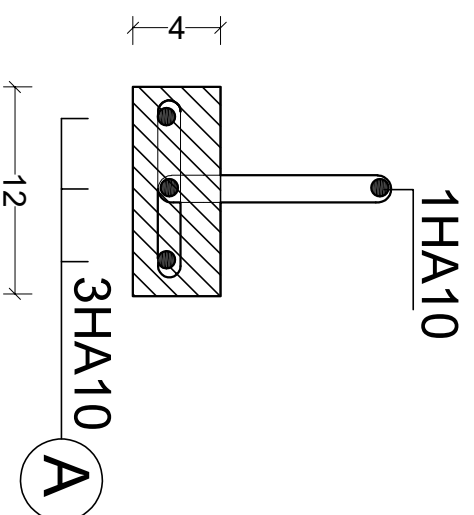
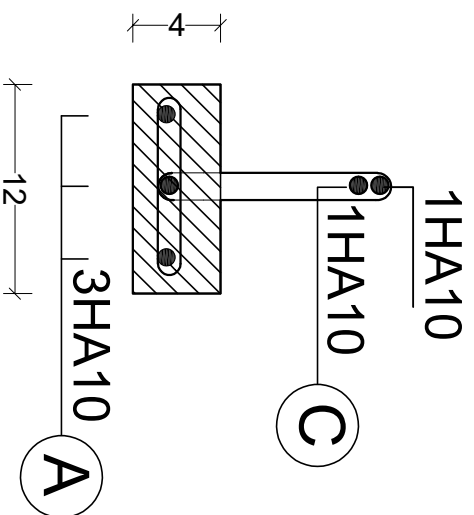
Ferrailage des poutrelles

LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe:A-A

Coupe:B-B



III-2- Acrotère :

III-2-1- Sollicitations et combinaisons des charges :

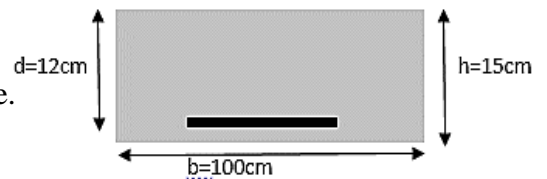
	Section	$S=0,10275 \text{ m}^2.$		
	Hauteur	$h=0,6\text{m}.$		
	G (KN/ml)	$2,56875\text{KN/ml}.$		
	Q (KN/ml)	$Q =1\text{KN/ml}.$		
	F_p (KN/ml)	$F_p=1,233 \text{ KN/ml}.$		
Sollicitations	Charge	Effort normal N	Effort tranchant T	Moment fléchissant M
	G _{acr}	$N_G=G_{acr} \times 1\text{ml}$ $=2,56875\text{KN}$	$T_G= 0 \text{ KN}$	$M_G= 0 \text{ KN.m}$
	Q _{acr}	0KN	$T_Q=Q_{acr} \times 1\text{ml}=1\text{KN}$	$M_Q=Q_{acr} \times h=1 \times 0,6$ $=0, 6\text{KN.m}$
	F _p	0KN	$T_F=1,233\text{KN}.$	$M_F=F_p *h=1,233 \times 0,6$ $=0, 7398\text{KN.m}$
Diagrammes des efforts internes				
	Diagramme des moments $M = Q.H$			
	Diagramme des efforts tranchants $T = 0$			
	Diagramme des efforts normaux $N = G$			
Combinaisons Des charges	ELU	$1,35G+1.5Q=1.35 \times N_G+1.5N_Q=1.35 \times N_G$		$N_u = 3,4678\text{KN}$
		$1.35M_G + 1.5M_Q = 1,35 M_Q$		$M_u = 0, 9\text{KN.m}$
	ELS	$G +Q = N_G+N_Q = N_G$		$N_s = 2,56875\text{KN}$
		$M_G+M_Q = M_Q$		$M_s = 0, 6\text{KN.m}$
	RPA	$G+Q+E=N_G+N_Q+F_p$		$N = 2,56875\text{KN}.$
		$M_G+M_Q+M_F$		$M = 1,3398\text{KN.m}$

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

a) Hypothèse :

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Avec : $h=15\text{cm}$, $d=12\text{cm}$, $c=c'=3\text{cm}$, $b=100\text{cm}$.



b) Calcul de l'excentricité : CBA93 (Art A.4.3.5 page25)

$$e = M_u / N_u$$

La combinaison à considérer est : G+Q+E : $N=2,56875\text{KN}$. $M=1,3398\text{KN.m}$ $e = M_u / N_u = 1,3398 / 2,56875 = 0,52\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0,52\text{m} \\ \frac{h_o}{2} - C' = \frac{15}{2} - 3 = 4,5\text{m} \Rightarrow e > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \end{array} \right.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

c) Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :

$$a = e + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 56,5\text{cm}. \quad \text{et} \quad M_f = N_u \cdot a = 145,134\text{KN.cm}.$$

d) Calcul de ferrailage (flexion composée, cas de compression) :

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_f}{f_{bu} b d^2} = 0,007 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S.A		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,00878$.
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta = 0,996$.
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section fictive d'acier	$M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_f = 0,348\text{cm}^2$
la section d'acier en flexion composée	$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	$A_s = 0,28\text{cm}^2$
Condition de non fragilité.	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min} = 1,45\text{cm}^2$
$A = A_{\min} = 1,45\text{cm}^2$ soit 4HA8=2,01cm², avec un espacement de 25cm.		
$S_t = 25\text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{ cm}\} = 33\text{cm}$.		
Les armatures de répartition.	A/4	0,5025cm ²
4HA8=2,01cm², avec un espacement de 20cm.		
$S_t = 15\text{cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$.		

III-3-3- Vérification à L'ELU : $V_u = 1,5xQ = 1,5\text{KN}$.

a) Vérification de la cisaillement (BAEL99/Art A.1.211 contrainte de.)		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{b \cdot d}$	$\tau_u = 0,0125 \text{ MPA}$
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	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA})$	$0,0125 < 2,5$ vérifiée

b) Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)		
Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 120 \times 100,48}$ Avec : $\sum u_i = 4 \times 3 \cdot 14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$	$\tau_s = 0,14 \text{ MPA}$
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	$\tau_s = 0,14 \leq \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$	$0,43 < 2,83$ vérifiée

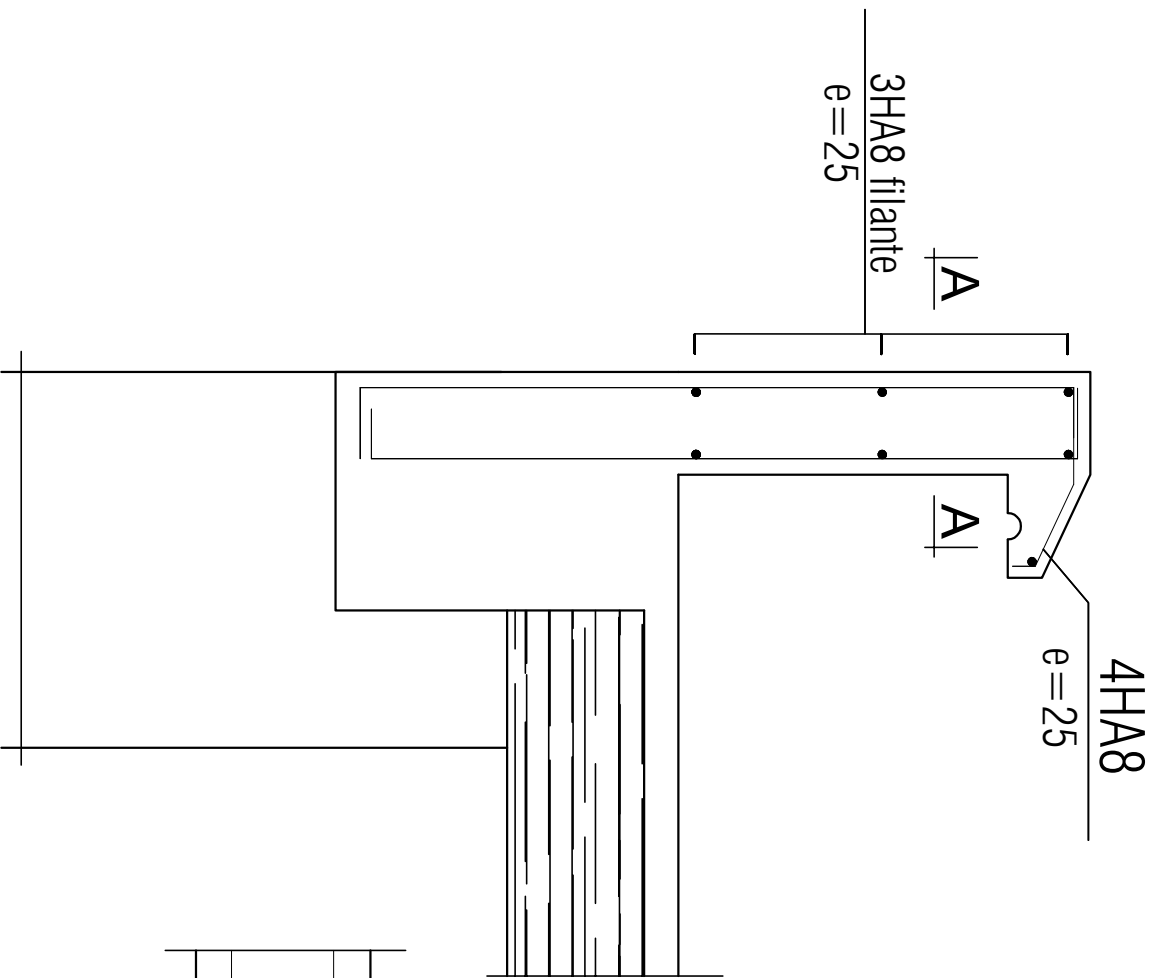
c) Ancrage des barres (BAEL99/Art A.6.1, 23) : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$		
$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$		
$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$ soit $L_s = 30 \text{ cm}$.		

III-3-4- Vérification à L'ELS :

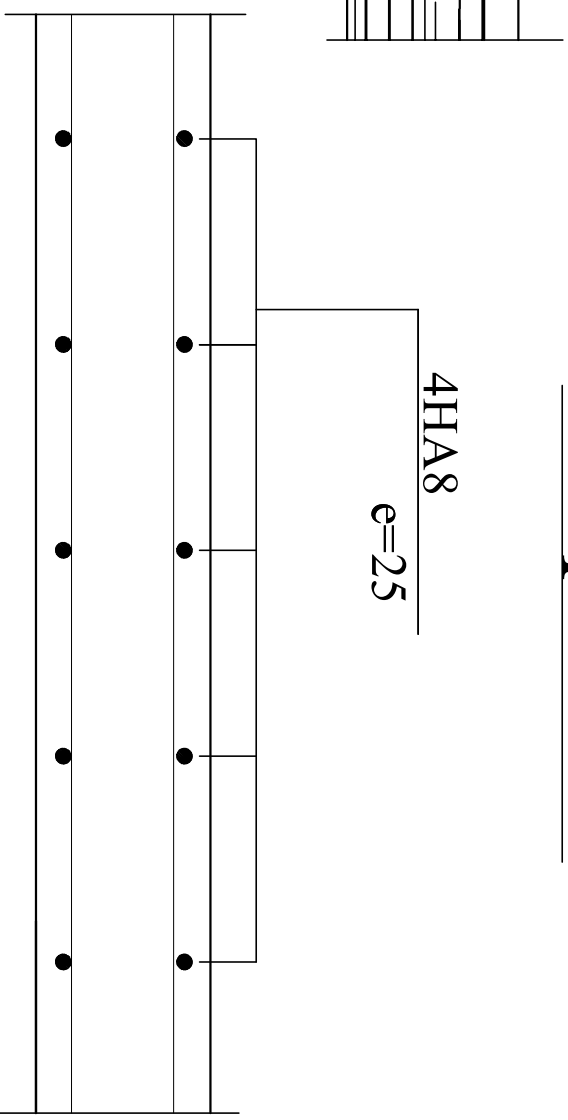
a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures (BAEL99/Art A.4.5, 33)		
fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min(2/3 f_e, \text{Max}(0,5 \times f_e; 110(\eta f_{t28})^{1/2}))$ $= \min(2/3 \cdot 400; 0,5 \times 400)$.	$\sigma_s = 200$ MPA
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,168$ $\beta = 0,933$ et $k = 59,63$	$\sigma_s = 26,66$ MPA
Vérification	$26,66 \text{ MPA} < 200 \text{ MPA}$	Condition Vérifiée

b) Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).		
<i>Contrainte limite de béton</i>	$\sigma_b = 0,6f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
<i>Contrainte de béton calculée</i>	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{26,66}{59,63}$	$\sigma_b = 0,45 \text{ MPA}$
<i>Vérification</i>	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$	$0,45 < 15 \text{ MPA}$ vérifiée

Ferrailage de l'acrotère

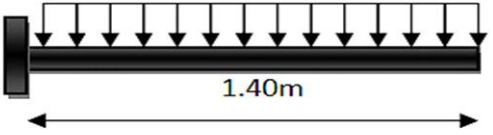
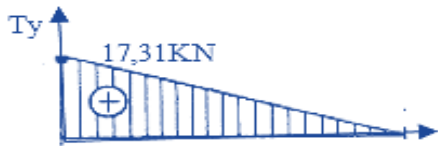

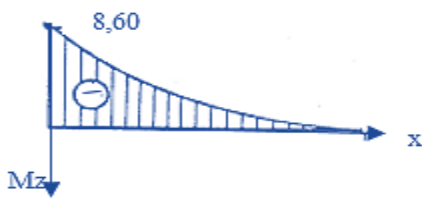


Coupe: A-A



III-3- Balcon :

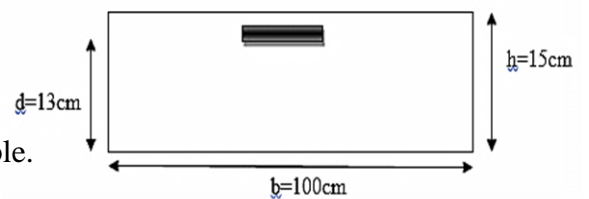
III-3-1- Caractéristiques et sollicitations :

	Longueur	$L=1,40\text{ m.}$	
	Hauteur	$h=0,15\text{m}$	
	G (KN/m²)	$5,27\text{KN/m}^2.$	
	Q (KN/m²)	$Q =3,5\text{KN/m}^2.$	
Combinaisons Des charges et sollicitations	ELU	$q_u = (1,35G + 1.5Q) \times 1\text{ml}$	$q_u=12,3645\text{KN}$
	$T_y=q_u \cdot x$ $T_y=17,3103\text{KN}$		
	$M_z=q_u \cdot x^2/2$ $M_z=-12,12\text{KN.m}$		
	ELS	$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml}$	$q_s = 8,77\text{KN}$
$M_z=q_s \cdot x^2/2$ $M_z=-8,60\text{KN.m}$			

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		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,0505 \leq \mu_l = 0,392 \ll \text{Pas d'aciers comprimés} \gg \text{S.S. A.}$		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,0648$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,974$

Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 2,75\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min} = 1,57\text{cm}^2$
$A_p = 2,75\text{cm}^2$ soit 4HA10=3,14cm², Avec un espacement : $S = 25\text{cm} < S_{\max} = \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.		
Les armatures de répartition	A/4	0,785cm ²
4HA8=2,01cm², avec un espacement : $S = 25\text{cm} < S_{\max} = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.		

III-3-3-Vérification à L'ELU : $V_u = 17,31\text{KN}$.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.1.211.).		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,31 \times 10^3}{1000 \times 130}$	$\tau_u = 0,133\text{MPa}$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa})$	$\tau_u = 2,50\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa})$	0,133 < 2,5 vérifiée

b) Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)		
Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{17,31 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6}$ Avec : $\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6\text{mm}$.	$\tau_s = 1,18\text{MPa}$
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	$\tau_s = 1,18 \leq \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{c28}$	1,18 < 2,835 vérifiée
c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : $A_p \geq \frac{V_u}{\sigma_{s,adm}}$		
	$\sigma_{s,adm} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	348MPa
	$A_p = 3,14\text{cm}^2 \geq \frac{V_u}{\sigma_{s,adm}} = 0,5\text{cm}^2$	Condition vérifiée

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

$10\phi = 10 \text{ cm.}$
 $0,4L_s = 15 \text{ cm.}$
 $5,5\phi = 5,5 \text{ cm.}$

III-3-4- Vérification à L'ELS :

a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures (BAEL99/Art A.4.5,33)		
Contrainte limite d'acier à la fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min(2/3f_e, \max(0,5x f_e ; 110(\eta f_{t28})^{1/2})$ $= \min(2/3 \times 400; \max(200 ; 110(1.6 \times 2.1)^{1/2}))$	$\sigma_s = 200 \text{ MPa}$
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \cdot 13} = 0,30$ $\beta = 0,913$ et $k = 42,47$	$\sigma_s = 186,77 \text{ MPa}$
Vérification	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \leq \sigma_s = \min(2/3f_e, 110(\eta f_{c28})^{1/2})$	$186,77 < 200$ Vérifiée

b) Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{186,77}{42,47}$	$\sigma_b = 4,398 \text{ MPa}$
Vérification	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$	$4,398 < 15 \text{ MPa}$ vérifiée

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

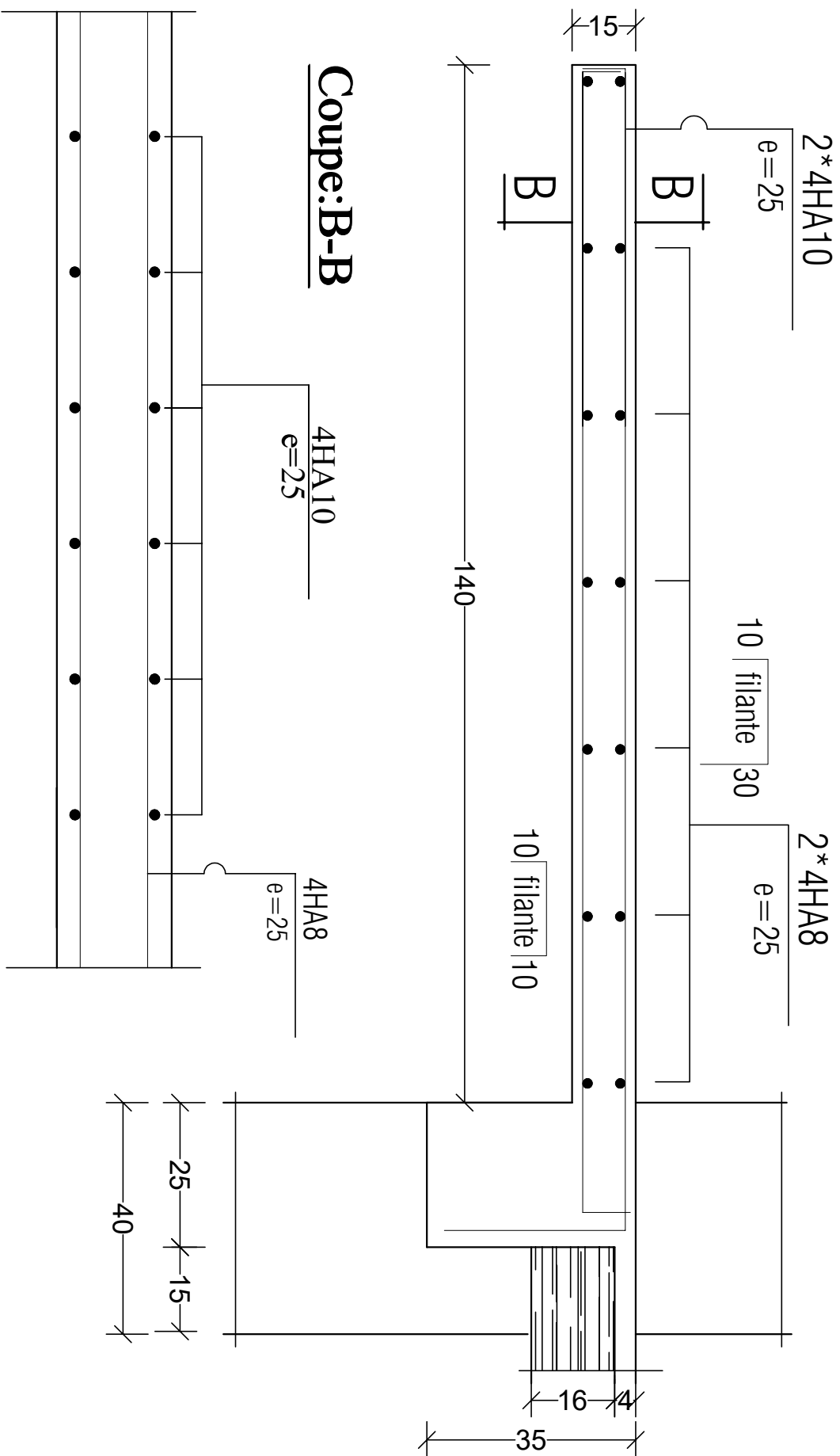
$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,11 \geq 0,0625$ *condition vérifiée.*

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

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

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

Ferrailage des balcons



III-4: ESCALIER:**III-4-1: DEFINITION :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des **poutres** isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont aussi munis d'un garde-corps.

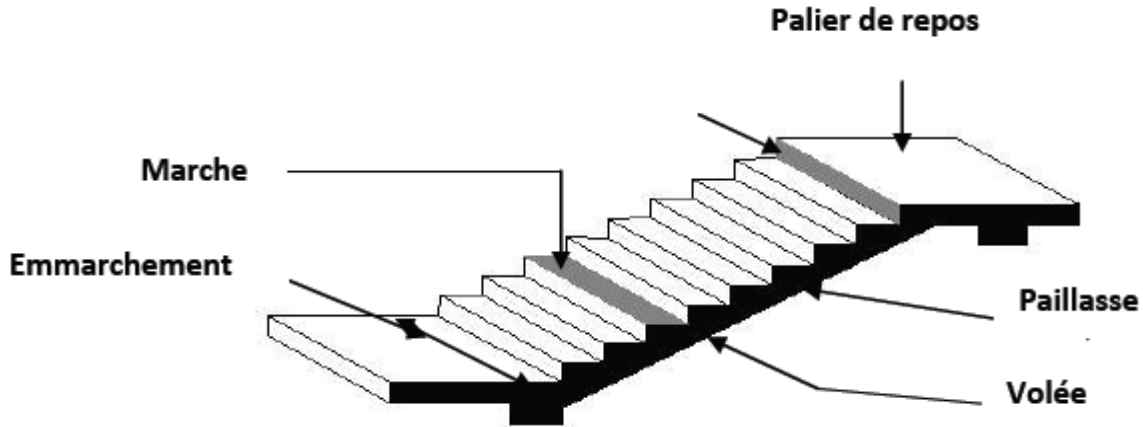


Figure : III-4-1:Schéma général d'une volée

Caractéristiques dimensionnelles :

Marche: c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n-1$.

Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marches parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n=H/h$
Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contremarche « h »:

c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le h plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g »: c'est la distance en plan mesurée sur la ligne d foulée, séparant deux contre marches ; $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

La volée: est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux Paliers consécutifs.

Le palier: est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées

Intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'emmarchement: représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$.

Ou $L \geq 3g$

-Le rapport **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une Personne qui emprunte l'escalier.

•**La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches. est appelé raideur de l'escalier.

III-4-2 : dimensionnement :

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

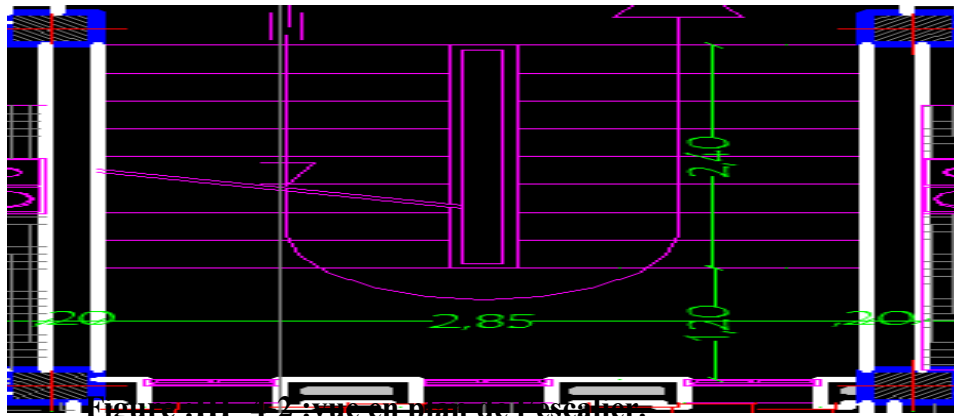


Figure III-4-2 :vue en plan de l'escalier.

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).

Etage courant :

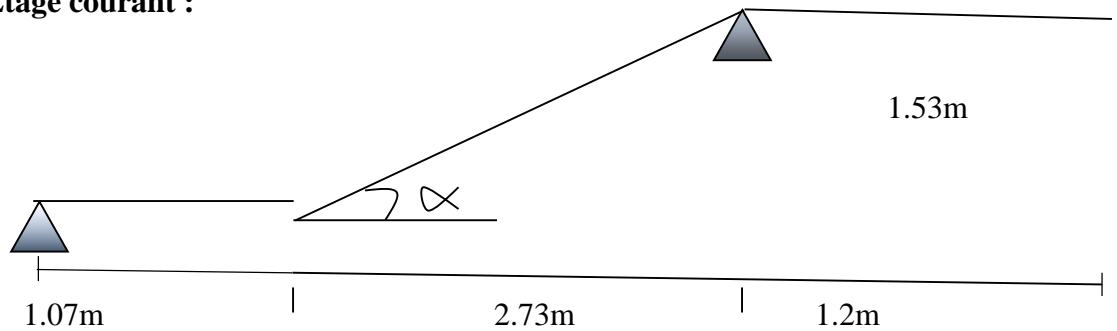


Figure III-4-3 : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :
 $h=17\text{cm}$.

A) Nombre de contres marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Rightarrow \quad 9 \text{ contres marches}$$

B) Nombre de marche m :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

C) Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée donc l'escalier est Confortable.

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm.}$$

C) Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison:

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_0 + L_1 + L_2 = 1.23 + 3.13 + 1.37 = 5.73 \text{ m}$$

$$D'où : \frac{573}{30} \leq ep \leq \frac{573}{20} \rightarrow 19.1 \leq ep \leq 28.65 \rightarrow ep = 20 \text{ cm}$$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$L_0 = \frac{L^1}{\cos \alpha} = \frac{1.07}{\cos 29.53} = 1.23 \text{ m} \quad L_1 = 3.13 \text{ m} \quad L_2 = 1.37$$

III-4-3 Détermination des charges et surcharges :

A) Les charges permanentes :

Le palier :

Désignation	Epaisseur(m)	P (KN/m)	G(KN/m)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.15	25	3.75

$$G_{\text{total}} = 5.27 \text{ kN/m}$$

Tableau III-4-1 : Charges permanentes du palier

La charge d'exploitation d'un escalier selon le DTR B.C.2.2 [4] est de

$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

La paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/ml)
Enduit Ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36

Marche	$0.17/2=0.085$	25	2.125
Garde corps	10	/	0.2
Paillasse	$Ep/\cos\alpha=0.172$	25	4.3

$G_{vtotal}=8.145 \text{ KN/ml}$

Tableau III-4-2 : Charges permanentes de la volée

Les surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :
 $Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$

III-4-4-1 calcul à l'ELU :

A) Combinaison des charges :

ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_u^p = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.8645 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_u^v = (1.35 \times 8.145 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.74575 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_s^p = (5.27 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.77 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s^v = (8.145 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.645 \text{ KN/ml}$

Calcule des moments et effort tranchant a l'ELU :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux Méthodes de calcul de la RDM :

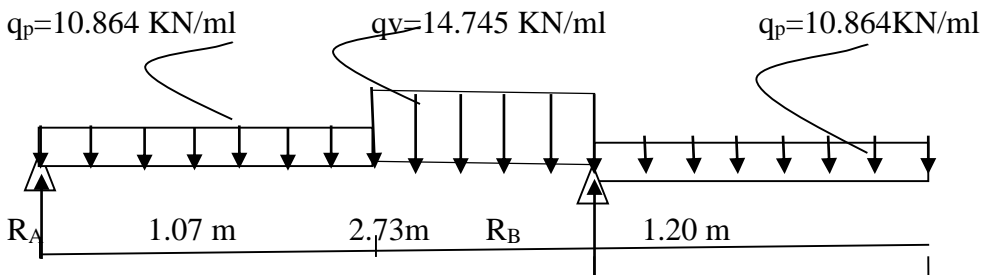


Figure III-4-4 : schéma statique d'escalier

- Les réactions aux appuis :

$\sum F=0 ; R_A + R_B - (10.864 \times 1.07) - (14.745 \times 2.73) - (10.864 \times 1.20) = 0$

$$\implies R_A + R_B = 64.91 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies -R_B \cdot (l_2 + l_1) + q_p \cdot l_3 \cdot (l_3/2 + l_2 + l_1) + q_v \cdot l_2 \cdot (l_2/2 + l_1) + q_p \cdot l_1 \cdot (l_1/2)$$

$$-R_B \cdot (l_2 + l_1) + 57.36 + 98.018 + 6.23 = 0 \quad R_B = 42.52 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A = 22.39 \text{ KN}$$

B) Calcul les effort internes:

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.07 \text{ m}$

10.864 KN

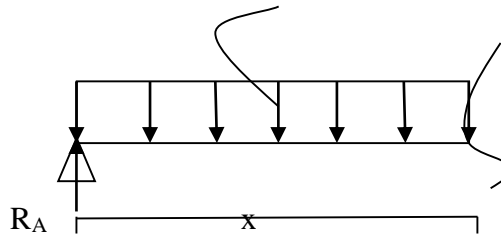


Figure III-4-5: Tronçon 1

Effort tranchant:

$$-10.864 \cdot x + 22.39 - T_y$$

$$X=0 \implies T_y = 22.39 \text{ KN}$$

$$X=1.07 \text{ m} \implies T_y = 10.76 \text{ KN}$$

Moment :

$$M_z + 10.864 \cdot \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x$$

$$M_z = -10.864 \cdot \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$X=0 \implies M_z = 0$$

$$X=1.07 \text{ m} \implies M_z = 17.73 \text{ KN.m}$$

Tronçon : $1.07 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$

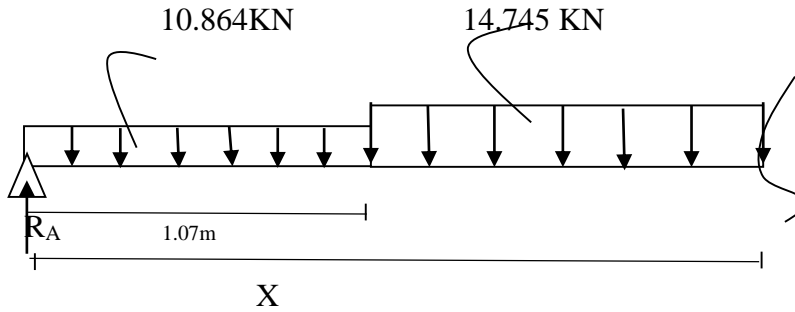


Figure III-4-6: Tronçon II

Effort tranchant :

$$T_y = 10.76 - 14.745(x - 1.07)$$

$$X = 1.07 \rightarrow T_y = 10.76 \text{ KN}$$

$$X = 3.8 \text{ m} \rightarrow T_y = -29.49 \text{ KN}$$

Moment :

$$M_z = R_A \cdot x - 10.864 \times 1.07 \left(x - \frac{1.07}{2}\right) - 14.745 \frac{(x - 1.07)^2}{2}$$

$$X = 1.07 \rightarrow M_z = 17.73 \text{ KN.m}$$

$$X = 3.8 \text{ m} \rightarrow M_z = -7.82 \text{ KN.m}$$

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

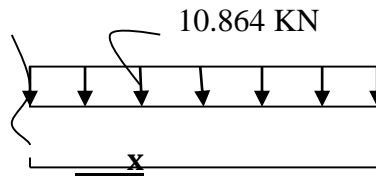


Figure III-4-7 : Tronçon II

Effort tranchant:

$$T_y = 10.864 \cdot x$$

$$T_y = 10.864 \cdot x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = 0 \text{ KN}$$

$$X = 1.2 \text{ m} \rightarrow T_y = 13.036 \text{ KN}$$

Moment:

$$M_z = -10.864 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \longrightarrow M_z=0$$

$$X=1.2\text{m} \longrightarrow M_z=-7.82 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment M_z^{max} :

$$10.76-14.745(x-1.07) = 0$$

$$X = \frac{26.53}{14.745} = 1.8 \text{ m}$$

On remplace x dans l'équation du moment :

$$R_A \cdot x - 10.864 \times 1.07 \left(x - \frac{1.07}{2}\right) - 14.745 \frac{(x-1.07)^2}{2} = 21.67 \text{ KN.m}$$

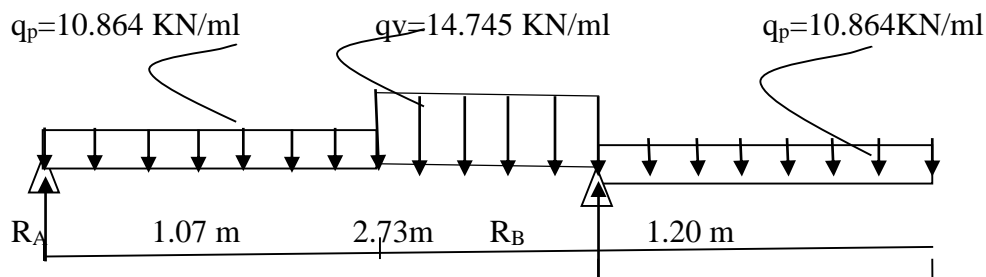
Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{max} par des coefficients de correction On obtient ainsi :

$$M_{az} = -0.3 \times 21.67 = -6.501 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 21.67 = 18.42 \text{ KN.m}$$

C) Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :



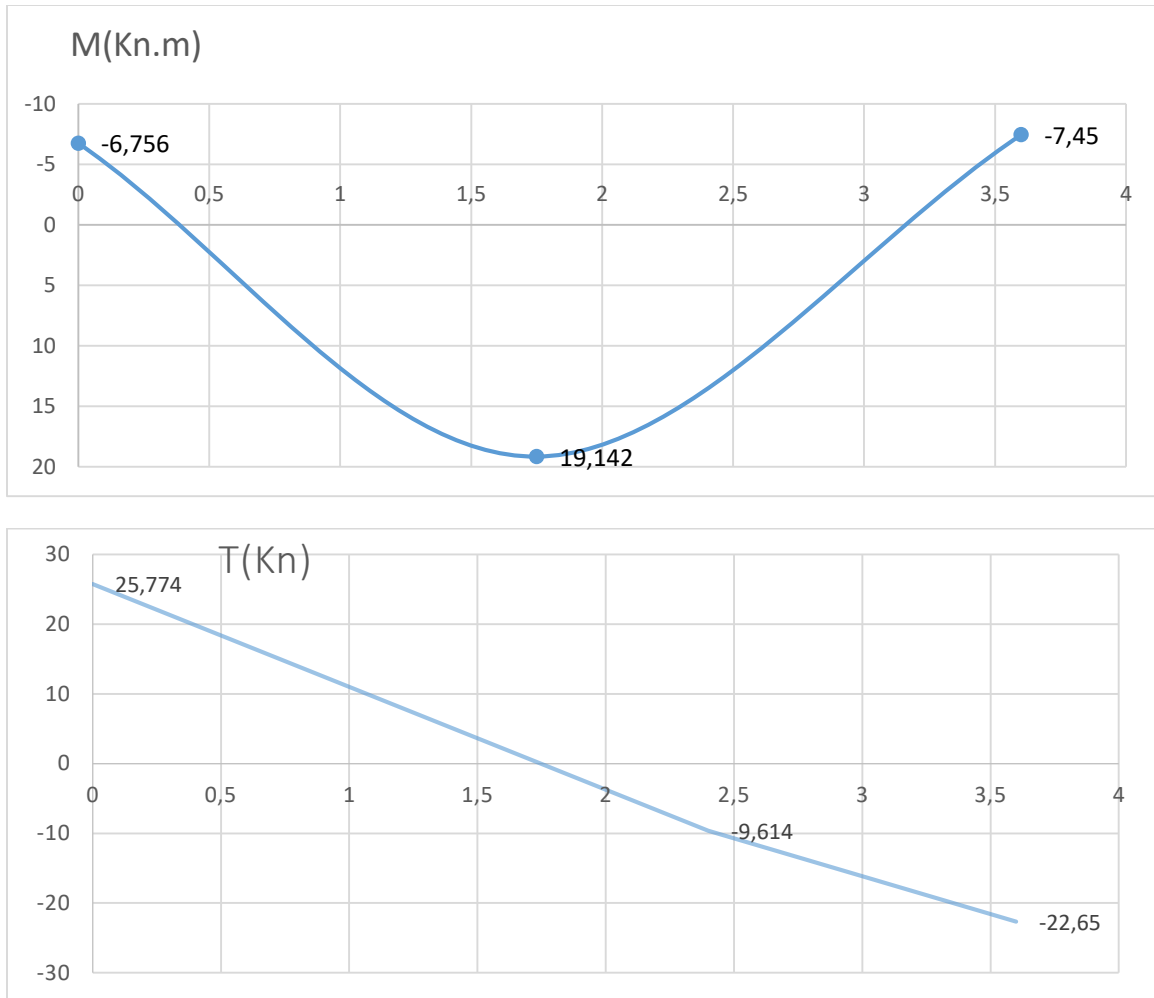


Figure III-4-8: Diagrammes des efforts internes à l'ELU

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

a) Aux appuis :

- Appui A et B : $M_A = M_B = 6.501 \text{ KN.m}$.

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.501 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_a = 0.014 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.014 \quad \Longrightarrow \quad \beta_l = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.501 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 1.045 \text{ cm}^2$$

$$A_A = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

b) en travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.42 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.040 \text{ cm}^2$$

$$\mu_t = 0.040 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.040 \quad \Longrightarrow \quad \beta_l = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.42 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 3.00 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A_{rt} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

A) Vérification a l'ELU :

Condition de non fragilité (BEAL 91 modifiée 99 / Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travées : } A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/révisé 99) [2] :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} < \tau_u^-$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{29.49 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.163 \text{ mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement or les armatures transversale ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/révisé 99) [2].

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \quad \text{avec : } \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

- Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

- $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

$$\text{Donc : } \tau_{se}^- = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.49 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.44 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.44 \text{ Mpa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant :

-Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/révisé 99) [2] :

$$A_{st} \text{ adoptée} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{\gamma_s V_{u \max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 29.49 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.847 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adoptée} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrée}} = 0.847 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

-Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91/révisé 99) [2]

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \tau_{se}} \longrightarrow L_s = \emptyset 35$$

Pour HA10 : $L_s = 35 \times 10 = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$ (aux appuis).

Pour HA12 : $L_s = 35 \times 12 = 420 \text{ mm} = 42 \text{ cm}$ (en travée).

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 40 L_s$.

Pour HA12 $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

Pour HA10 $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

On opte pour un $L_c = 20 \text{ cm}$.

Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 91/révisé 99) [2] :

-Armatures principales en travée : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. condition vérifiée.

-Armatures principales aux appuis : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. condition vérifiée.

-Armatures de répartition : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. condition vérifiée.

III-4-2 Calcul à l'ELS :

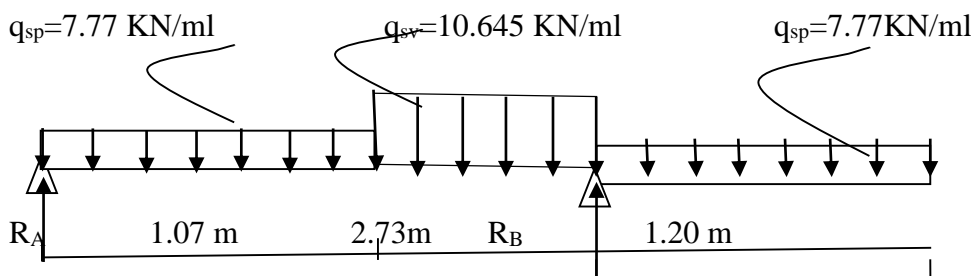


Figure III-4-9: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F/y=0 \longrightarrow R_A + R_B = 7.77(1.07) + 10.645(2.73) + 7.77(1.2)$$

$$R_A + R_B = 46.69 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \longrightarrow 7.77(1.07)(0.535) + 10.645(2.73)(2.435) + 7.77(1.2)(4.4) - R_B(3.8) = 0$$

$$R_B = 30.58 \text{ KN}$$

$$R_A = 16.10 \text{ KN}$$

•Effort internes:

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.07 \text{ m}$

$$T_y = R_A - 7.77x = -7.77x + 16.10$$

$$\begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & \longrightarrow T_y = 16.10 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1.07 \text{ m} & \longrightarrow T_y = 7.786 \text{ KN} \end{array}$$

$$M_z = R_A x - 7.77 \frac{x^2}{2} = 16.10x - 3.885x^2$$

$$\begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 \text{ m} & \longrightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=1.07 \text{ m} & \longrightarrow M_z = 12.78 \text{ KN.m} \end{array}$$

Tronçon 2: $1.07 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$

$$T_y = 7.786 - 10.645(x - 1.07)$$

$$\longrightarrow X=1.07 \quad \longrightarrow T_y = 7.786 \text{ KN}$$

$$X=3.8 \text{ m} \quad \longrightarrow T_y = -21.27 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - 7.77 \times 1.07 \left(x - \frac{1.07}{2}\right) - 10.645 \frac{(x - 1.07)^2}{2}$$

$$X=1.07 \quad \longrightarrow M_z = 12.78 \text{ KN.m}$$

$$X=3.8 \text{ m} \quad M_z = -5.6 \text{ KN.m}$$

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$T_y - 7.77.x$$

$$T_y = 7.77.x$$

$$X=0 \rightarrow T_y=0 \text{ KN}$$

$$X=1.2 \text{ m} \rightarrow T_y=9.324 \text{ KN}$$

$$M_z = -7.77 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \rightarrow M_z=0$$

$$X=1.2 \text{ m} \rightarrow M_z = -5.6 \text{ KN.m}$$

•Calcul du moment max M_{zmax} :

$$T_y=0$$

$$7.786 - 10.645(x-1.07) = 0$$

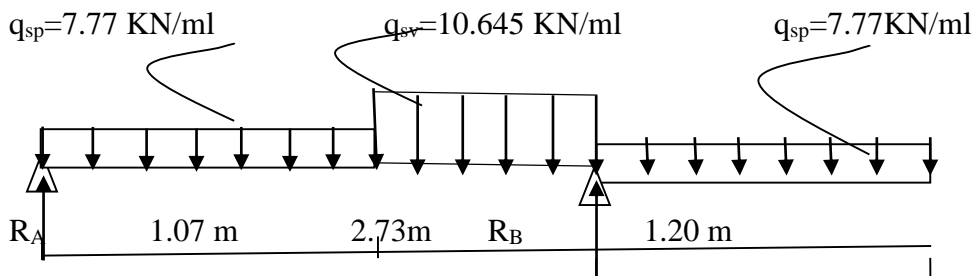
→ L'effort tranchant est nul au point $x=1.8 \text{ m}$

$$M_{zmax}(1.8 \text{ m}) = 15.627 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis:

En travée: $M_t = 0.85 M_{zmax} = 13.28 \text{ KN.m}$

Aux appuis: $M_a = -0.3 M_{zmax} = -4.688 \text{ KN.m}$



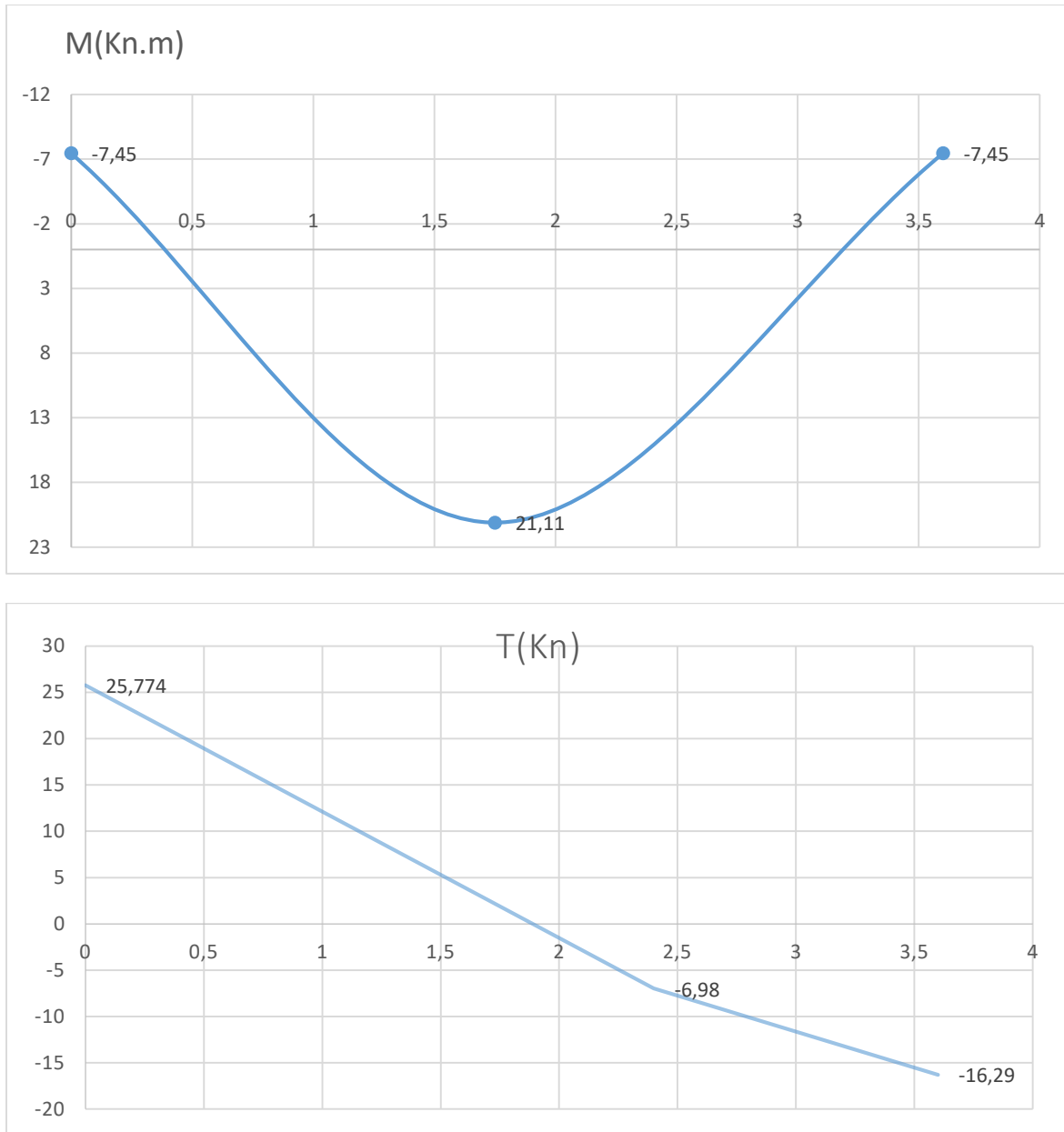


Figure III-4-10 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

B) Vérifications à L'ELS:

1. Etat limite de compression du béton:

- En travée:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

$$\rho = 0.251 \quad k_1 = 47.50 \quad \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A} = \frac{13.23 \times 10^6}{0.920 \times 180 \times 4.52 \times 10^2} = 176.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{176.75}{47.50} = 3.72 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \implies \text{condition vérifiée}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99)[2].

3. Etat limite de déformation : Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) [2].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.04 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.28}{10 \times 15.625} = 0.0849 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = 105 \quad \text{condition non vérifiée} \quad \frac{4.2}{400} = 0.$$

4. Calcul de la flèche :

Le calcul se fera sur une bande de 1m.

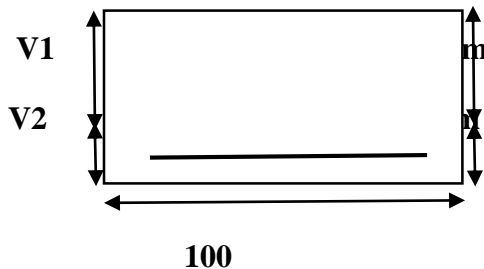


Figure III-4-11: Schéma statique de calcul

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} X \frac{q_{smax}^4}{EVI} \leq f = \frac{\bar{f}}{500}$$

Avec $q_{max} = \max (q \text{ paille} ; q \text{ palier}) = \max (10.645 ; 7.77) = 10.645 \text{ kN/ml}$

$$Q_{max} = 10.645 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f} c_{28} = 18018.86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie totale de la section par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15At(V_2 - c)^2$$

$$\text{Ou : } V_1 = \frac{S_{ix'x}}{b_0} \quad V_2 = h - V_1$$

Avec :

$S_{ix'x}$: moment statique par rapport a l'axe xx'

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 180 = 32204 \text{ cm}^3$$

$$S_{ix'x} = 32204 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n.A = 100 \times 20 + 15 \times 4.52$$

$$B_0 = 2076.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{32204}{2076.8} = 15.50 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 15.5 = 4.5 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(15.5)^3 + (4.5)^3 + 15 \times 4.52 (4.5 - 2)^2]$$

$$I_0 = 136771.66 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} X \frac{10.645 \times 500^4}{18018.86 \times 10^3 \times 136771.66} =$$

$$f = 0.0038 < 1 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant

L'escalier :

-En travée

Armatures principales : 4HA12/ml (St= 20 cm).

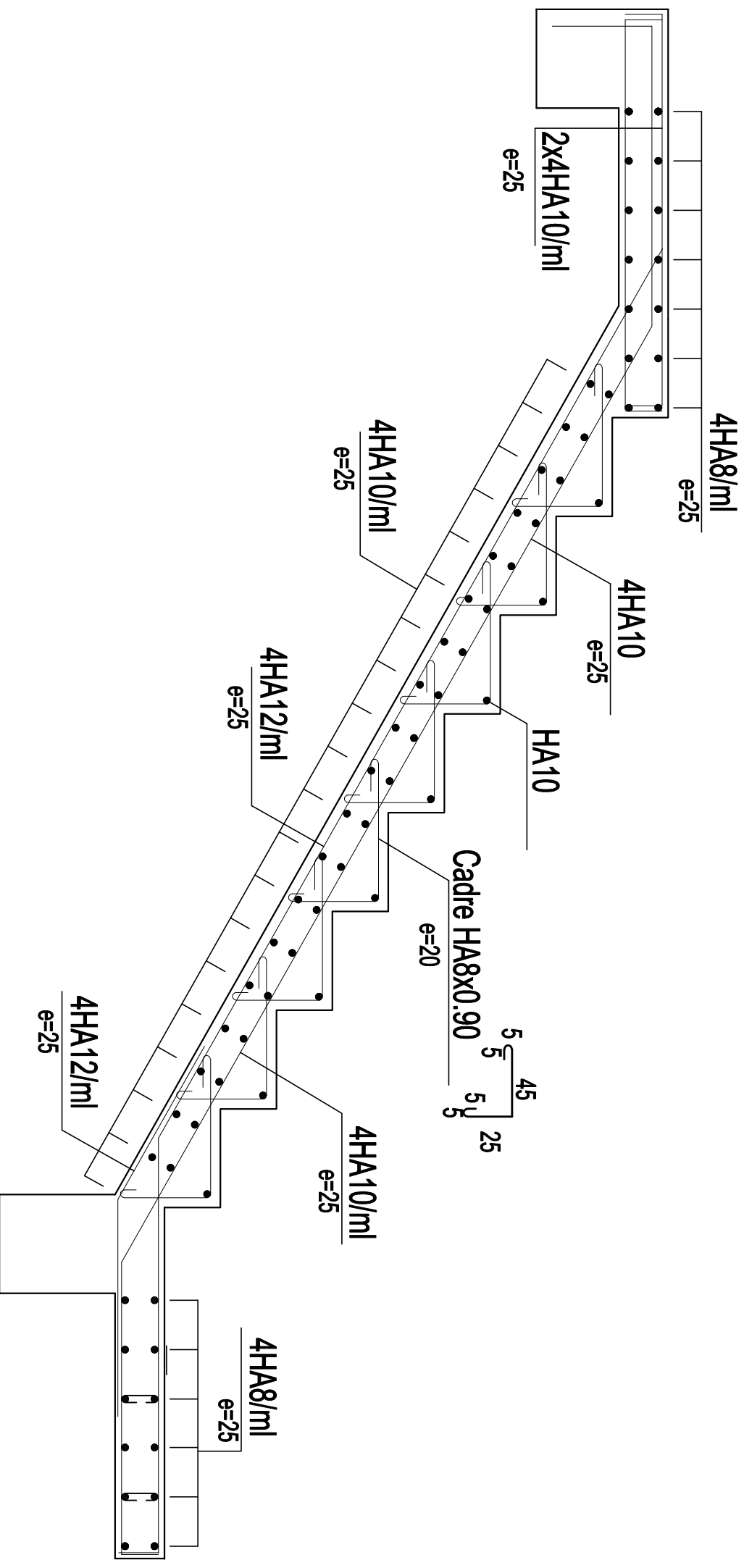
Armatures de répartition : 4HA 10/ml (St= 20 cm).

-Aux appuis

Armatures principales : 4HA 10/ml (St= 20 cm).

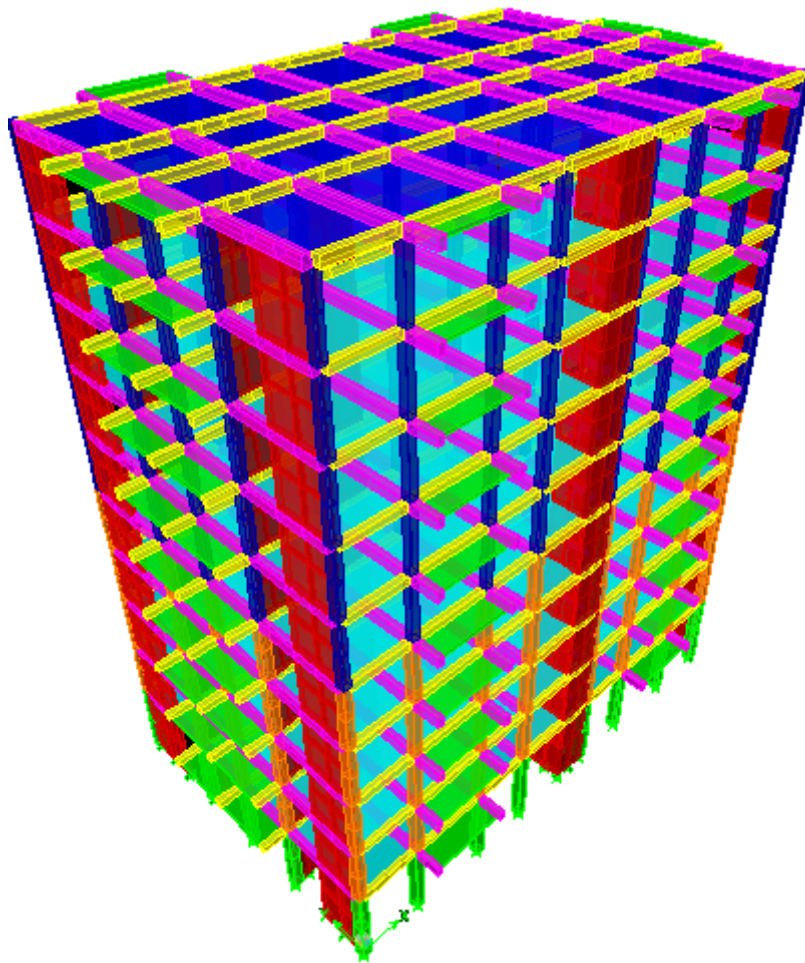
Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 20 cm).

Ferrailage des escaliers



CHAPITRE IV:

Etude sismique et dynamique



Chapitre IV : Etude dynamique et sismiqueIV-1-Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **R.P.A99 version 2003**.

IV-2- La méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale.
A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

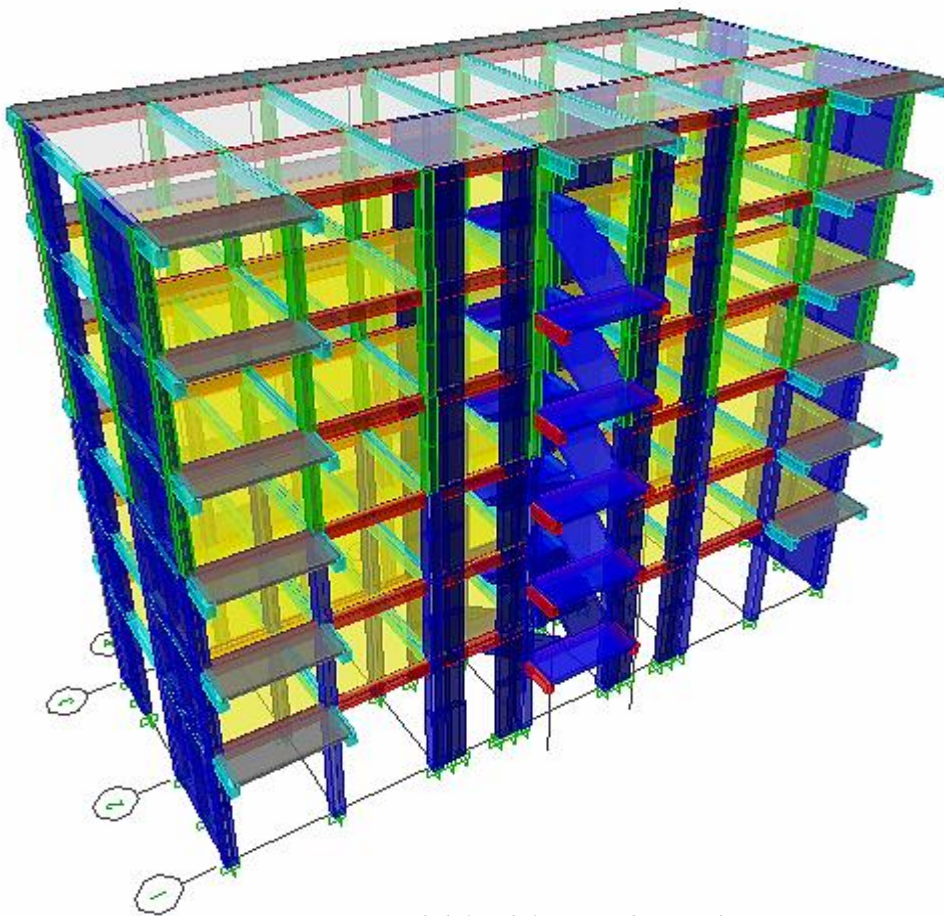


Figure IV.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

IV-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :IV-3-1- Nombre de modes à retenir :

Le **RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4)** préconise de prendre en considération ce qui suit :
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins

de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,487126	76,4708	0,0044	76,4708	0,0044	2,9917
2	0,406038	0,005	73,3046	76,4758	73,3091	0,0004
3	0,30855	3,6318	0,0002	80,1076	73,3092	69,6437
4	0,147138	13,1347	0,0015	93,2423	73,3107	0,4102
5	0,095257	0,0006	19,2671	93,2429	92,5778	0,0001
6	0,07114	4,513	0,0001	97,756	92,5779	0,6735
7	0,068575	0,0372	0	97,7932	92,578	18,9195
8	0,041762	1,5419	0,0015	99,3351	92,5795	0,0029

Tableau IV.1 : Résultats d'analyse dynamique.

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,4871$ s.
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 5 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).
- ❖ On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 19,72$ m.
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T = 0,05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0,05(19,72)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,4678 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique T_{RPA} il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0,3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,4678 + 0,140 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0,608 \text{ sec}$$

T analytique c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc : T analytique = 0,487126 sec.

Période	T_{RPA}	T_{maj}	$T_{analytique}$	Observation
Valeur	0,4678	0,608	0,487126	Condition vérifiée

IV-4-2- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1)}$$

1) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1.page 26 RPA2003.

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
II_a	2	$A= 0,15$

2) Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

formule	C_T	Hauteur de bâtiment	période T
$T= C_t*(h_n)^{3/4}$	$C_T=0,05$ Tableau (4-6)	$h_n=19,72$ m.	$T= 0,4678$ s.

3) Facteur d'amplification dynamique D: RPA 2003 page 26 Formule (4.2).

Formule	<p>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</p> $D = 2.5.\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} .(3/ T)^{5/3} \quad T > 3s$
Paramètres	Valeur T_2 : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où $T_2=0,5$.
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi =10$
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 = 0,76$
D	$D = 1,986$

4) Coefficient de comportement de la structure R: RPA 2003 Tableau (4.3) Page 28

Contreventement	Valeur de R
<i>Voile porteur</i>	R=3,5

5) Facteur de qualité Q: RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4).

Observation de critère	Q _x		Q _y	
	Oui	non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1,05		1,05	

6) Poids total W_t:

Poids total W_t	15125,19 KN
----------------------------------	--------------------

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}$$

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} >0,8*V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$ 1351,738KN	1081,39KN	1740,8	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$ 1351,738KN	1081,39KN	1719,81	Condition vérifiée

Tableau IV.2 : Vérification de la force sismique à la base.

IV-4-3- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

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

RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 45x45) sont donnés dans le tableau suivant ci – dessous :

poteaux	N _d (KN)	B (cm ²)	f _{c28} (KN/cm ²)	V	Observation
40*35	1046,23	1400	2,5	0,29892286	0,29892286 ≤ 0,3
35*30	514,96	1050	2,5	0,19617523	0,19617523 ≤ 0,3

✎ V-4-4- Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (Art 4-43)** : $\Delta K = R \delta_k$

Le déplacement relatif du niveau k'' par rapport au niveau k-1'' est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

ETAGE	Diaphragme	U _x	δ _k - δ _{k-1}	h _e	1%h _e	Observation
ET5	D6	0,0121	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	D5	0,0104	0,0019	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	D4	0,0085	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	D3	0,0063	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	D2	0,0041	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
RDC	D1	0,0019	0,0019	4,42	0,0442	condition vérifiée

Tableau IV.4 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x.

ETAGE	Diaphragme	U _y	δ _k - δ _{k-1}	h _e	1%h _e	observation
ET5	D6	0,009	0,0018	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	D5	0,0072	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	D4	0,0055	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	D3	0,0038	0,0016	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	D2	0,0022	0,0013	3,06	0,0306	condition vérifiée
RDC	D1	0,0009	0,0009	4,42	0,0442	condition vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y.

IV-4-5- : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le **RPA 99 /version 2003 (article 4.9)**, L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δ_k: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Suivant Ex :

niveau	P _k (KN)	Δ _{kx} (m)	H _k	V _{kx} (m)	θ _{kx}
Etage5	2465,59	0,0017	3,06	481,03	0,00284758
Etage4	2426,39	0,0019	3,06	876,79	0,00171829
Etage3	2426,39	0,0022	3,06	1202,15	0,00145112
Etage2	2490,65	0,0022	3,06	1454,65	0,00123099
Etage1	2490,64	0,0022	3,06	1632,17	0,0010971
RDC	2825,53	0,0019	4,42	1740,8	0,00069772

Tableau IV.6 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Suivant E_y :

niveau	Pk (KN)	Δ_{ky} (m)	Hk	\sqrt{ky} (m)	θ_{ky}
Etage5	2465,59	0,0018	3,06	539,28	0,00268941
Etage4	2426,39	0,0017	3,06	926,96	0,00145421
Etage3	2426,39	0,0017	3,06	1215,99	0,00110856
Etage2	2490,65	0,0016	3,06	1439,79	0,00090451
Etage1	2490,64	0,0013	3,06	1605,85	0,00065891
RDC	2825,53	0,0009	4,42	1719,81	0,00033453

Tableau IV.7 : Vérification L'effet P-Delta suivant E_y .

IV-4-5- : Justification système de contreventement :

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

1. Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

- o **Voiles et portiques :**

Sens XX

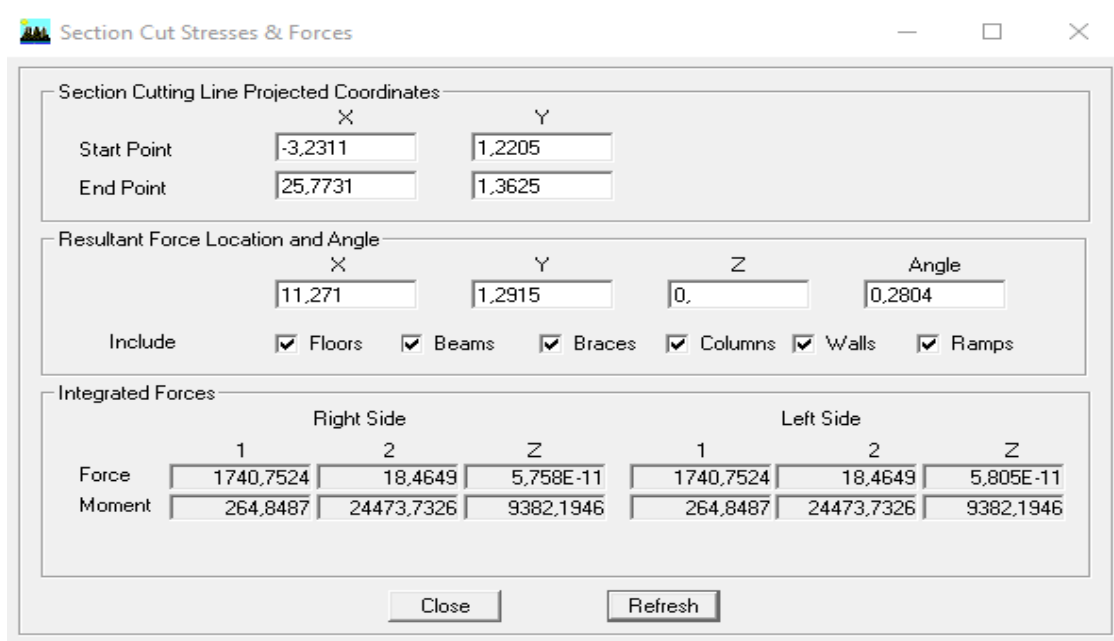


Figure IV.2 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens E_x .

Voile uniquement :

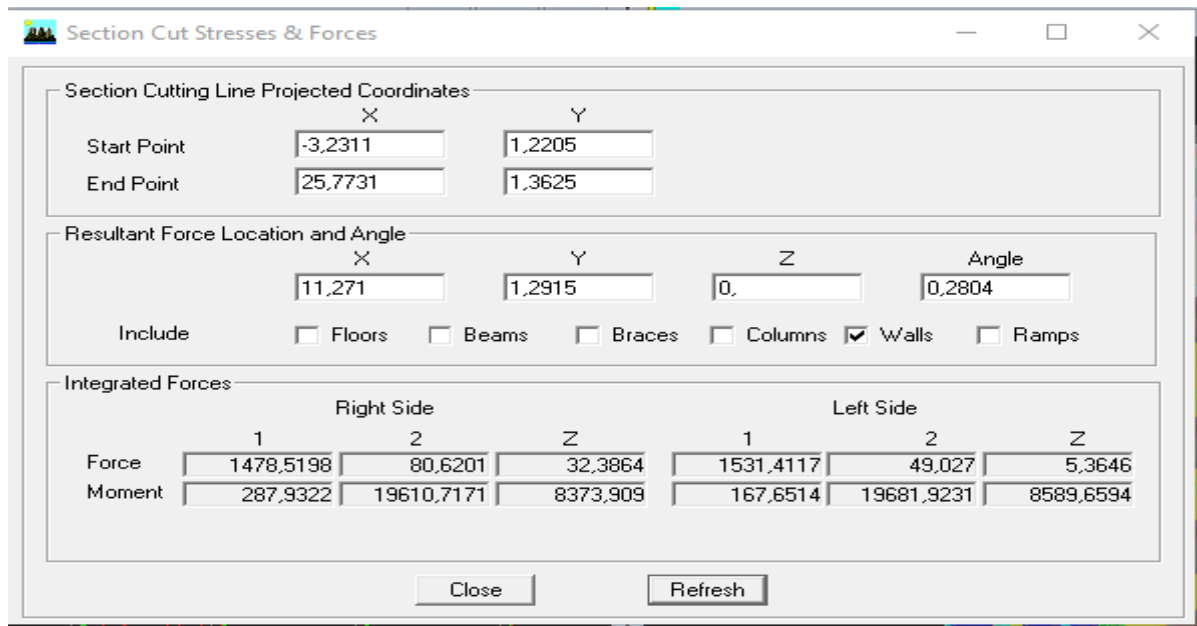


Figure IV.3 : Charges horizontales reprises par les voiles sens Ex.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1740,7524	1556,6149	87,97%	12,03%

Sens YY

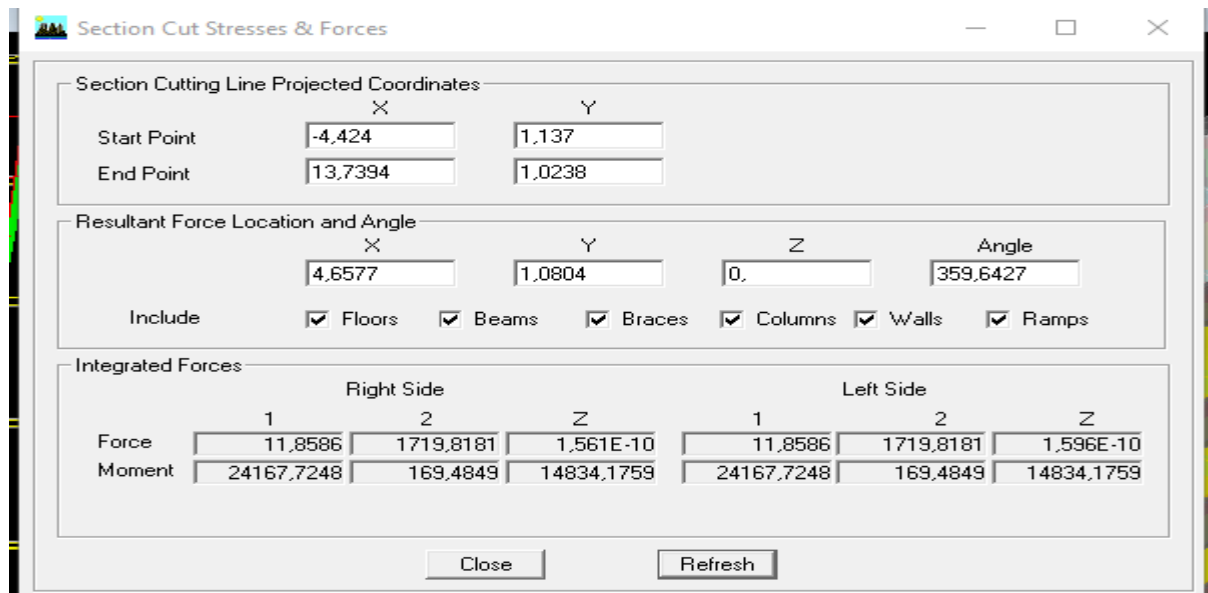


Figure IV.4 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

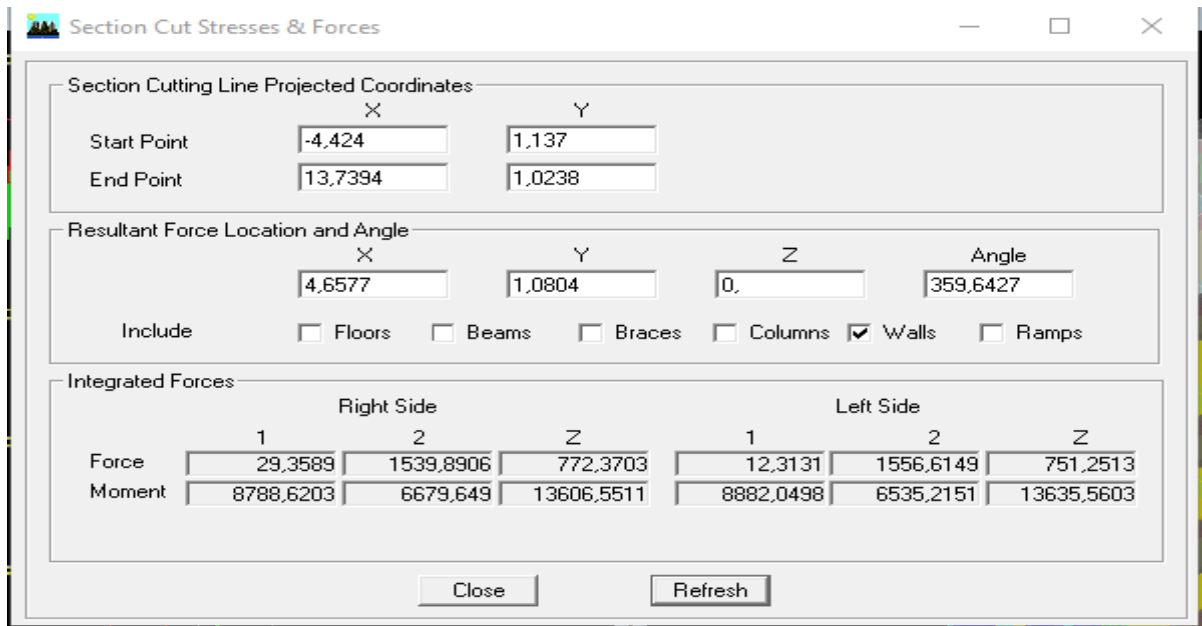


Figure IV.5 : Charges horizontales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les les portiques voiles et	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ey	1719,8181	1556,6149	90,51%	9,49%

2. Forces verticales :

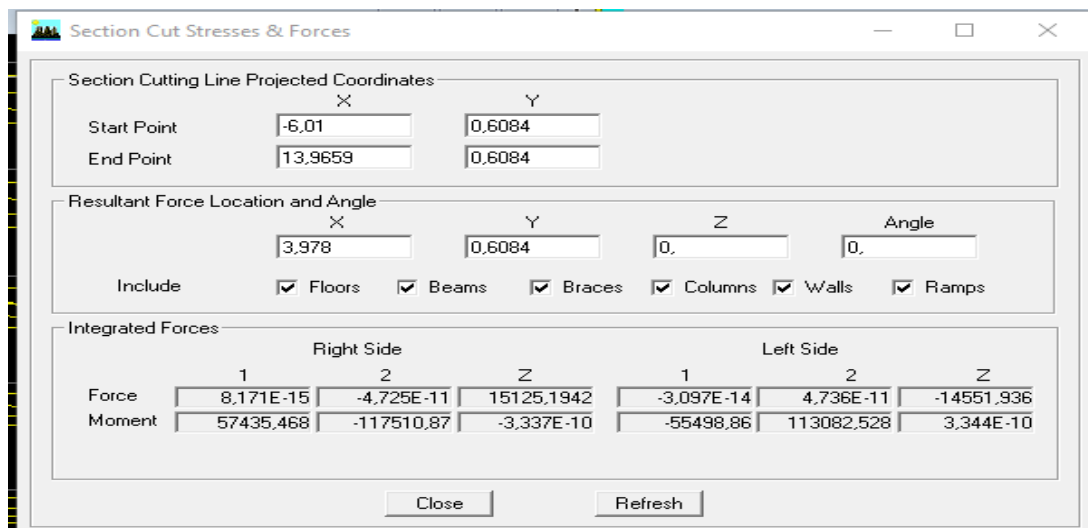


Figure IV.6 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY.

Voile uniquement :

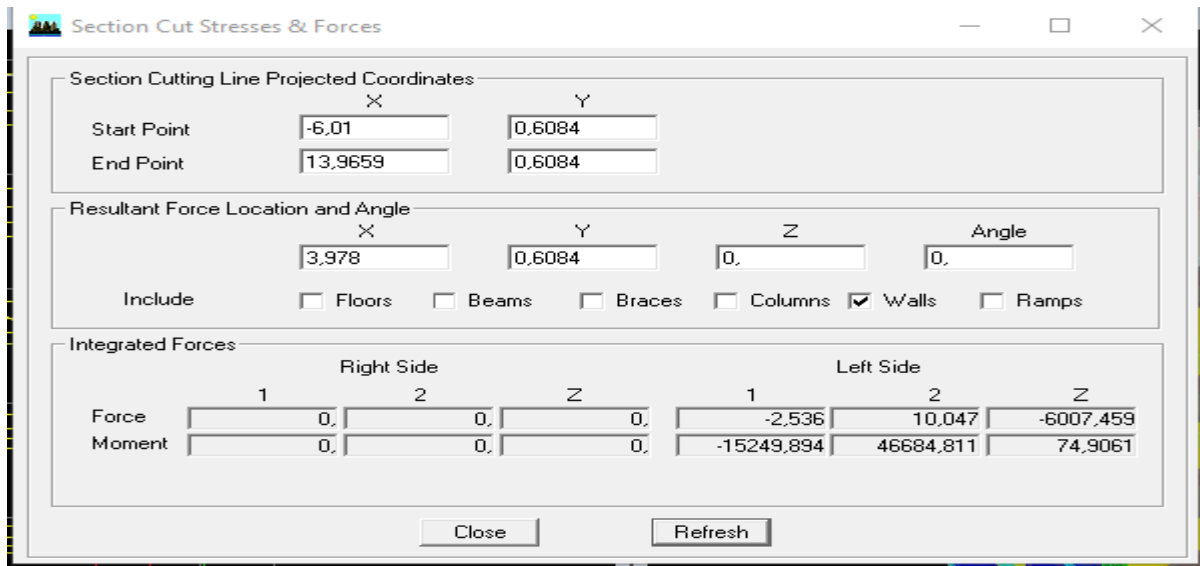


Figure IV.7: Charges horizontales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	14551,936	6007,459	41,28%	85,72%

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages 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 verticales

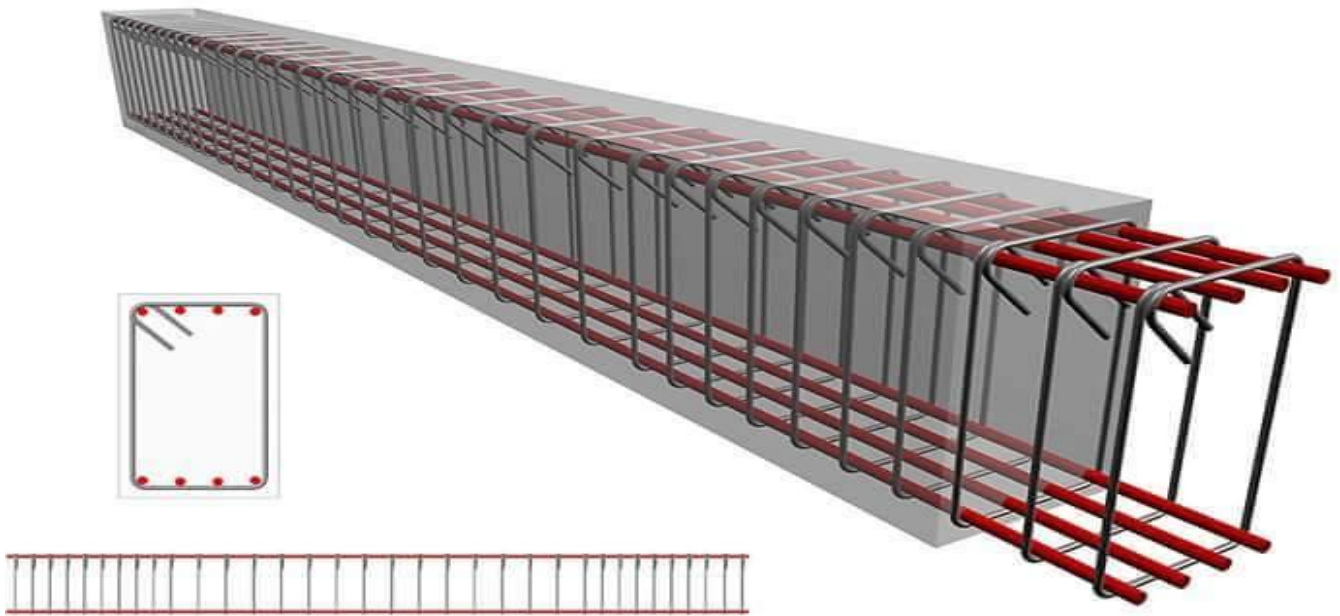
- Donc suivant l’article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris $R=3.5$ d’après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

Conclusion générale :

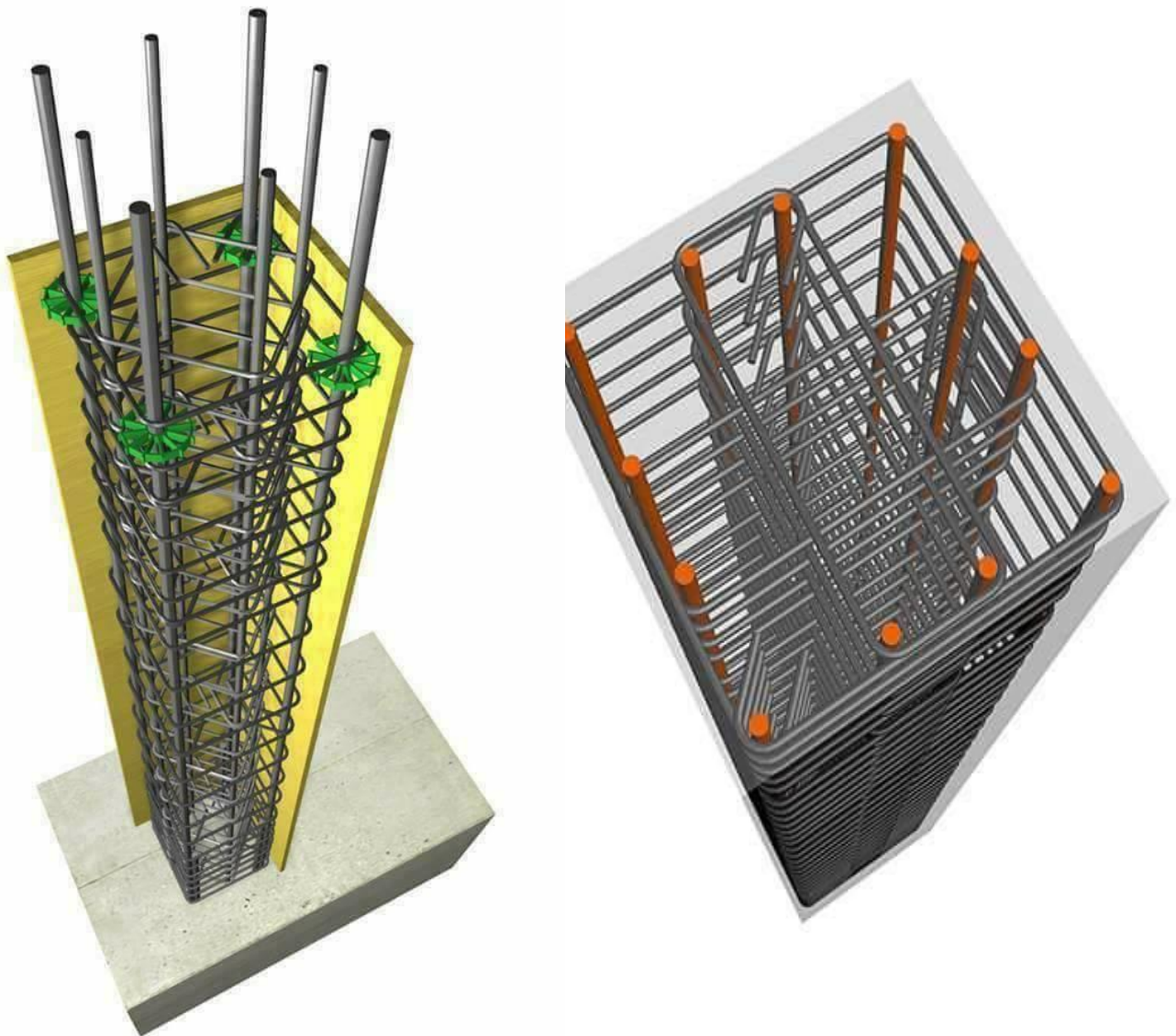
Après avoir vérifiée les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l’aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages de ces éléments porteurs.

CHAPITRE V:

Ferraillage des éléments



V-1: Ferraillage des poteaux



V-1-1-Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion composée.

V-1-2-Recommandations du RPA :

<u>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</u>			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. ➤ Le diamètre minimal est de 12 mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone II_a). ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a. ➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement. 			
<u>Pourcentage total maximum</u>	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton ($0,8\% bh$)		
Résultats			
Section	0,8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 40*35	11,2	56	84
Poteaux 35*30	8,4	42	63

Tableau V.1 : les recommandations du RPA.

V-1-3-Hypothèse de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- | | |
|-----------------------------|------------------------------|
| 1,35G+1,5Q → à l'ELU. | G+Q → à l'ELS |
| G+Q±E → RPA99 révisée 2003. | 0,8G±E → RPA99 révisée 2003. |

V-1-4 Calcul de ferraillage (flexion composée):

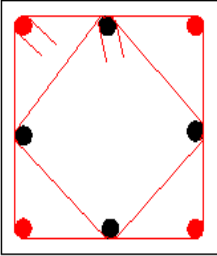
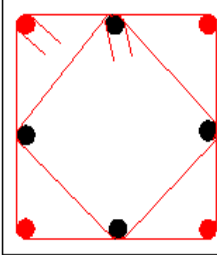
Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	Choix armatures	A _{adoptée}	A _{min}	Schéma de ferraillage
40*35	SENS X-X	ELU	1046,23	4,774	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	4HA14 +4HA14	12,31cm ²	11,2	
		0,8G+Ey	-347,25	3,192	0,02	0,38	SET	4,73	5,25				
		G+Q+Ey	220,48	-50,68	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	1046,23	0,133	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-347,25	0,267	0,02	0,33	SET	4,97	5,01				
		G+Q+Ex	695,51	-57,72	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00				
35*30	SENS X-X	ELU	514,96	10,18	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	4HA12 +4HA12	9,04cm ²	8,4	
		0,8G+Ey	-118,06	1,807	0,02	0,38	SET	1,52	1,87				
		G+Q+Ey	75,88	-38,96	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	514,96	0,669	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-118,06	0,101	0,02	0,38	SET	1,69	1,71				
		G+Q+Ex	209,02	-36,96	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				

Tableau V-2 : Résultats de ferraillage des poteaux à ELU.

V-1-5-Vérifications à l'ELU :

➤ Les armatures transversales :

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

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm} \qquad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

2) Espacement des armatures transversales :

<u>Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)</u>
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq \min\{15 * 1, 2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm.}$
<u>Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)</u>
<u>En zone courante (pour zone IIa) :</u> $S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 * 1, 2\} = 18\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm.}$
<u>En zone nodal (pour zone IIa) :</u> $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 * 1, 2\} = \min\{15 ; 12\} = 12\text{cm}$ Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

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

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

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

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

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

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

<i>poteau</i>	<i>hauteur</i>	L_f	λ_g	$A_t^{\min} = 0,3\% S_t . b_1$	A_{adopte}	<i>Observation</i>
40*35	4,42	3,094	8,84	1,575	2,01	condition vérifiée
	3,06	2,14	6,11	1,575	2,01	condition vérifiée
35*30	3,06	2,14	7,13	1,35	2,01	condition vérifiée

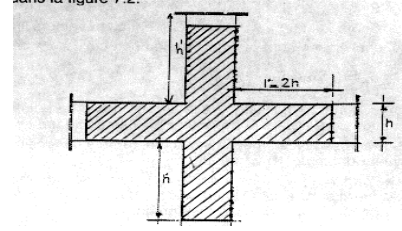
Tableau V-3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ Détermination de la zone nodale :

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

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

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	h	h'
Poteau (40*35)	4,42	$h' = \text{Max} \left(\frac{442-40}{6}; 40; 35; 60 \right) = 67 \text{ cm}$
Poteau (40*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 40; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35*30)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 35; 30; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau V-4 : Détermination de la zone nodale.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone Π_a : $L_r = 40\Phi$

$\Phi 14$	$\Phi 12$
$L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

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

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

poteau	h_e	dimension		$\lambda_g \geq 5$	d	T_u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
40*35	4,42	b	0,40	7,735	0,375	37,69	0,287	1,875
		h	0,35	8,84	0,325		0,289	
35*30	3,06	b	0,35	6,12	0,325	25,34	0,259	1,875
		h	0,30	7,14	0,275		0,263	

Tableau V-5 : Vérification des contraintes tangentielles.

V-6 -Vérifications à l'ELS :➤ 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 σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

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

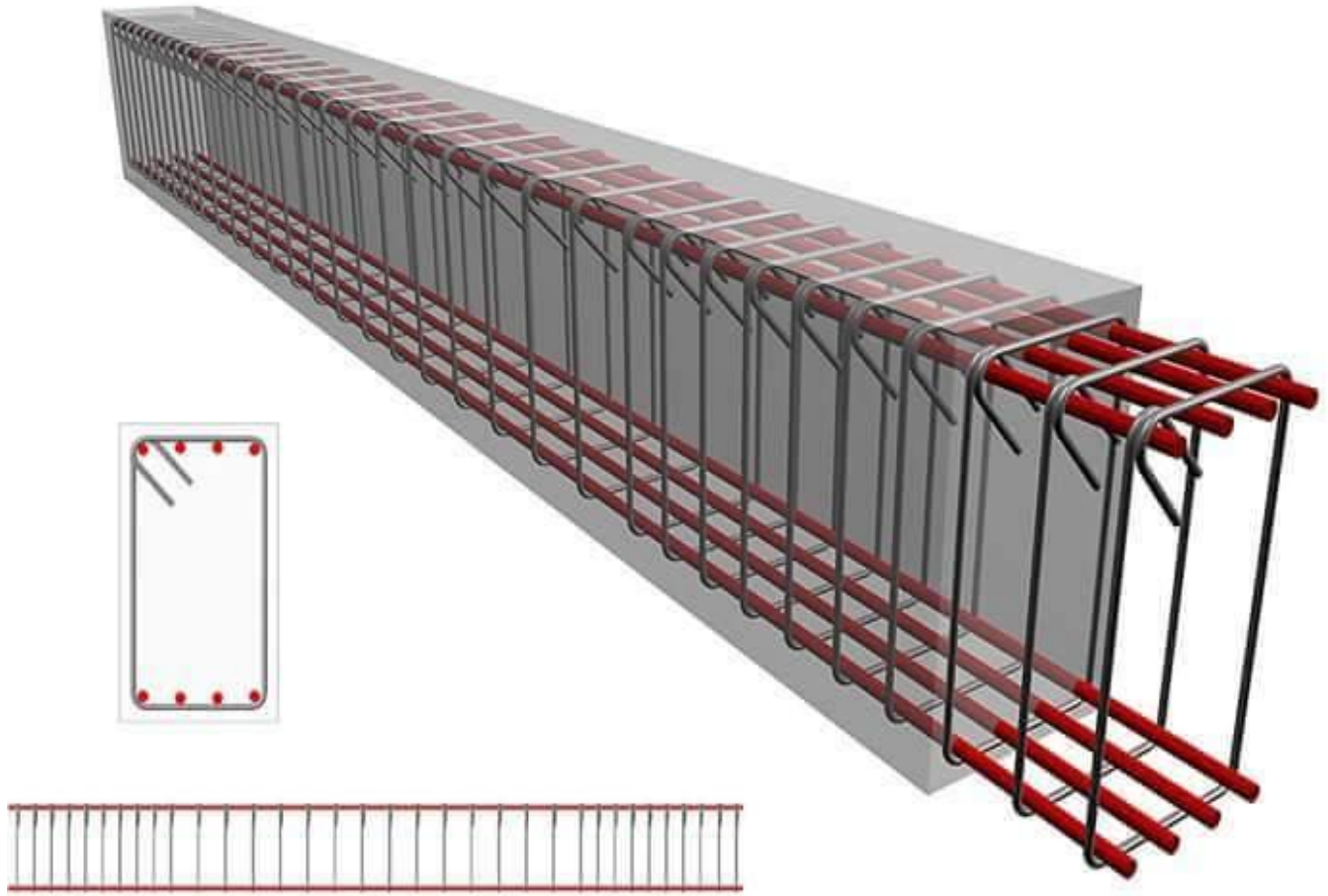
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{bi}	σ_{si}	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
45*45	$N_{\min}=60,94$	$M_{\text{cor}}= 0,625$	0,45	6,66	0,34	5,23	CV
	$N_{\max}= 755,9$	$M_{\text{cor}}= 3,54$	5,22	77,8	4,6	69,7	CV
	$N_{\text{cor}}=585,95$	$M_{\max}=13,728$	5,01	72,9	2,61	41,4	CV
40*40	$N_{\min}=8,06$	$M_{\text{cor}}=0,476$	0,13	1,87	0,01	0,23	CV
	$N_{\max}= 372,11$	$M_{\text{cor}}= 7,6$	4,25	61,6	2,21	35,3	CV
	$N_{\text{cor}}=83,58$	$M_{\max}=16,099$	3,7	46,7	0,00	58,8	CV

Tableau V-6 : Vérification des contraintes a ELS.

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

V-2: Ferraillage des poutres



V-2-1-Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel **ETABS (V9.6)**, ils sont donc calculés en flexion simple.

V-2-2-Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Le diamètre minimal est de 12mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø en zone II_a. ➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. ➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. 			
Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : A_{max}=4% b h en zone courante. A_{max}=6% b h en zone de recouvrement.		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. A_{min} = 0,5% b h		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poutre principale 25*40	5	40	60
Poutre secondaire 25*35	4,375	35	52,5
Poutre palier 25*35	4,375	35	52,5

Tableau V-2-1 : Les recommandations du RPA.

V-2-3-Hypothese de calcul :

Le ferraillage des poutres ce fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35G+1.5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E →RPA99 révisée 2003

V-2-4 -Calcul de ferraillage :

a. Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple):

Les résultats de ferraillage à **ELU** se résument dans le tableau suivant :

		M	d	μ	obs	β	At (cm ²)	Choix armatures	Aadp
Poutre principale 25*40	En travée	81,73	0,38	0,0651	SSA	0,966	5,56	3HA12 +3HA12	6,78
	À l'appui	107,531	0,38	0,0856	SSA	0,955	7,41	3HA12 +3HA14	8,01
Poutre secondaire 25*35	En travée	43,29	0,33	0,0522	SSA	0,973	3,37	3HA12	3,39
	À l'appui	45,55	0,33	0,0549	SSA	0,972	3,55	3HA12 +2HA12	5,65
Poutre palier 25*35	En travée	34,73	0,33	0,049	SSA	0,97	2,699	3HA12	3,39
	À l'appui	43,73	0,33	0,06	SSA	0,96	3,422	3HA14	4,61

Tableau V-2-2 : Résultats de ferraillage des poutres à ELU.

b. Calcul des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right)$$

poutre principales : $\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{25}{10} ; 1, 2\right) = (1,14 ; 2,5 ; 1,2) = 1,14 \text{ cm.}$

poutre secondaires et palier : $\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{25}{10} ; 1, 2\right) = (1,0 ; 2,5 ; 1,2) = 1,00 \text{ cm.}$

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

2) **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

3) **Espacement des armatures transversales :**

Selon le BAEL 99 : $S_t < \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$		
	Poutres principales $S_t < (0,9 \times 38 ; 40 \text{ cm}) = (34, 2 ; 40 \text{ cm})$ Poutres secondaires $S_t < (0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29, 7 ; 40 \text{ cm})$	$S_t = 25 \text{ cm}$
D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)		
Zone nodal :	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} , 12\phi_1\right)$	
Poutre principales : $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,4\right) = (10 ; 16,8) = 10 \text{ cm}$		$S_t = 8 \text{ cm}$

<p><i>poutres secondaires et palier</i> : $S_t \leq \min(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2)$ $= (8,75 ; 14,4) = 8,75 \text{ cm}$</p>		
Zone courante :	$S_t \leq \frac{h}{2}$	
	<p>Poutres principales : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$</p>	$S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion : $S_t=8\text{cm}$ à la zone nodale.

$S_t=15\text{cm}$ à la zone courante.

4) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

- Poutre principale: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$
- Poutre palier : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$

5) 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 principal	Poutre secondaire	Poutre palier
$L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V- 2-4- Vérifications à L'ELU :

➤ Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$A \text{ adopté} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	A_{\min}	Observation
<u>Poutres principales</u>	$\frac{0,23 \times 25 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,147 \text{ cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.
<u>Poutres secondaire</u> <u>Poutre palier</u>	$\frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{ 3, 33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$	=3,33MPa
/	T_{\max}	τ_u
<u>Poutre principales</u>	85,28KN	0,897MPa
<u>Poutre secondaire</u>	33,23KN	0,379MPa
<u>Poutre palier</u>	31,49KN	0,382MPa
		Condition vérifiée

➤ ***Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):***

$$T_{\max} \leq 0, 4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b \quad \text{avec : } a=0,9*d$$

	T_{\max}	$0, 4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$	observation
<u>Poutre principales</u>	85,28 KN	570 KN	Condition vérifiée.
<u>Poutre secondaire</u>	33,23 KN	495 KN	Condition vérifiée.

➤ ***Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :***

$$A_s > \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0, 9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

<i>Poutre</i>	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$\left(T_u - \frac{M_u}{0, 9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observation
<i>principale</i>	85,28KN	107,531 KN.m	-6,59	Condition vérifiée
<i>secondaire</i>	33,23KN	45,55 KN.m	-3,45	Condition vérifiée
<i>Palier</i>	31,49KN	43,73KN.m	-3,85	Condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ ***Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL99) :***

		Ferraillage	$\sum U_i$	V_u^{\max}	τ_{se}	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	En travée	3HA12 +3HA12	113,04	85,28 KN	1,61	2,835	C.V
	En appuis	3HA12 +3HA14	122,04		1,61		
P-S	En travée	3HA12	66,52	45,55 KN	1,80	2,835	C.V

	En appuis	3HA12 +2HA12	94,20		1,80		
palier	En travée	3HA12	66,52	31,49KN	0,80	2,835	C.V
	En appuis	3HA14	131,88		0,80	2,835	C.V

➤ Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,42\text{cm}$ soit : $L_s = 50\text{cm}$.
- Pour $\phi 12$: $L_s = 42,36\text{cm}$ soit : $L_s = 45\text{cm}$.

Le règlement **BAEL99** admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet “ L_c ” est au moins égale à $0.4L_s$ Pour $\phi 14$: $L_c = 20\text{cm}$. Pour $\phi 12$: $L_c = 18\text{cm}$.

V-2-5- Vérifications à L’ELS :

➤ Etat limite d’ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

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

➤ Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

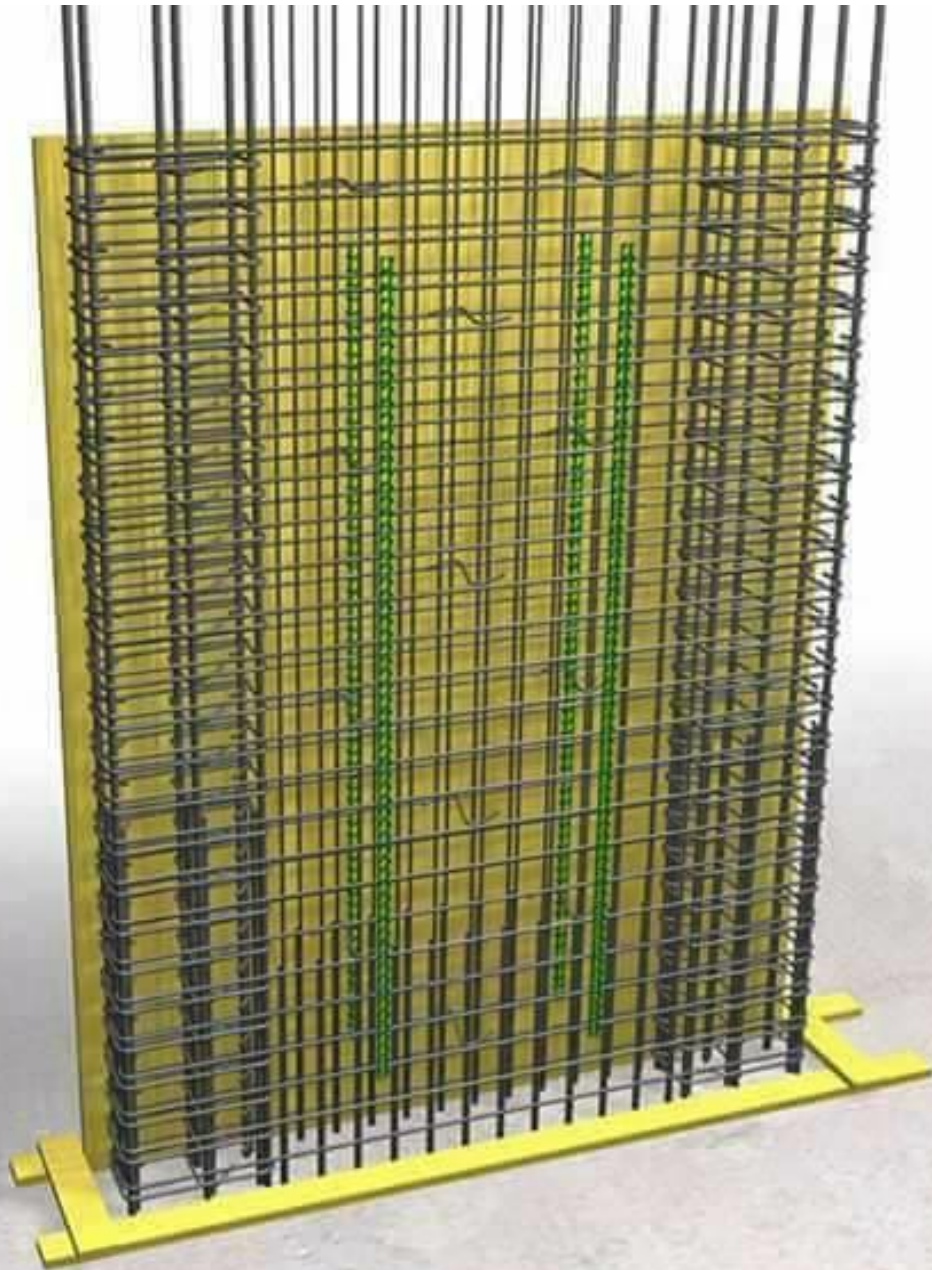
$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d}$$

Poutre	M _s max	A adopté	ρ_1	β_1	$k_{,1}$	σ_s [Mpa]	σ_{bc}	σ_{bc}^{bar}	obs
principale	32	6,78	0,587	0,886248	28,75952	140,146	4,873	15	vérifiée
	49,507	8,01	0,694	0,8773744	24,85476	185,381	7,459	15	vérifiée
secondaire	21,403	3,39	0,294	0,9107077	39,52142	210,079	5,316	15	vérifiée
	41,495	5,65	0,489	0,8944018	32,34682	248,829	7,693	15	vérifiée
Palier	11,9	6,02	0,399	0,901905	35,64844	81,760	2,682	15	vérifiée
	17,218	6,02	0,399	0,89970	33,56664	125,796	3,748	15	vérifiée

Tableau V-2-3 : Vérification des contraintes à ELS.

V-3: Ferraillage des voiles



V-3-1- Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales. Armatures horizontales et les Armatures transversales.

Combinaison d'action :

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

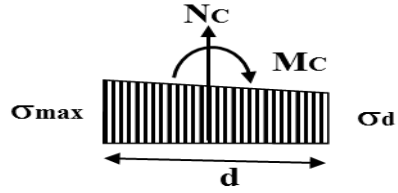
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** RDC.
- ✓ **Zone II :** 1^{ER}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage.
- ✓ **Zone III :** 5^{eme} au 9^{eme} étage.

V-3-2- Exposé de la méthode de calcul :

❖ Armature verticale :

Type de sollicitation	En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : Section partiellement comprimé SPC.
longueur de calcul « d »	$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c).$
Largeur L'	$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$
Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]	$\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{max}$

<p>Calcul des efforts internes correspondants</p>	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
<p>Calcul du ferraillage</p>	$\gamma_s = 1 \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$ <p style="text-align: right;">= (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)</p> $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s : \text{Contrainte de calcul des acier}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad A_s : \text{Section des armatures}$
<p>Armatures minimales</p>	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

❖ Armatures horizontales :

<p>Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales</p>	
<p><u>BEAL 91</u> : $A_h = \frac{A_v}{4}$</p>	<p><u>RPA 2003</u> : $A_h \geq 0.15\% B$</p>

❖ Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

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

❖ Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : V=1,4 T : effort tranchant calculé au niveau considéré

❖ Armature pour les potelets :

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

❖ Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

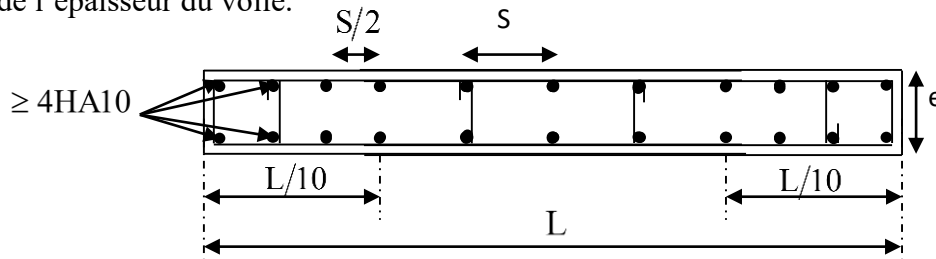
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

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

Diamètre minimal :

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



❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

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

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{ctj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

❖ Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}.$$

V-3-3-Calcul de ferrailage :

VT2 =3,80m		Zone	I	II
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,40	0,40
	hauteur d'étage		3,06	3,06
	L (m)		3,80	3,80
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,76	0,76
	h		3,060	3,060
	T(kN)		714,900	395,540
	N _{ser} (kN)		1005,74	517,24
	Vu (kN)		1000,860	553,756
	σ_{\max} (kN/m ²)		6169,690	2828,590
	σ_{\min} (kN/m ²)		5641,500	2166,880
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		1,98	2,15
	Lc		1,82	1,65
	d		1,32	1,33
	σ_1		2056,563	1080,176
	N ₁		1088,59	519,87
	A _{v1} /bande (cm ²)		27,21	13,00
	A _{vj} (cm ²)		27,52	15,23
	A' _{v1} /bande/nappe		34,10	16,80
Armatures minimales			5,29	5,32
Ferrailage adopté	A' _{v1} adopté (cm ²)		36,17	27,69
	Choix de A (cm ²)		2*9HA16	2*9HA14
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		11,40	11,40
	AH adopté (cm ²)		11,77	11,77
	choix de la section		15HA10	15HA10
	Espacement (cm)		15	15
Armatures transversales				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		1,463	0,810
	3,26 MPA		1,045	0,578
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		1,235	0,645

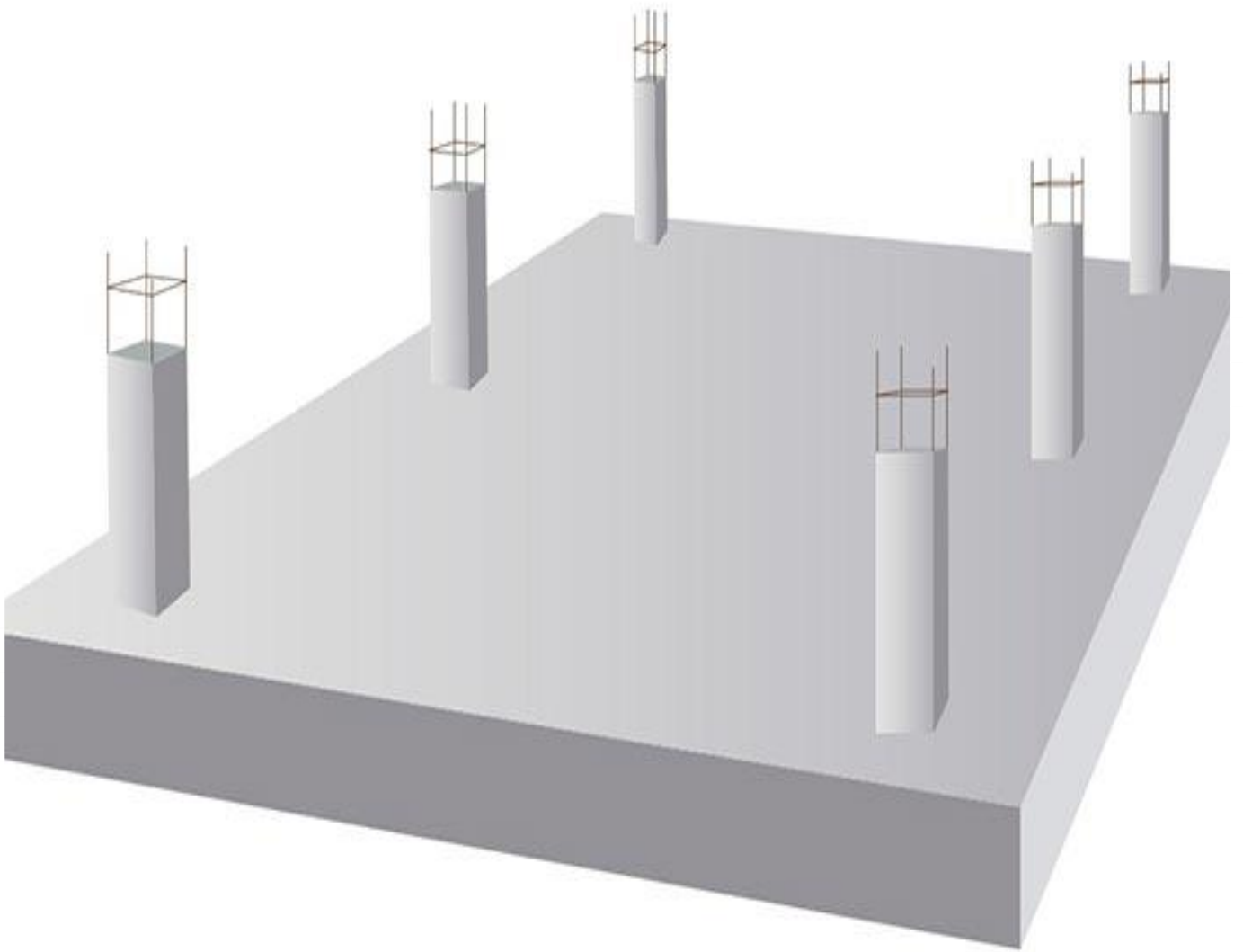
VT1=VL2=2,00m		Zone	I	II
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,42	3,06
	L (m)		2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,4	0,4
	h		4,420	3,060
	T(kN)		470,980	148,030
	N _{ser} (kN)		560,72	334,10
	Vu (kN)		659,372	207,242
	σ _{max} (kN/m ²)		10781,020	6031,700
	σ _{min} (kN/m ²)		7392,350	4517,800
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		1,19	1,14
	Lc		0,81	0,86
	d		0,79	0,76
	σ ₁		3593,673	2010,567
	N ₁		1137,00	613,09
	A _{v1} /bande (cm ²)		28,43	15,33
	A _{vj} (cm ²)		18,13	5,70
	A'v1/bande		32,96	16,75
Armatures minimales			3,16	3,05
Ferraillage adopté	A'v1 adopté (cm ²)		36,17	27,69
	Choix de A (cm ²)		2*9HA16	2*9HA14
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,04	6,92
	AH adopté (cm ²)		11,77	11,77
	choix de la section		15HA10	15HA10
	Espacement (cm)		15	15
Armatures transversales				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		1,832	0,576
	3,26 Mpa		1,308	0,411
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		1,234	0,757

VL1=1,00m	Zone	I	II
-----------	------	---	----

Sollicitation de calcul	h poutre(m)	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,42	3,06
	L (m)	1,00	1,00
	e (m)	0,20	0,20
	B (m ²)	0,2	0,2
	h	4,420	3,060
	T(kN)	227,250	180,870
	N _{ser} (kN)	371,47	222,44
	Vu (kN)	318,150	253,218
	σ _{max} (kN/m ²)	10487,130	5911,090
	σ _{min} (kN/m ²)	6878,190	6246,260
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt	0,60	0,49
	Lc	0,40	0,51
	d	0,40	0,32
	σ ₁	3495,710	1970,363
	N ₁	562,96	255,47
	A _{v1} /bande (cm ²)	14,07	6,39
	A _{vj} (cm ²)	8,75	6,96
	A'v1/bande	16,26	8,13
Armatures minimales		1,61	1,30
Ferraillage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	20,096	12,31
	Choix de A (cm ²)	2*5HA16	2*4HA14
	Espacement (cm)	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	9,04	6,92
	AH adopté (cm ²)	5,02	3,08
	choix de la section	7,53	7,53
	Espacement (cm)	15HA8	15HA8
Armatures transversales			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	1,768	1,407
	3,26 Mpa	1,263	1,005
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	1,614	1,018

CHAPITRE V:

Etude du radier général



VI-1- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

VI-2- Etude géotechnique du sol:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-3-Justification le choix d'un radier général :

VI.3-1-Dimensionnement :

a) Semelles isolées (semelle isolée sous un effort N):

Combinaison de calcul	G+Q+E, 0,8G±E (RPA 2003, Art
Méthode de calcul	$Axb \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$, $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (poteau carré) $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$
N_{max}	$N_{max} = 755,9 \text{ KN}$
σ_{sol}	$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ Mpa}$
Les dimensions adoptées	$B \geq \sqrt{\frac{755,90}{200}} = 1,94 \text{ MPa}$ $\Rightarrow A = B = 2,00 \text{ m}$
L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.	

Tableau VI-1 : Dimensionnement des semelles isolées.

b) Semelles filantes (semelle filante sous un effort N):

➤ Sous voiles :

Sens longitudinal :

Voile	N(KN)	L(m)	B _{min}	B _{adoptée}
VL1	560,72	2,00	2,80	1,5m

Tableau VI-2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B _{min}	B _{adoptée}
VT1	1005,74	3,80	1,32	1,5m

Tableau VI-3 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_V = \sum S_i = 1,5 * (3,8 * 2 + 2 * 4 + 4 * 1) = 29,40 \text{ m}^2$$

➤ Sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C6	714,87	3,815	-4,45	-3181,172
C5	724,53	-2,719	-0,65	-470,9445
C4	470,01	-1,461	4,4	2068,044
Σ	1909,41	-0,365	/	-1584,072

Tableau VI-4 : Surface des semelles filantes sous poteaux.• Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1584,072 + (-0,365)}{1909,41} = 0,83\text{m}$$

• Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelleOn a : $e = 0,83\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{8,9}{6} = 1,48\text{m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{1909,41}{8,9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,83}{8,9} \right) = 94,49 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{1909.41}{8.9} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.81)}{8.9} \right) = 334,59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{1909.41}{8.9} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.81)}{8.9} \right) = 274,56 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{274,56}{200} = 1.37 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1,50m**.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S_p = S x n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 8 \times (1,5 \times 8,9) = 106.8 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 29,40 + 106,80 = 136,20 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : **S_{bat} = 209,15m²**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{136,2}{209,15} \times 100 = 65,12\%$$

Donc : **S_t > 50% S_{bat}**

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI-2- Pré dimensionnement du radier :

Elément		Condition	Valeur adoptée
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <p>Avec : K= 40 MPa pour un sol moyen. $L_{\max}=3,40\text{m.}$ $E=10818.865 \text{ MPa}$</p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,40\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0,62\text{m}$	h=70cm.
	Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \qquad \frac{340}{8} \leq h \leq \frac{340}{5}$ $42,5 \leq h \leq 68 \text{ cm}$	
Dalle	<p>La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :</p> $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ <p>avec un minimum de 25cm. $\longrightarrow h_d \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$</p>		h _d = 25
Nervure (poutre)	$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm} \qquad \text{Soit } h_n = 100 \text{ cm}$ <p>et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$</p> $0,4 \times 70 = 40 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70\text{cm} .$		<p>h_n= 100</p> <p>b_n= 50</p>

Tableau VI-5 : Dimensionnement de radier général.

VI-3-Calcul de la surface nécessaire au radier :

Chargement	Charge permanente de la structure	G = 14559,58KN.
	Charge d'exploitation de la structure	Q = 2827,58KN.
Combinaison d'actions	ELU	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 14559,58 + 1,5 \times 2827,58 = \mathbf{23896,803KN.}$
	ELS	$N_S = G + Q = 14559,58 + 2827,58 = \mathbf{17387,16KN.}$
la surface du radier	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{23896,803}{1,33 \times 200} = \mathbf{89,83m^2}$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{17387,16}{200} = \mathbf{86,93m^2}$
Surface adoptée	$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU} , S_{nec}^{ELS}) = \mathbf{89,83 m^2}$	
la surface du bâtiment	$S_{bat} = \mathbf{209,15m^2}$	
Conclusion	$S_{bat} = \mathbf{209,15 m^2} > S_{rad} = \mathbf{89,83m^2}$ On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL	
Longueur de débord	$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30cm \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30cm \right) = 50cm$ $L_{deb} = \mathbf{50 cm}$	
Surface de débord	$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 66,8 \times 0,5 = \mathbf{33,4m^2}$	
surface totale du radier	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 209,15 + 33,4 = \mathbf{242,55m^2}$	

Tableau VI-6 : surface du radier général

VI-4-Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes	Poids du bâtiment		G = 38863,63KN.		
	Poids de radier	Poids de la dalle :	$P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$ $P_{dalle} = 242,55 \times 0,25 \times 25$		1515,93KN
		Poids des nervures	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$ $P_{nerv} = 0,50 \times (1 - 0,25) \times 25 \times (23,5 \times 3 + 8,9 \times 8)$		1328,43 KN
		Poids de TVO	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m) = 0,50 \times 245,5 = 141,7 \text{ m}^2.$ $P_{TVO} = (242,55 - 141,7) \times 0,45 \times 17$		771,50 KN
		Poids de la dalle flottante	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \cdot e_{pdalle \text{ flottante}} \cdot \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 242,55 \times 0,10 \times 25$ $e_{dalle \text{ flottante}} = 10 \text{ cm.}$		606,37 KN
			Poids de radier : Σ	4222,235KN	
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q			2827,58KN	
	Surcharge du radier : Q=3,5X 242,55			848,92 KN	
Poids total de la structure	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 14559,58 + 4222,235$			18781,815 KN	
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 2827,58 + 848,92$			3676,50KN	
Combinaisons	<u>A l'ELU :</u>			30870,20KN	
	$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 18781,815 + 1,5 \times 3676,50$				
			<u>A l'ELS :</u>	22458,315 KN	
			$N_S = G + Q = 18781,815 + 3676,50$		

Tableau VI-7: Sollicitations à la base du radier.

VI-5- Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{30870,20 \times 0,7}{242,55} \times \frac{3,40}{2}$ $= 216,36 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{216,36 \times 10^3}{1000 \times 230} = \mathbf{0,94 \text{ MPA}}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u = 0,65 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPA.}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>

Avec : b=100 cm ; d= 0,9h_d = 0,9 x 25 =23cm

b) Vérification de la stabilité du radier :

Sens longitudinal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	11,75m
	Moment d'inertie	$I_{yy} =$	9470,896m⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 24474.427 + 1740.80 \times 0.7 = 25692.96 \text{KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30870.20}{242.55} + \frac{25692.96}{9470.896} \times 11.75$ $= 159,14 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30870.20}{242.55} - \frac{25692,96}{9470.896} \times 11,75$ $= 125,08 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 159,14 + 125,08}{4} = 150,625 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 150,625 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266,00 \text{KN} / \text{m}^2$ Condition vérifiée	
	PELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{22458.315}{242.55} + \frac{24474.427}{9470.896} \times 12,65$ $= 125,28 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{22458,315}{242.55} - \frac{24474.427}{9470.896} \times 12,65$ $= 59.90 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 125.28 + 50.90}{4} = 106.68 \text{KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 106.68 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$ Condition vérifiée.		

Tableau VI-8: Verification de la stabilité du radier sens longitudinal.

Sens longitudinal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	4.45m
	Moment d'inertie	$I_{xx} =$	1380.56m⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_{xy} = 24167.67 + 1719.81 \times 0.7 = 25371,54 \text{KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30870.20}{242.55} + \frac{25371,54}{1380.56} \times 4.45$ $= 209.08 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30870.20}{242.55} - \frac{25371,54}{1380.56} \times 4.45$ $= 45,49 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 209,08 + 45,49}{4} = 168,1825 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 168,1825 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266,00 \text{KN} / \text{m}^2$ Condition vérifiée	
	P'ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{22458.315}{242.55} + \frac{25371,54}{1380.56} \times 4.45$ $= 174,37 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{22458,315}{242.55} - \frac{25371,54}{1380.56} \times 4.45$ $= 10,81 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 174,37 + 10,81}{4} = 133,48 \text{KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 133,48 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$ Condition vérifiée.		

Tableau VI-9: Verification de la stabilite du radier sens transversal.

VI-5- Ferrailage du radier :

VI-5-1- Ferrailage des panneaux :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

❖ Chargements :

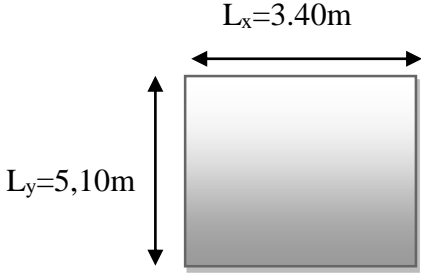
Dimension : Panneau le plus sollicité		
Domaine de portance	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 1 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.	
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(150,625; 168,18)$ $= 168,18 \text{KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(106,68; 133,48)$ $= 133,48 \text{KN/m}^2$
Chargements	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(168,18 - \frac{4222,235}{242,55}\right) \times 1 \text{m}$ $= 150,77 \text{KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(133,48 - \frac{4222,235}{242,55}\right) \times 1 \text{m}$ $= 116,07 \text{KN/ml}$

Tableau VI-6: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

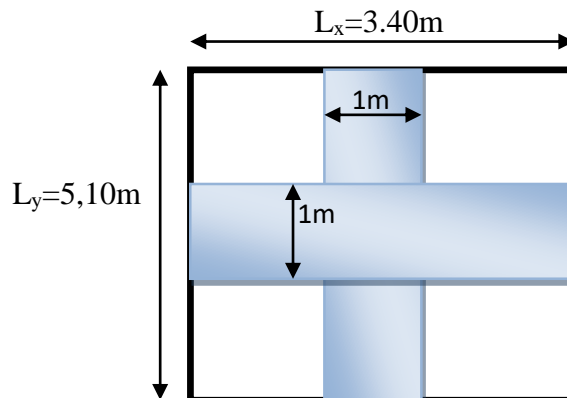
❖ Sollicitations :

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

Avec :

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

$$M_x = \mu_y \cdot M_x$$



	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0,66	0,66
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0.0733	0.0789
μ_y	0.382	0.541
M_{x1}	$0,0733 \times 150,77 \times 3,40^2$ = 127,75KN. m	$0,0789 \times 116,07 \times 3,40^2$ = 64,25KN. m
M_{y1}	$127,75 \times 0.382$ = 48,80 KN. m	$64,25 \times 0.541$ = 34,75KN. m

Tableau VI-10: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

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

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

ELU :

Sens Lx :

Moments en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 127,75 = 95,81 \text{KN. m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 127,75 = -63,87 \text{KN. m}$$

ELS :

Moments en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 64,25 = 48,18 \text{KN. m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 64,25 = -32,125 \text{KN. m}$$

Sens Ly :

Moments en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 48,80 = 36,60 \text{KN. m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 127,75 = -63,87 \text{KN. m}$$

ELS :

Moments en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0,75 \times 34.75 = 26.06 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 64.25 = -32,125 \text{KN.m}$$

❖ Ferraillage (flexion simple) :

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

On opte le même ferraillage

Sens X-X :	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 95,81 \text{KN.m}$	$M_a = 63,87 \text{KN.m.}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,12 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,08 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,936$	$\beta = 0,958$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 12,78 \text{cm}^2$	$A_{st} = 8,52 \text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{cm}^2$ pour H.A(Fe400)
A_{adp}	9HA14=13,84cm ²	9HA12=10,17cm ²
Espacement	$S_t = 12,5 \text{cm}$	$S_t = 12,5 \text{cm}$
Sens Y-Y :	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 36,60 \text{KN.m}$	$M_a = 63,87 \text{KN.m.}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,048 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,08 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,975$	$\beta = 0,958$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 12,78 \text{cm}^2$	$A_{st} = 8,52 \text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{cm}^2$ pour H.A(Fe400)
A_{adp}	9HA12=10,17cm ²	9HA12=10,17cm ²
Espacement	$S_t = 12,5 \text{cm}$	$S_t = 12,5 \text{cm}$

❖ Vérification a ELU:

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L _x :	En travée : S _t = 12,5cm. En appuis : S _t = 12,5cm
	Sens L _y :	En travée : S _t = 12,5cm En appuis : S _t = 12,5cm

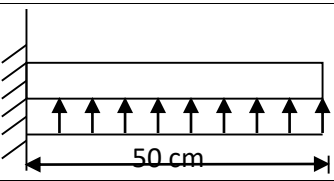
Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$	
L'effort Tranchant	$p = q_{um} l_x l_y = 150,77 \times 3,40 \times 5,10 = 2614,35 \text{ KN}$
	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2614,35}{3 \times 5,10} = 170,87$
$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b d}$	$= \frac{170,87 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,743 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}$	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$
Observation	$\tau_u = 0,743 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

❖ Vérification à ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	A _s	M _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _{st}	σ _b	σ _b	Obs
X-X	travée	13.84	48.18	0.602	0.885	28.22	171.021	348	6.06	15	Cv
	appuis	10.17	32.125	0.442	0.893	34.07	152.885	348	4.48	15	Cv
Y-Y	travée	10.17	26.06	0.442	0.893	34.07	124.021	348	3.64	15	Cv
	appuis	10.17	32.125	0.442	0.893	34.07	152.885	348	4.48	15	Cv

VI-5-2-Ferraillage du débord :

❖ Sollicitation de calcul :

	Longueur	L=0,50 m.
	ELU : P _u = q _u	150,77 KN/ml
	ELS : P _s = q _s	116,07 KN/ml
sollicitation	M _z = q _u · x ² / 2	M _z = -18,85 KN.m (ELU)

$M_z = q_s \cdot x^2 / 2$	$M_z = -14,51 \text{KN.m (ELS)}$
---------------------------	----------------------------------

❖ **Calcul des armatures :** $b = 1 \text{ m}; d = 23 \text{ cm}$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,025 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
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	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 2,38 \text{cm}^2$

Tableau VI-12: Ferrailage du débord à ELU.

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).

VII-5-3-Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l_t^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l_t^2}{4} \right)$

<p>Cas de chargement triangulaire :</p>		<p>Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times l_x$ Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times l_x$</p>

Tableau VI-13: répartitions simplifiées des chargements.

❖ Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(150,77 - \frac{4222,23}{242,55} - \frac{1328,43}{141,7} \right) \times 1 \text{ ml} = 163,77 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(116,07 - \frac{4222,23}{242,55} - \frac{1328,43}{141,7} \right) \times 1 \text{ ml} = 112,744 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations :

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u I_t$$

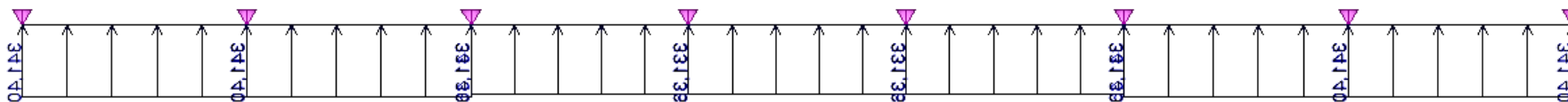
$$Q_S = q_s I_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

	L	Panneaux	ρ	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	Σqum	Σqus	qut	Σqut
FILS (2)	3,4	SUP	0,66	triangulaire	1,1322	0,85	150,77	116,07	170,70	131,41445	341,403	262,828	128,15	256,309
		INF	0,89	triangulaire	1,1322	0,85	150,77	116,07	170,70	131,41445			128,15	
	3,4	SUP	0,66	triangulaire	1,1322	0,85	150,77	116,07	170,70	131,41445	341,403	262,828	128,15	256,309
		INF	0,89	trapézoïdal	1,1322	0,85	150,77	116,07	170,70	131,41445			128,15	
	3,3	SUP	0,64	triangulaire	1,0989	0,825	150,77	116,07	165,68	127,54932	331,362	255,098	124,38	248,7705
		INF	0,86	triangulaire	1,0989	0,825	150,77	116,07	165,68	127,54932			124,38	
	3,3	SUP	0,64	triangulaire	1,0989	0,825	150,77	116,07	165,68	127,54932	331,362	255,098	124,38	248,7705
		INF	0,86	trapézoïdal	1,0989	0,825	150,77	116,07	165,68	127,54932			124,38	
	3,3	SUP	0,64	triangulaire	1,0989	0,825	150,77	116,07	165,68	127,54	331,362	255,098	124,38	248,7705
		INF	0,86	triangulaire	1,0989	0,825	150,77	116,07	165,68	127,54			124,38	
	3,4	SUP	0,66	triangulaire	1,1322	0,85	150,77	116,07	170,70	131,41	341,403	262,82	128,15	256,309
		INF	0,8947368	trapézoïdal	1,1322	0,85	150,77	116,07	170,70179	131,41445			128,1545	
	3,4	SUP	0,6666667	triangulaire	1,1322	0,85	150,77	116,07	170,70179	131,41445	341,40359	262,82891	128,1545	256,309
		INF	0,8947368	triangulaire	1,1322	0,85	150,77	116,07	170,70179	131,41445			128,1545	
FILS (B)	5,1	gauche	0,6666667	trapézoïdal	1,44814815	1,32222222	150,77	116,07	218,3373	168,08656	436,67459	336,17311	199,35144	398,70289
		droit	0,6666667	trapézoïdal	1,44814815	1,32222222	150,77	116,07	218,3373	168,08656			199,35144	
	3,8	gauche	0,8947368	trapézoïdal	1,24635272	1,01952909	150,77	116,07	187,9126	144,66416	375,8252	289,32832	153,7144	307,4288
		droit	0,8947368	trapézoïdal	1,24635272	1,01952909	150,77	116,07	187,9126	144,66416			153,7144	

❖ DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNEE :

Sens longitudinal : fils 2



Chargement des moments fléchissant à ELU

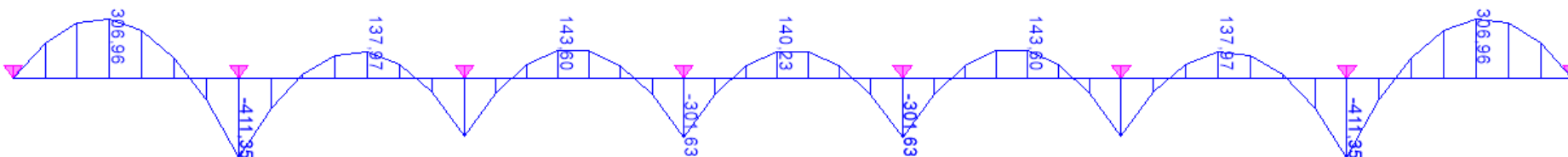
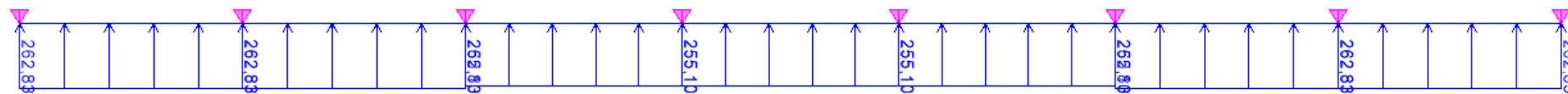


Diagramme des moments fléchissant à ELU sens longitudinale



Chargement des moments fléchissant à ELS

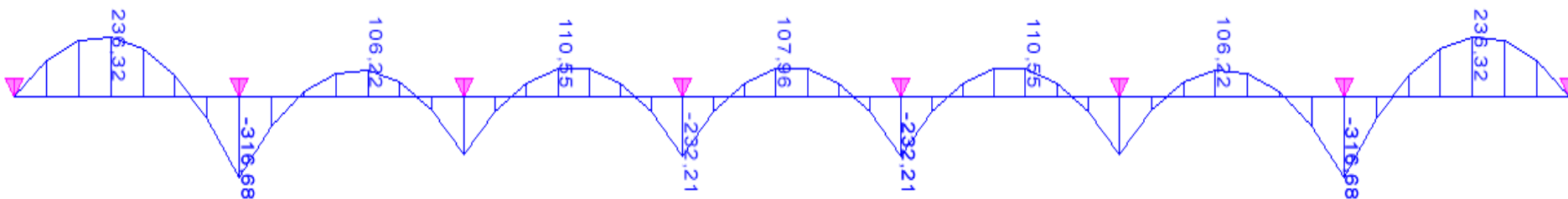
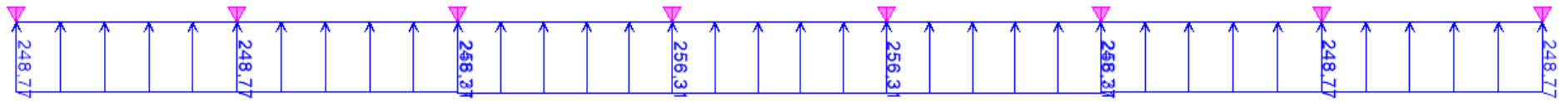
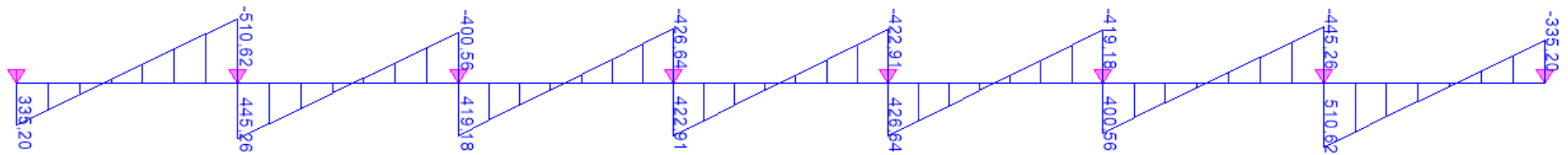


Diagramme des moments fléchissant à ELS sens longitudinale

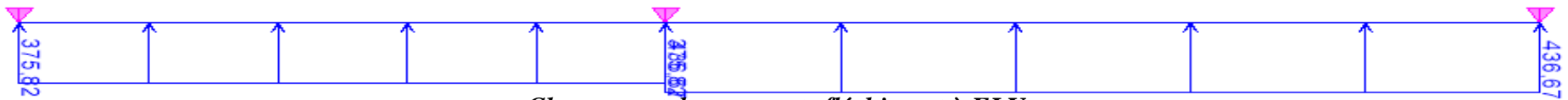
Figure VI-2 : Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS respectivement.



Chargement des efforts tranchant à ELU



Sens Transversale : fils B



Chargement des moments fléchissant à ELU

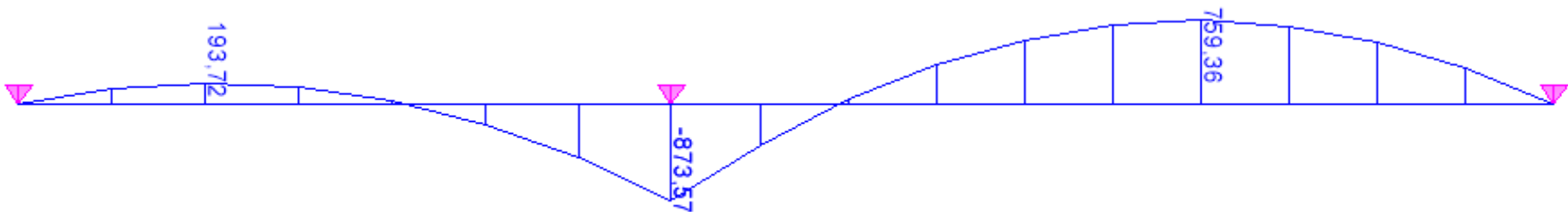
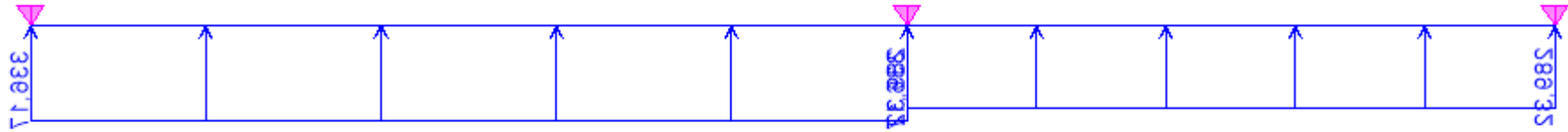


Diagramme des moments fléchissant à ELU sens transversale.



Chargement des moments fléchissant à ELS

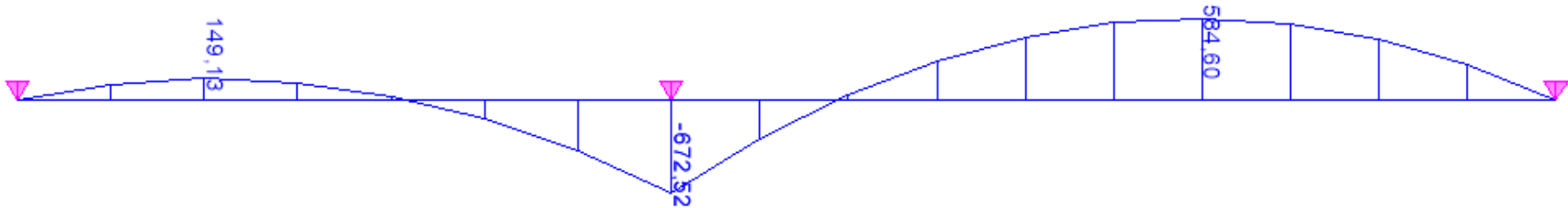


Diagramme des moments fléchissant à ELS sens transversale

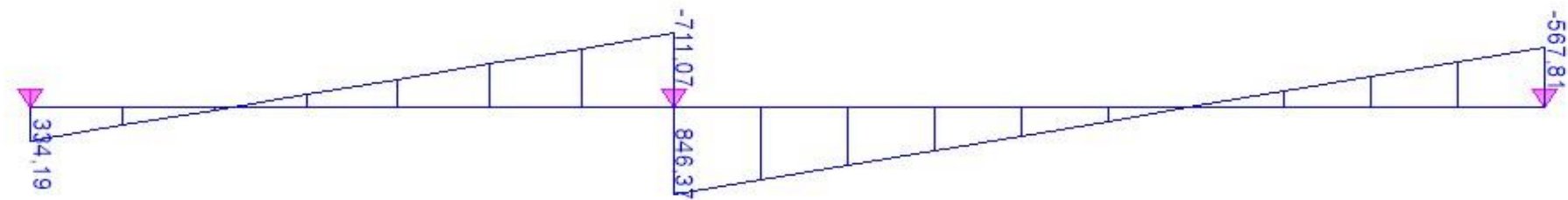
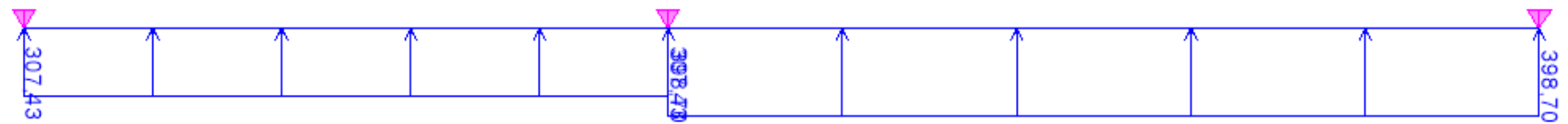


Diagramme des efforts tranchant à ELU

Conclusion :Sens longitudinale

Les efforts max	<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
<i>Moment fléchissant</i>	$M_{\max} = 306,96 \text{KN.m}$ en travée	$M_{\max} = 236,32 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{\max} = 411,35 \text{KN.m}$ au appui	$M_{\max} = 316,68 \text{KN.m}$ au appui
<i>L'effort tranchant</i>	$T_{\max} = 510,62 \text{KN}$	/

Sense transversale

Les efforts max	<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
<i>Moment fléchissant</i>	$M_{\max} = 759,36 \text{KN.m}$ en travée	$M_{\max} = 584,60 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{\max} = 873,57 \text{KN.m}$ au appui	$M_{\max} = 672,52 \text{KN.m}$ au appui
<i>L'effort tranchant</i>	$T_{\max} = 846,37 \text{KN}$	/

❖ Ferrailage de la nervure :

a) Armatures longitudinales : $b = 50 \text{ cm}$ $d = 97,5 \text{ cm}$.

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

	Zone	Mu(KN.cm)	μ	Obs	β	A	choix d'armature	A_t
Fils 2	travée	30696	0,0450	SSA	0,977	8,06	5HA16	10,05
	appuis	41135	0,0302	SSA	0,985	10,71	5HA16+2HA12	12,31
Fils B	travée	75936	0,0557	SSA	0,971	20,05	5HA16+5HA16	20,09
	appuis	87357	0,0641	SSA	0,967	23,18	5HA16+5HA20	25,75

Tableau VI-12: Le ferrailage adopté pour la nervure.

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :

<u>Diamètre</u>	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$	
<u>Espacement</u>	zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\}$ $= \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$

	Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$
<u>Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)</u>	$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50$ $= 1,5 \text{ cm}^2$ Soit : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

c) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 98 \times \frac{2,1}{400} = 5,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 510,62 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{510,62 \times 1000}{500 \times 980} = 1,042 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>
Sens transversal: $T_u^{\max} = 846,37$	$\tau_u = \frac{858,27 \times 1000}{500 \times 980} = 1,75 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>

❖ Vérification à l'ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	10,05	236,32	0,103	0,926	46,52	260,27	348	5,59	15	CV
	Appuis	12,31	316,68	0,126	0,924	45,67	285,33	348	6,25	15	CV
yy	Travée	20,09	584,60	0,205	0,918	42,76	325,08	348	7,60	15	CV
	Appuis	25,75	672,52	0,263	0,913	40,64	293,31	348	7,23	15	CV

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.

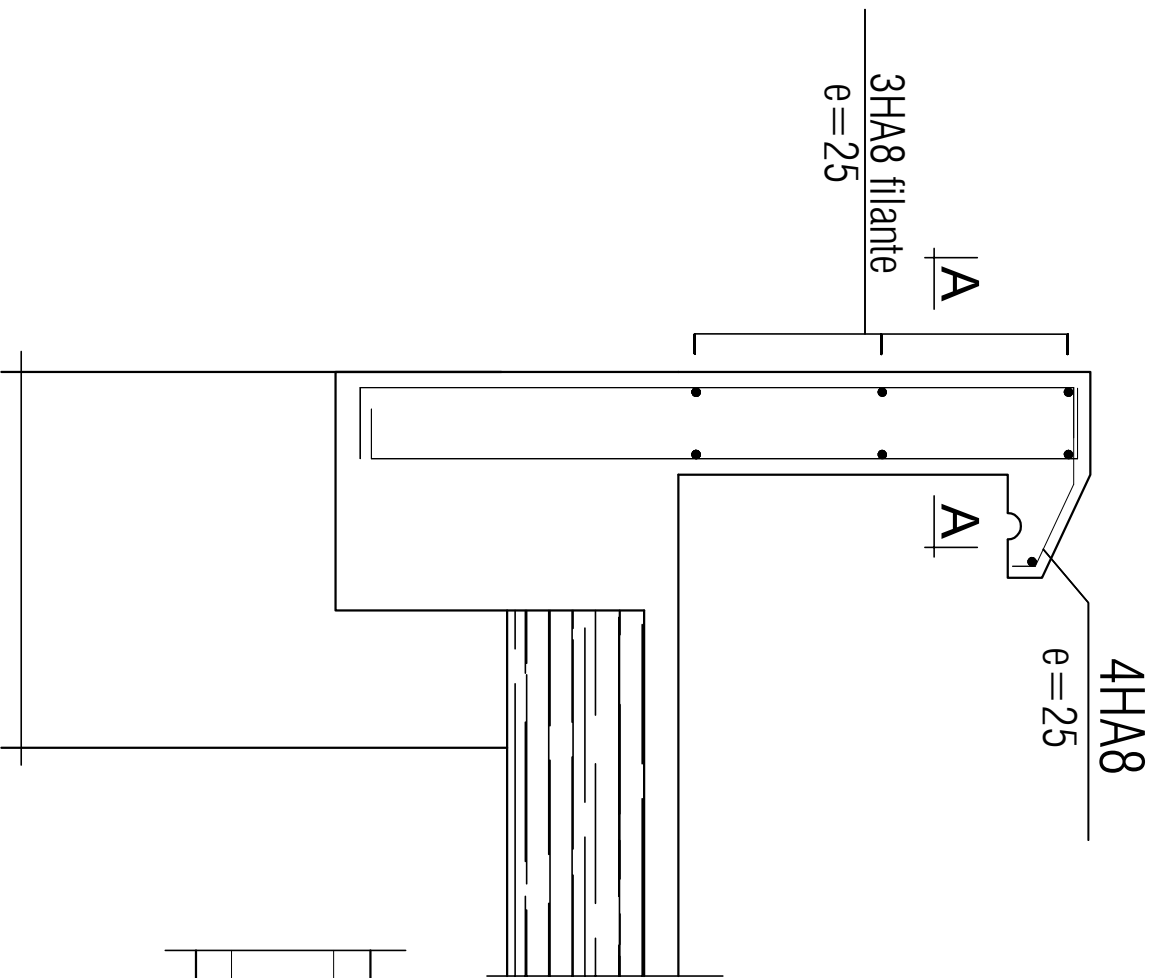
Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

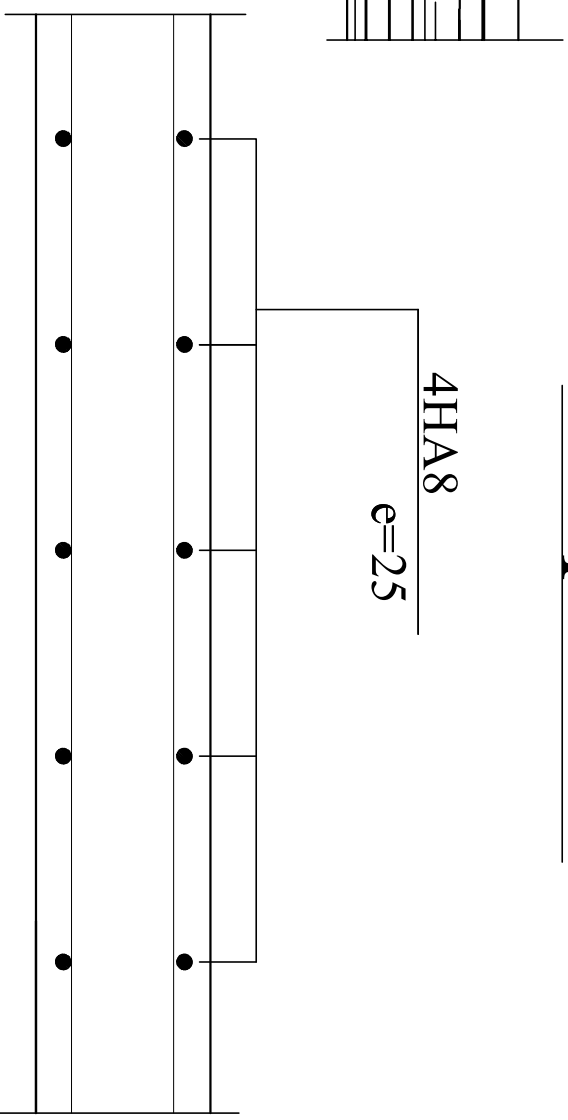
Bibliographie

- [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^R: DROUCHE.M).*

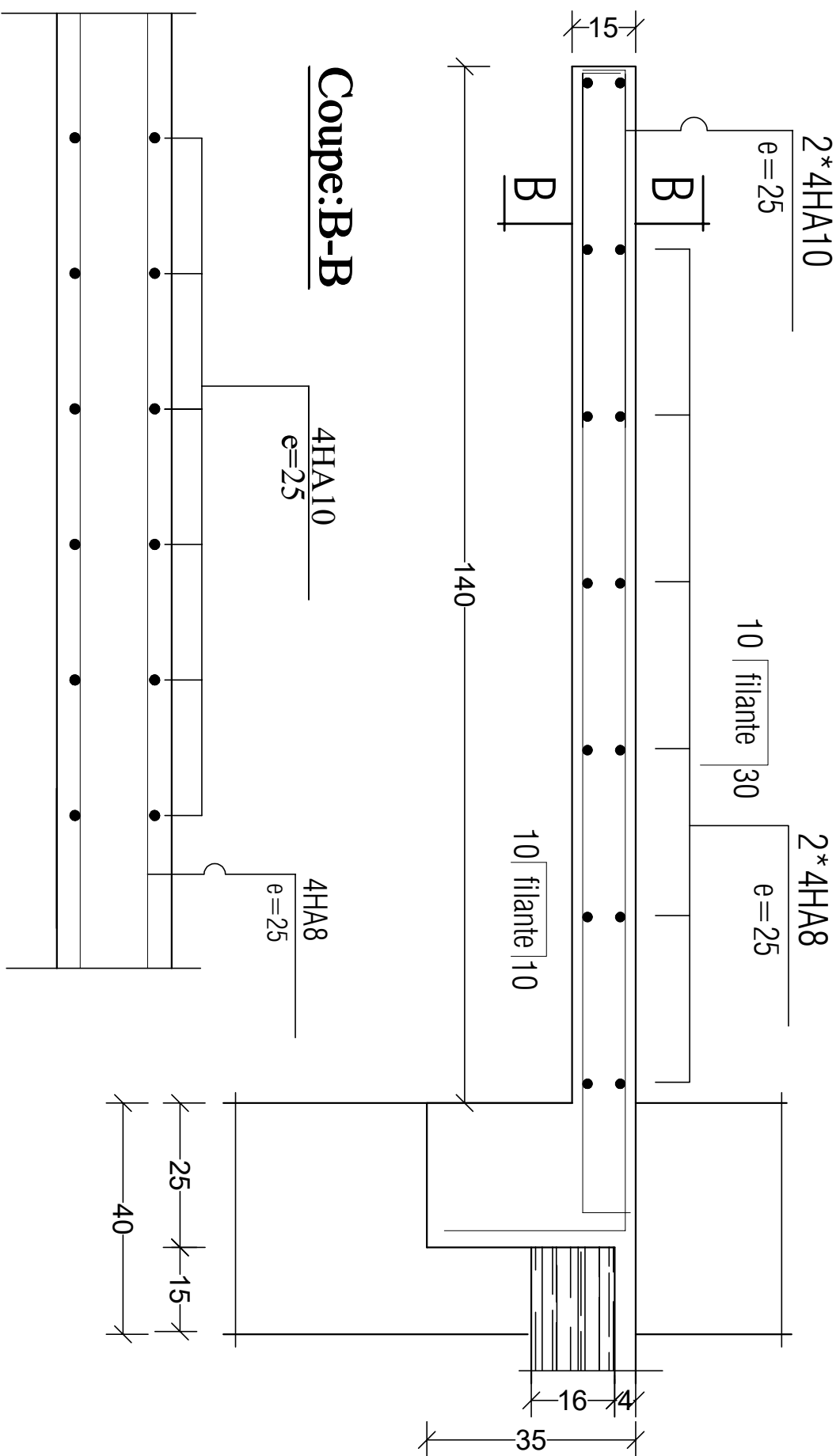
Ferrailage de l'acrotère



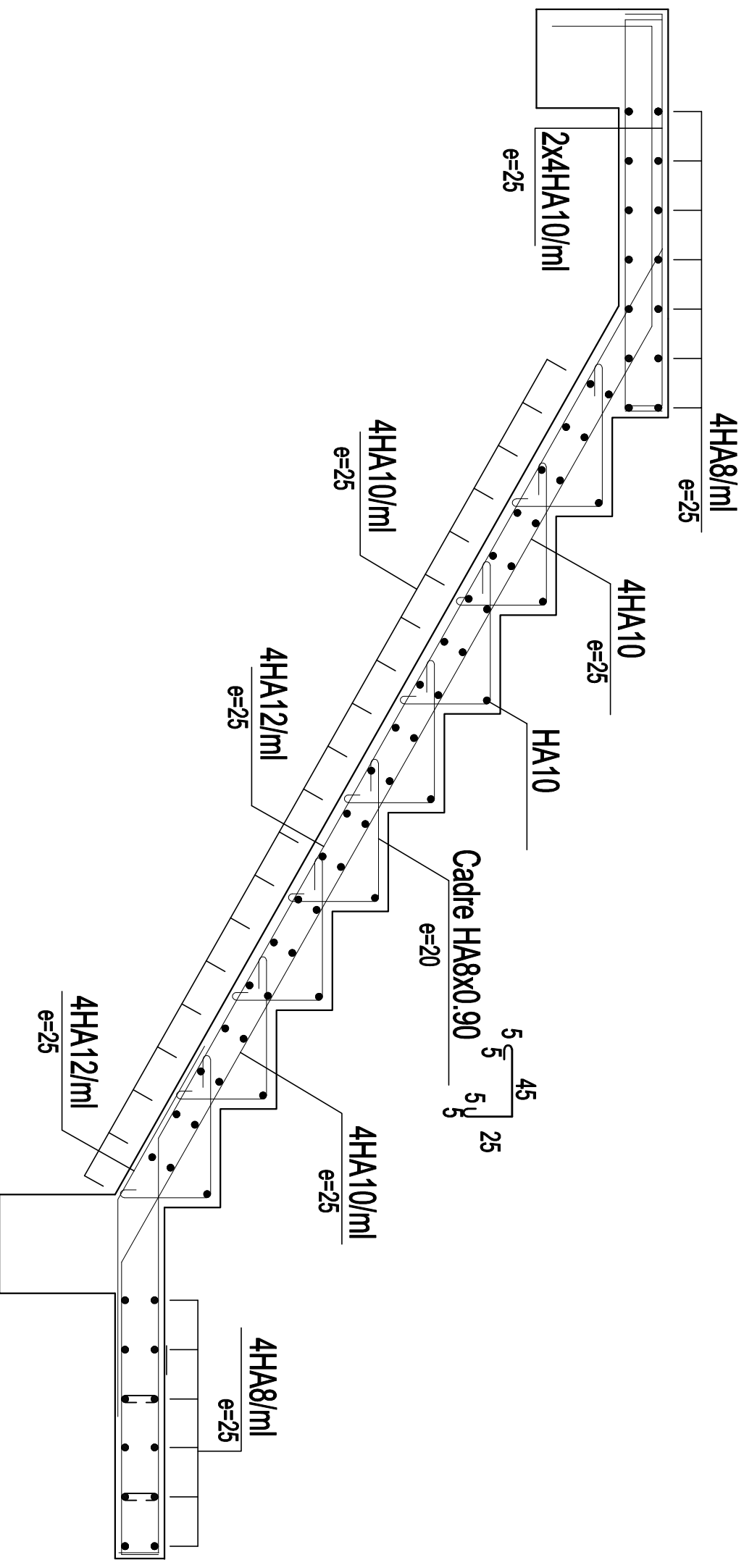
Coupe: A-A



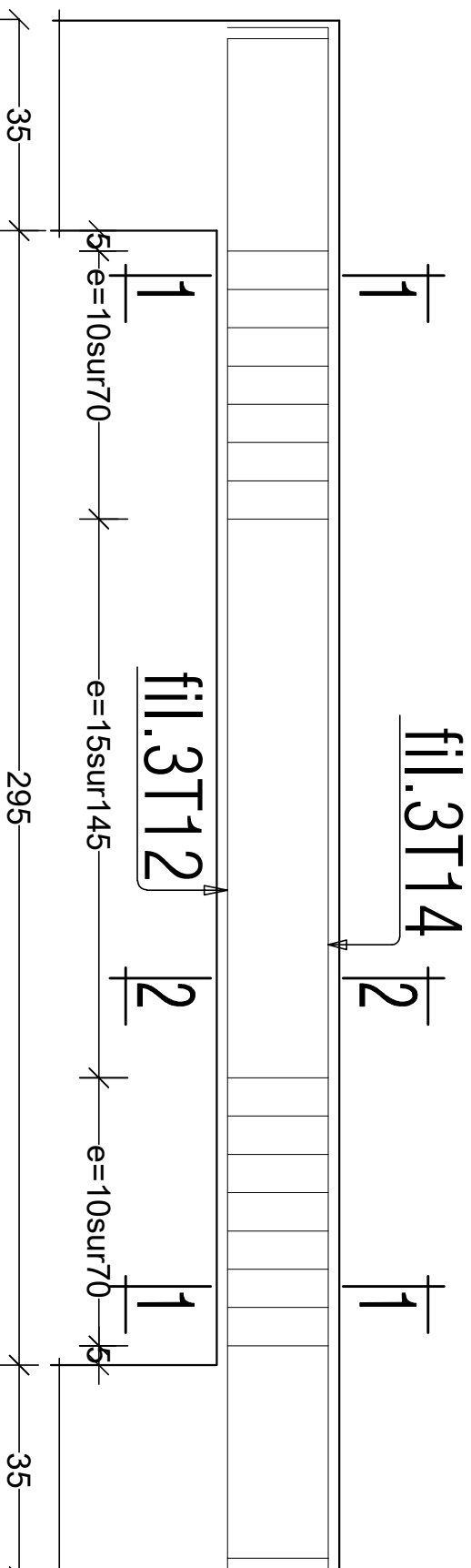
Ferrailage des balcons



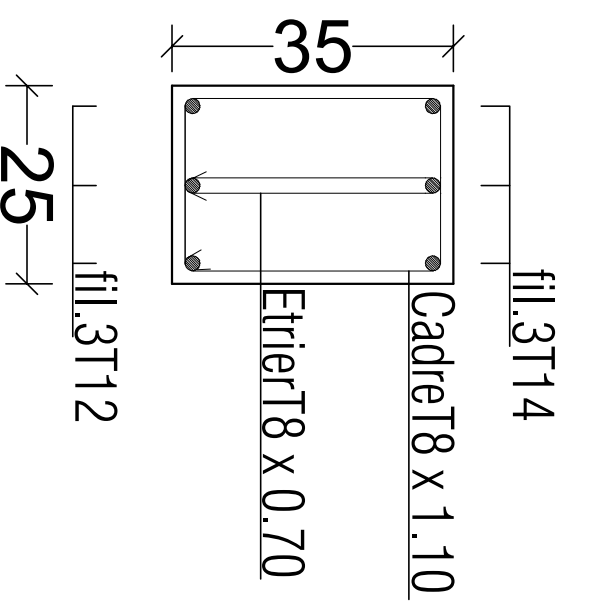
Ferrailage des escaliers



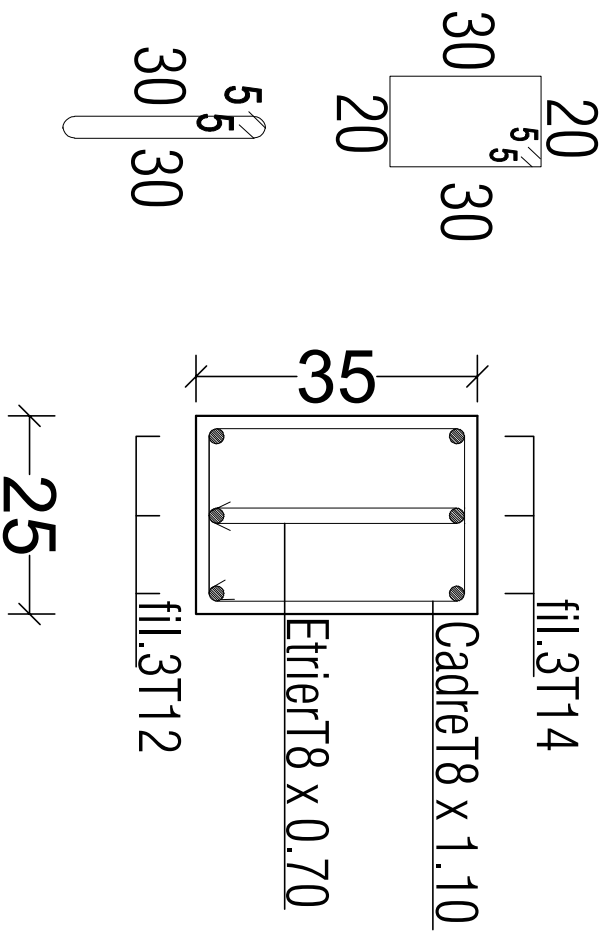
FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X35)



COUPE 1-1

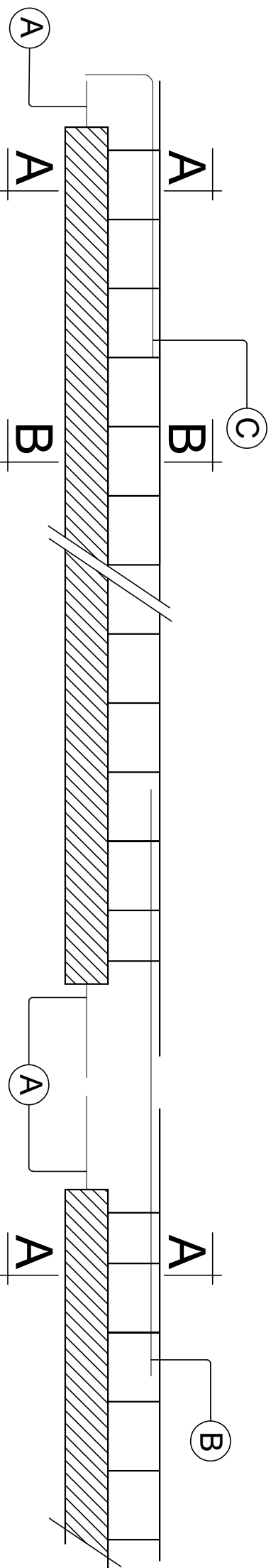


COUPE 2-2



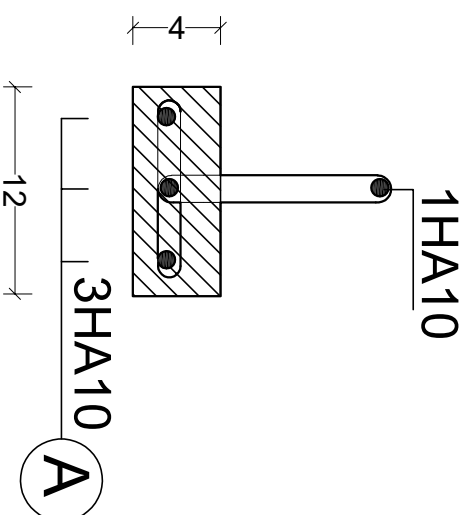
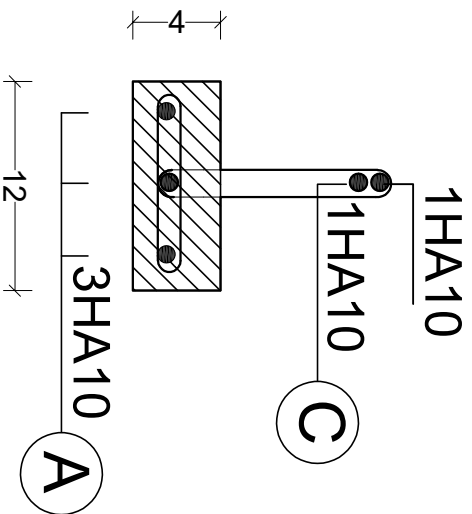
Ferrailage des poutrelles

LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)

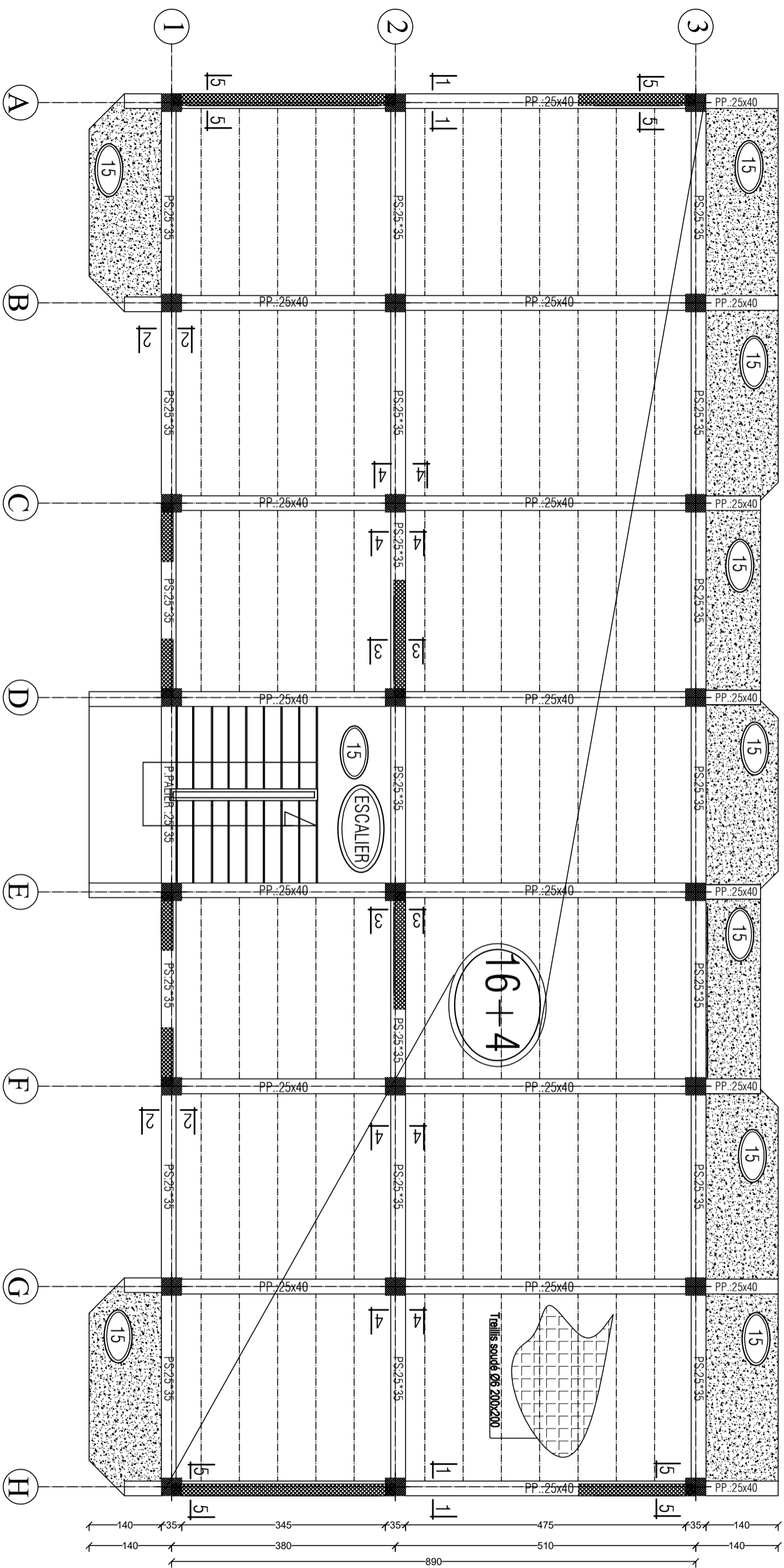


Coupe:A-A

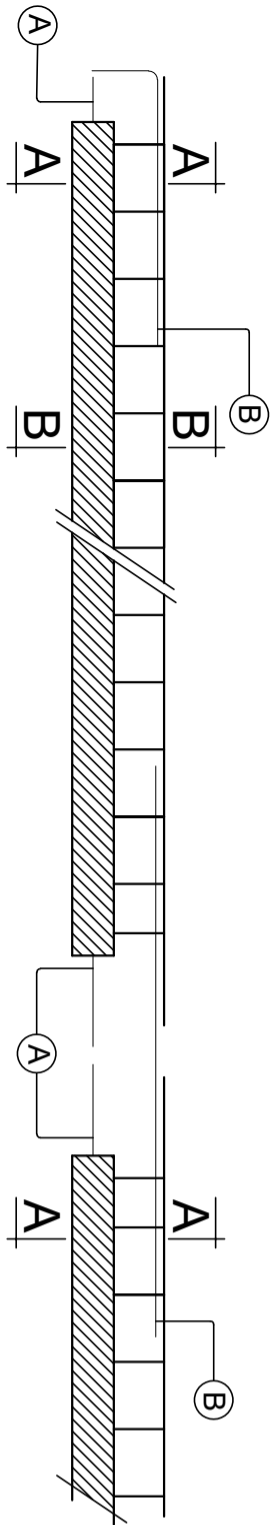
Coupe:B-B



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 13,60;+16,66 m



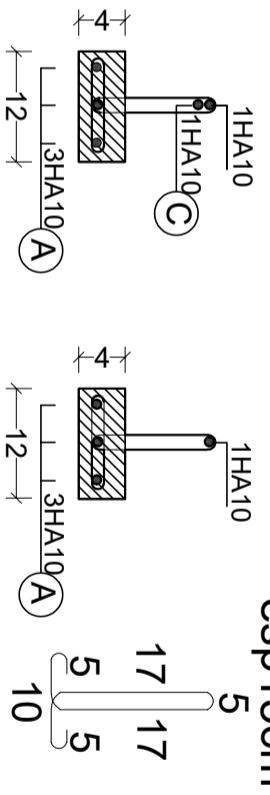
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



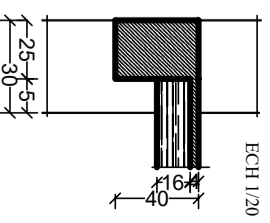
Coupe:A-A

Coupe:B-B

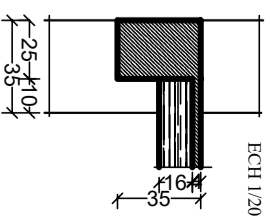
Ø8x0.59
esp 15cm



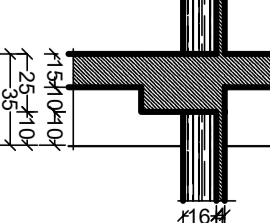
COUPE 1-1



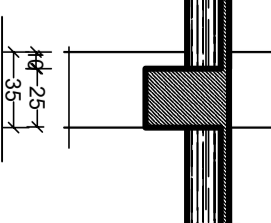
COUPE 2-2



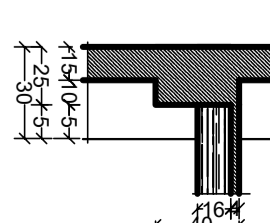
COUPE 3-3



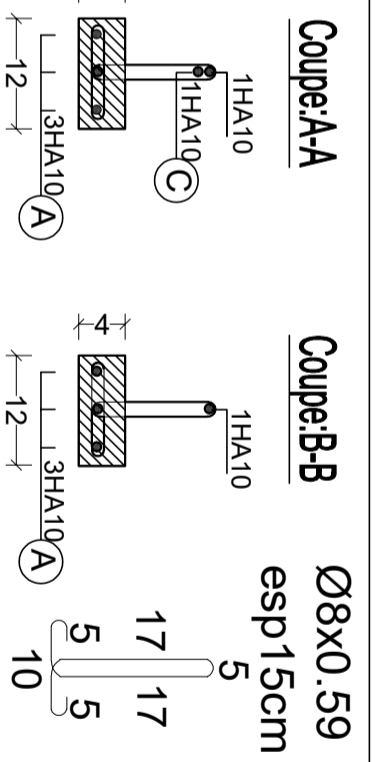
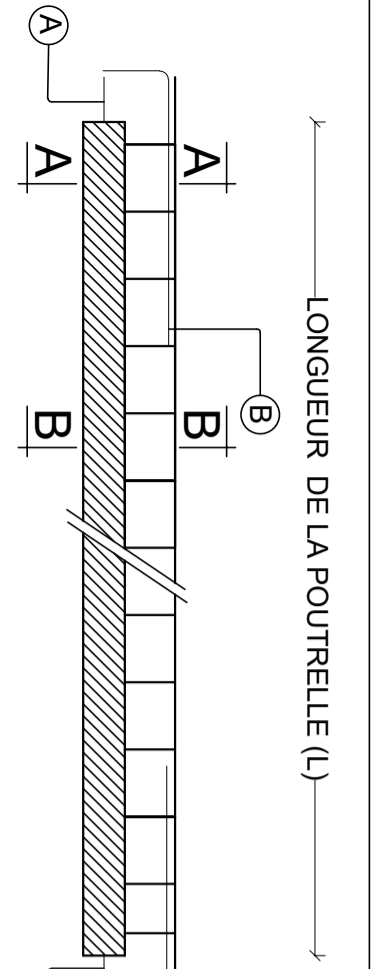
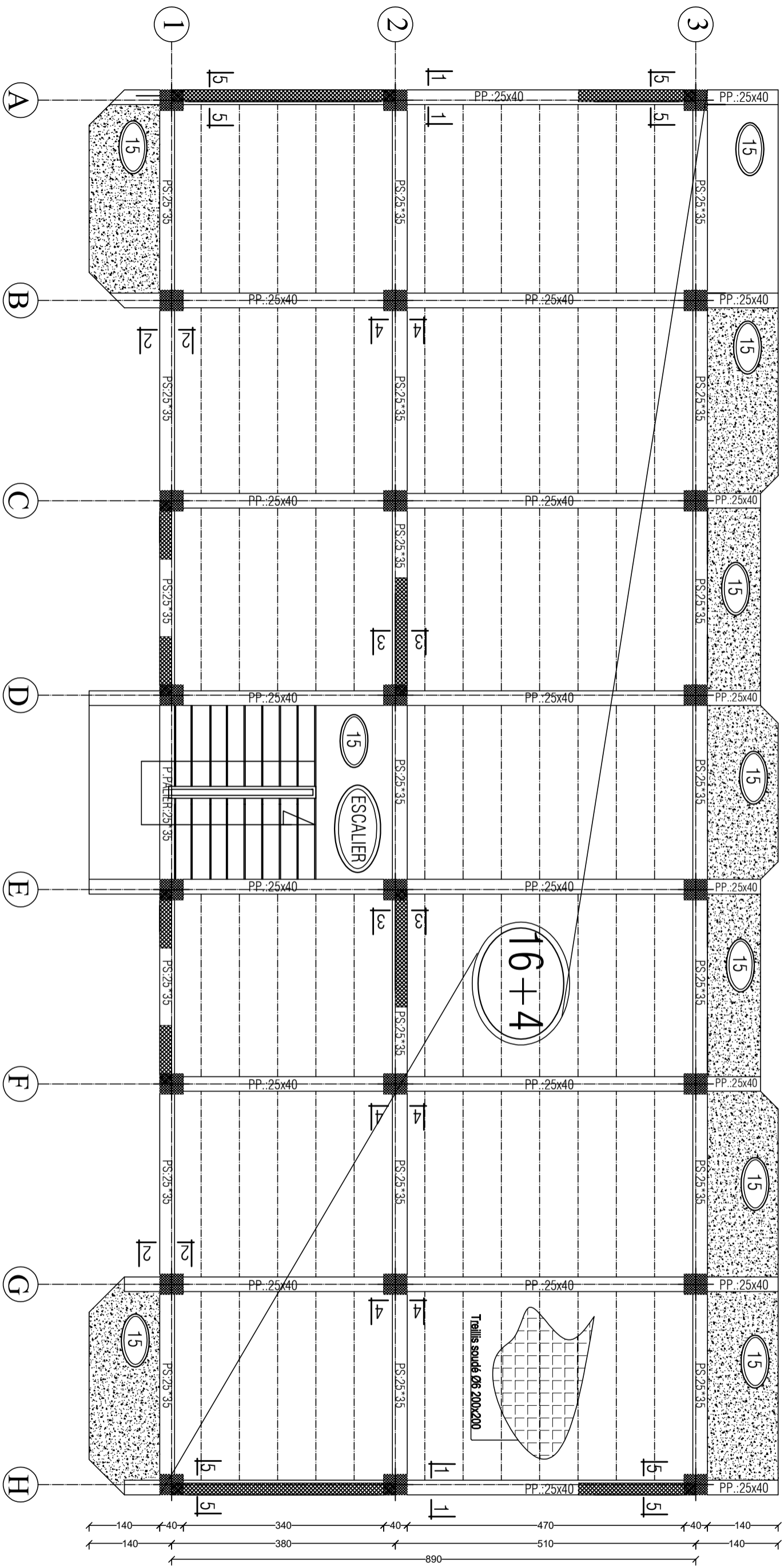
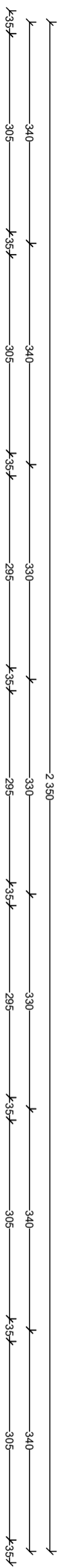
COUPE 4-4



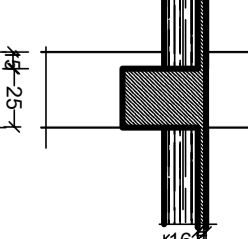
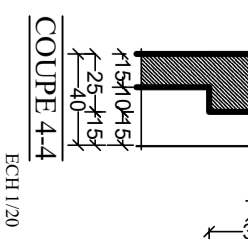
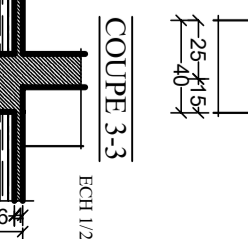
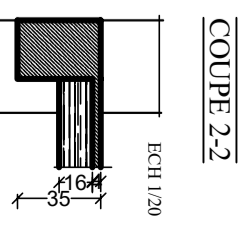
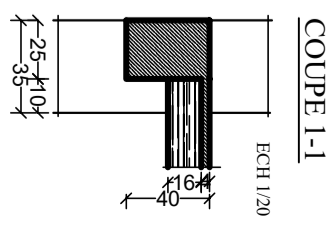
COUPE 5-5



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +4,42; +7,48 ; +10,54m



NOTA:
 Caractéristique des matériaux:
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
 b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
 d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
 e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø



UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

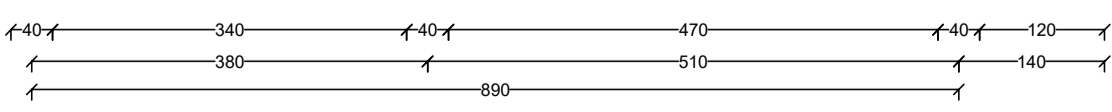
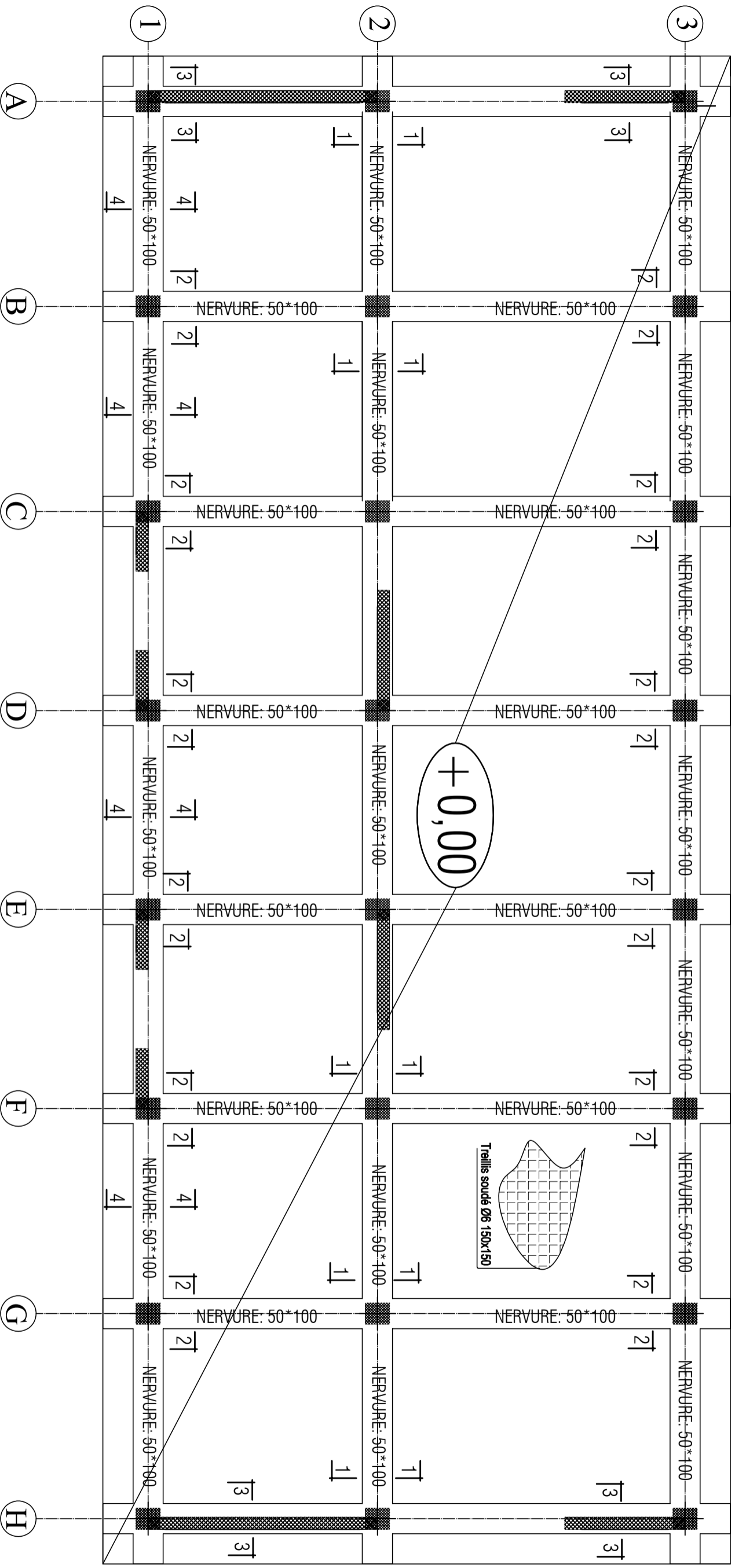
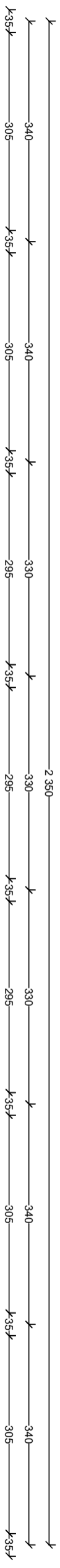
Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

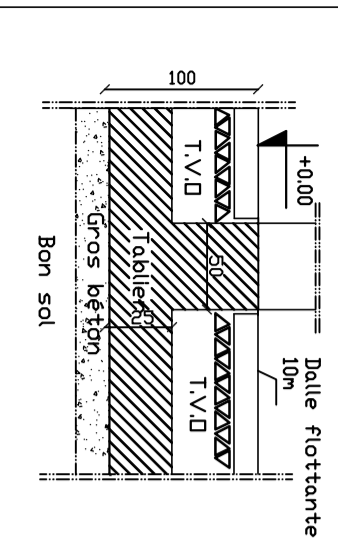
Réalise par : MERRATI MOULOUD
 SAIDANI DALILA
 Encadrée par : Monsieur Mani.O

promotion : 2022/2023

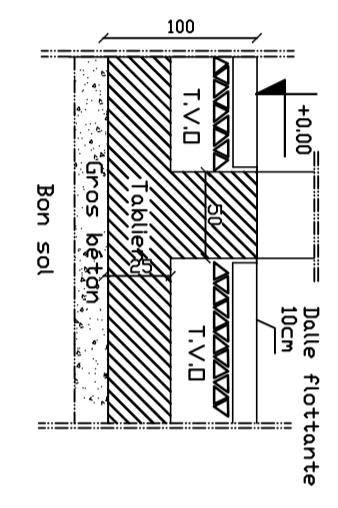
PLAN DE COFFRAGE RADIER NIV : +0,00m



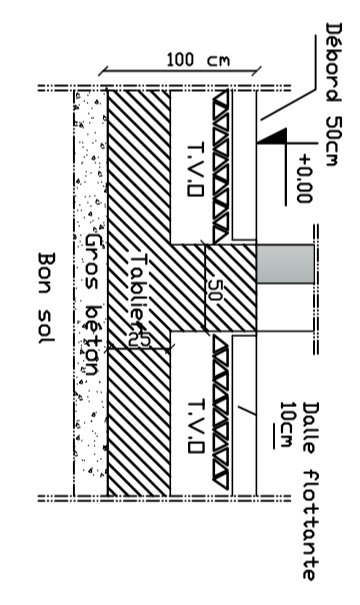
Coupe 1-1



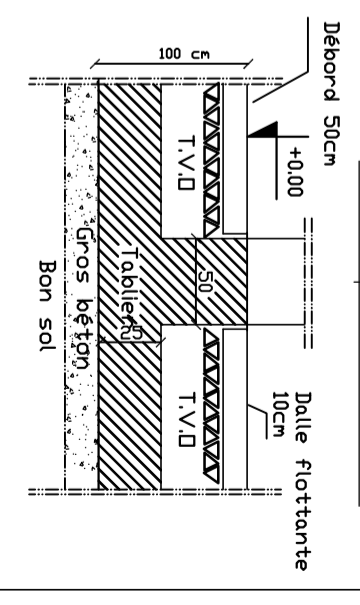
Coupe 2-2



Coupe 3-3

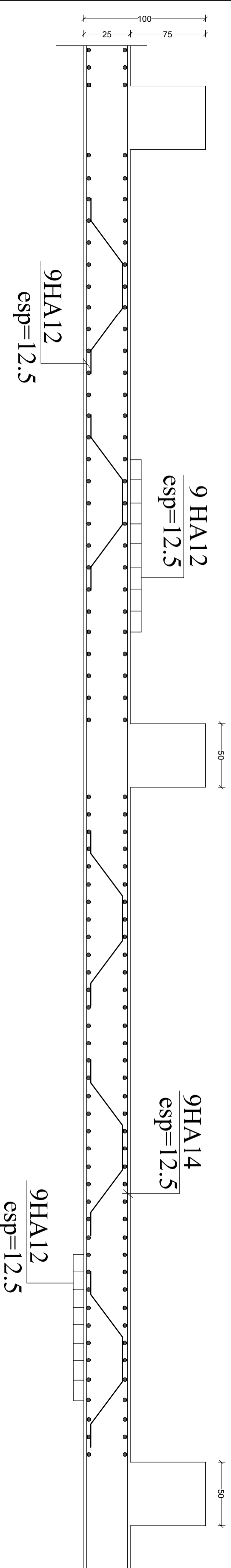


Coupe 4-4

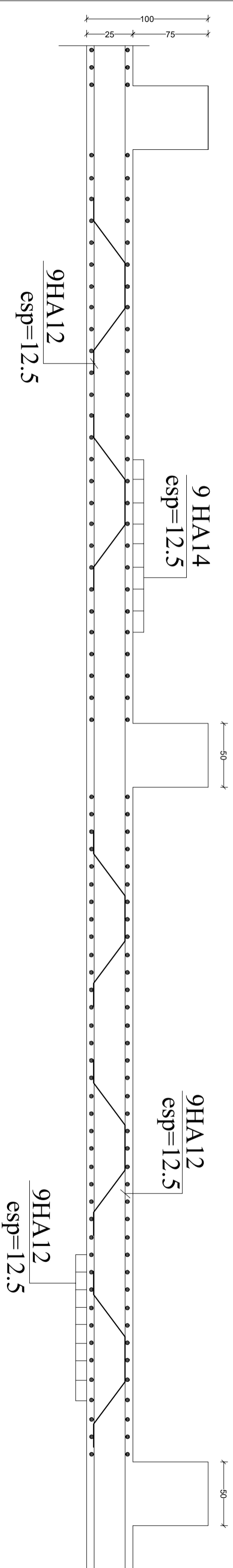


COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

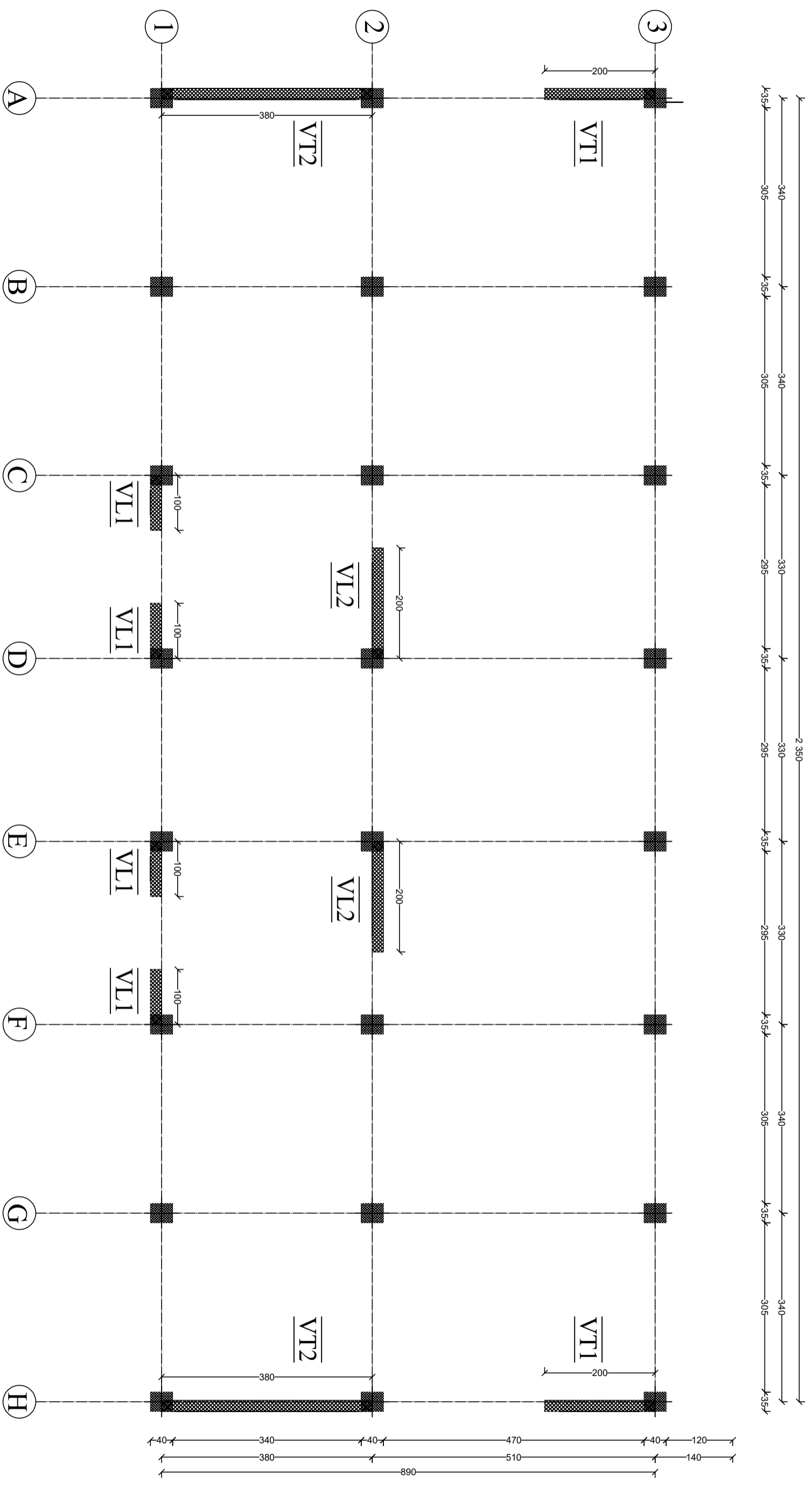
sens X-X



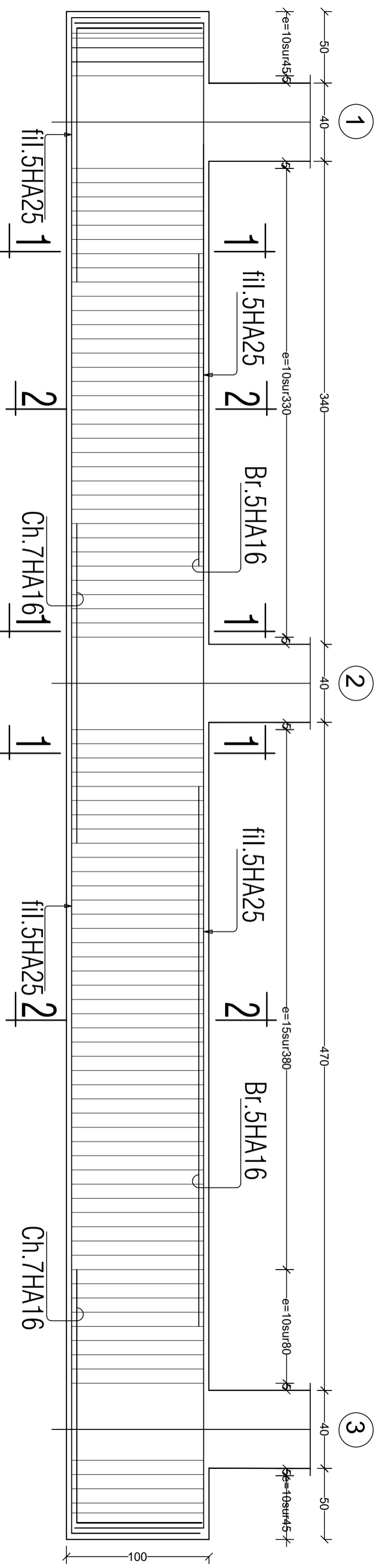
sens Y-Y



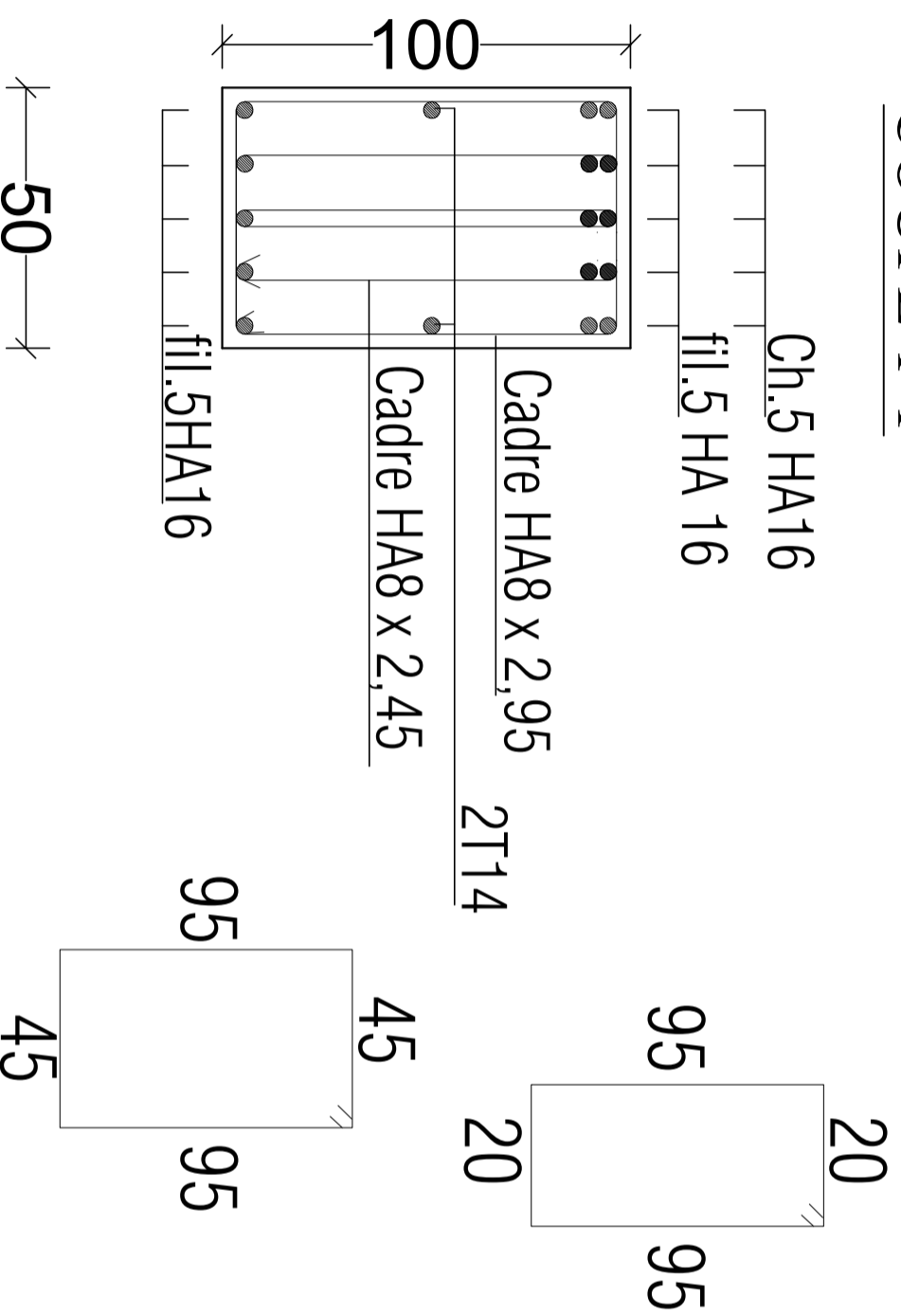
PLAN DU DISPOSITIONS DES VOILES



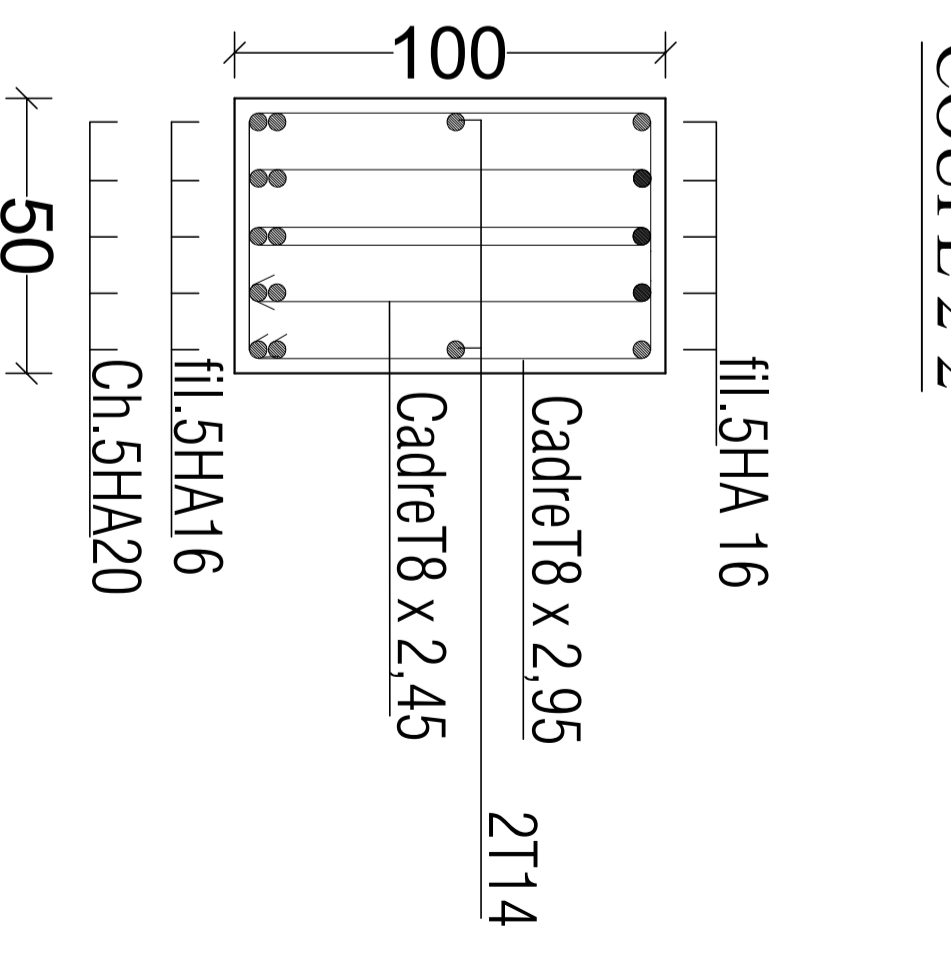
NERVURE TRANSVERSALE : (50x100).



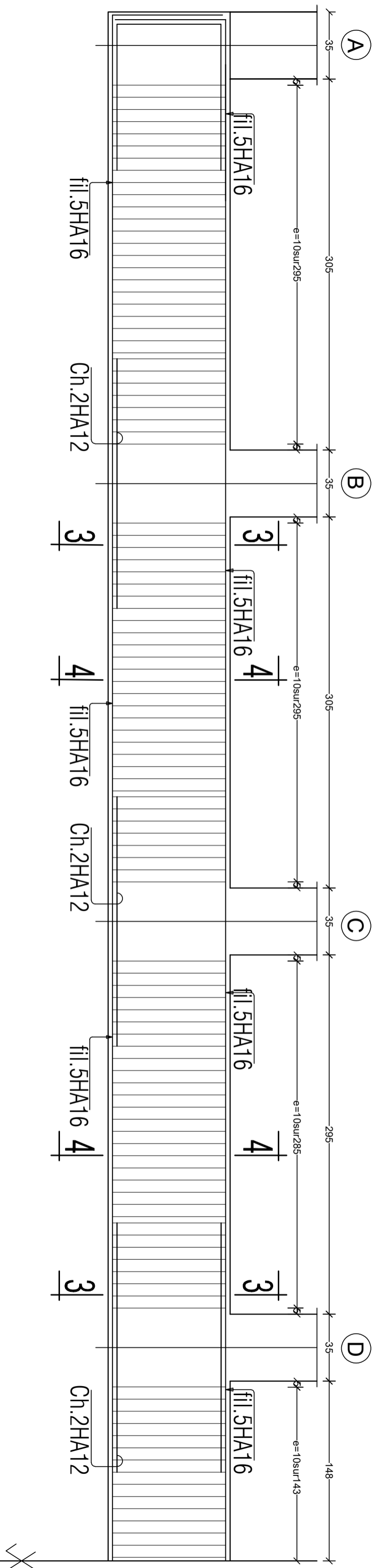
COUPE 1-1



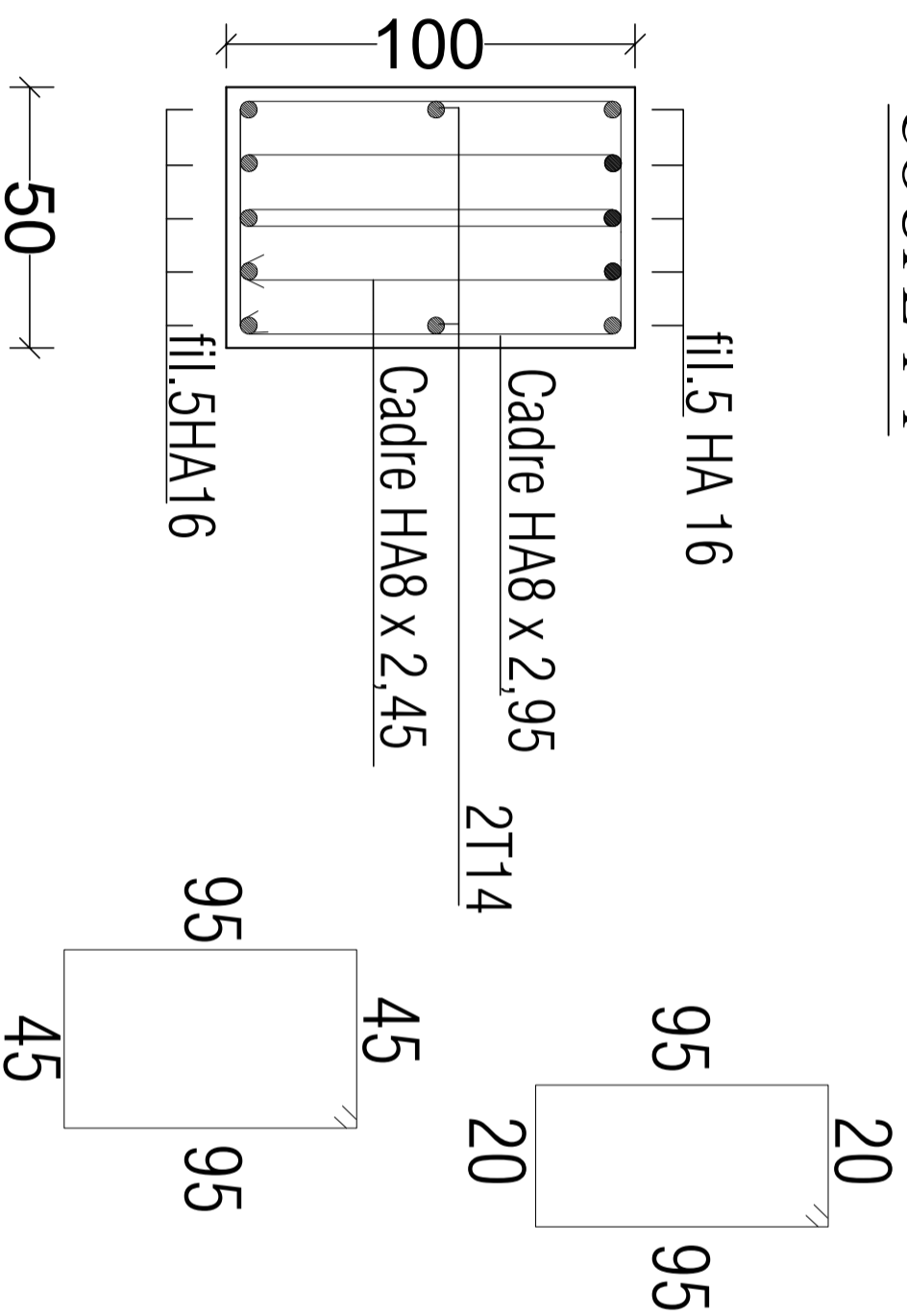
COUPE 2-2



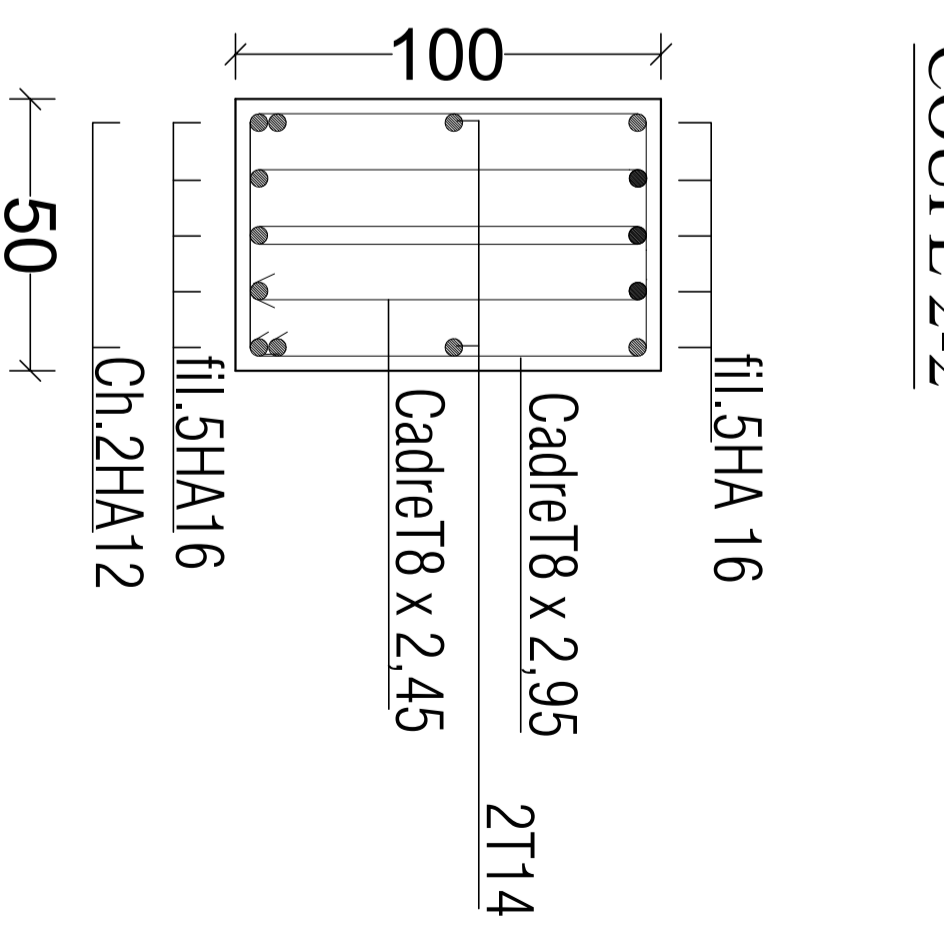
NERVURE LONGITUDINALE : (50x100).



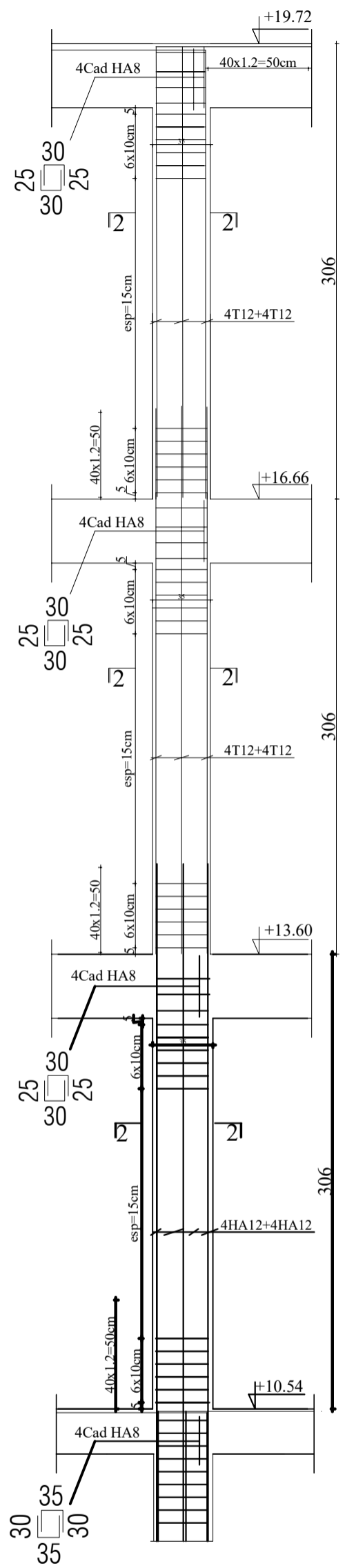
COUPE 1-1



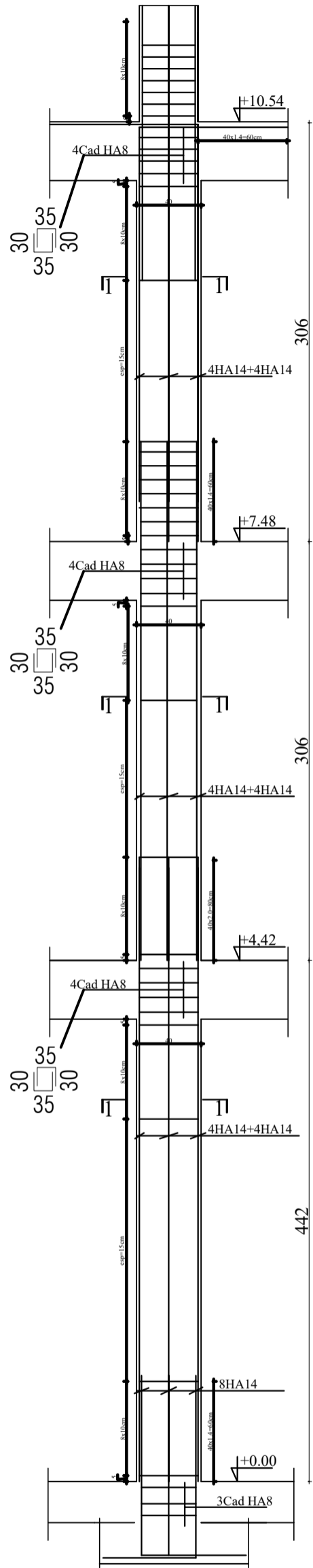
COUPE 2-2



POTEAU 35*30

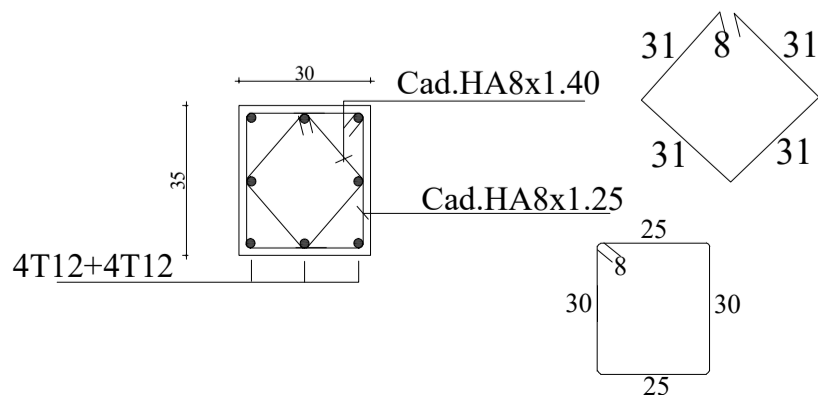


POTEAU 40*35



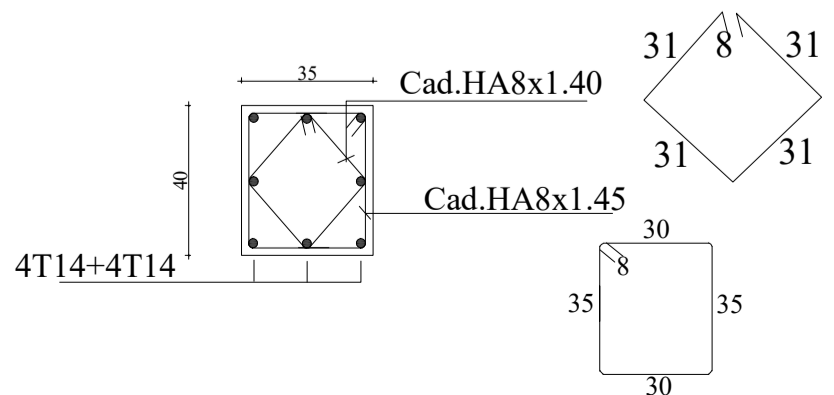
COUPE 2-2

2--2



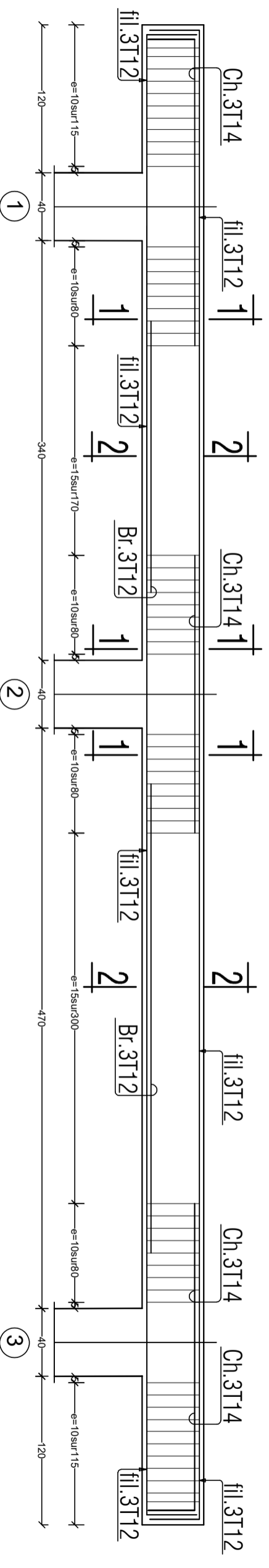
COUPE 1-1

1--1

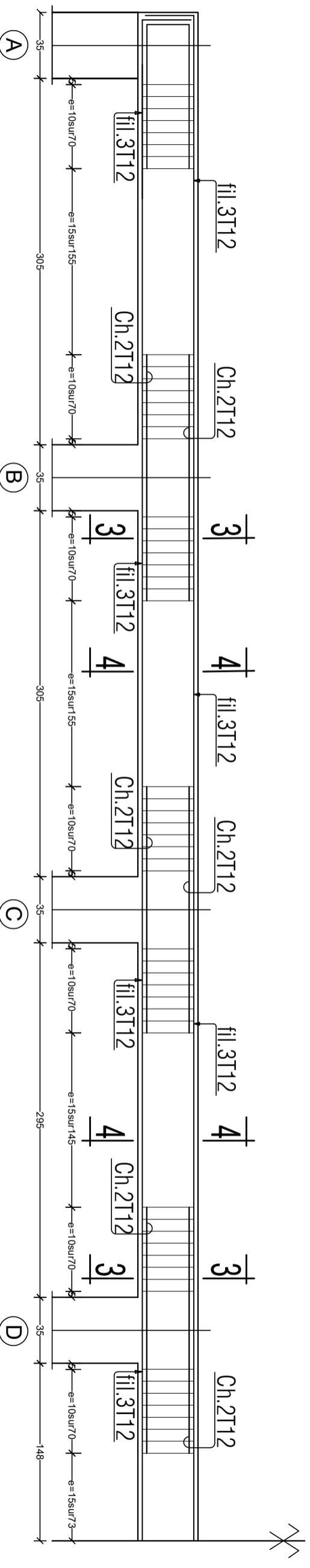


POUTRES.

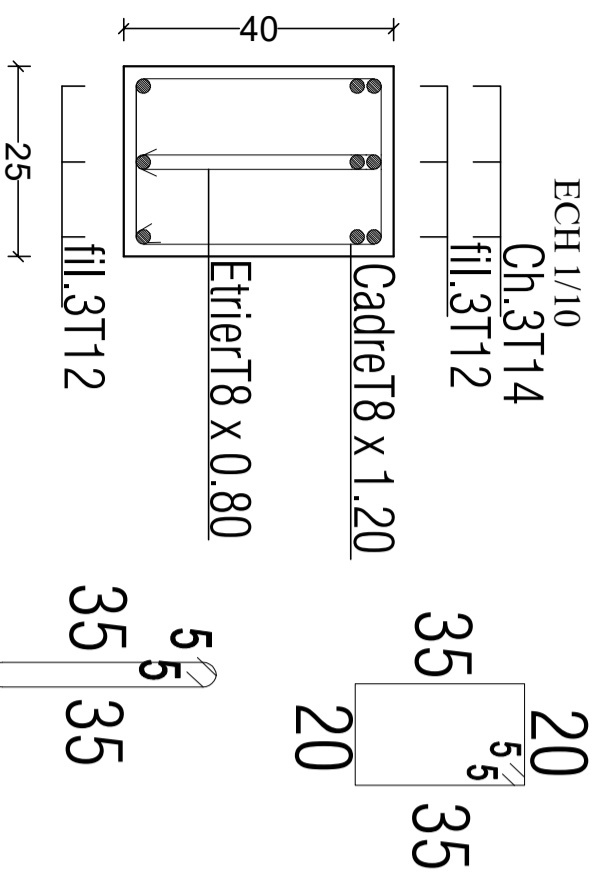
Poutre Principale.:(25x40);fil: *C**D**E**F*- Niv. 4,42m.



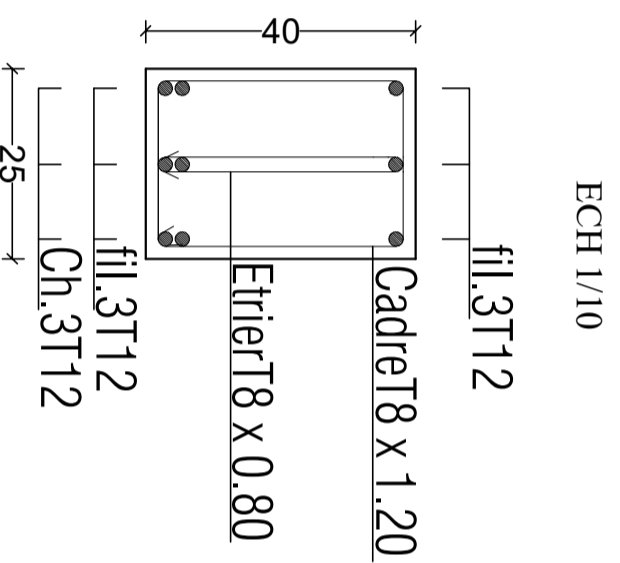
Poutre Secondaire.:(25x35);fil: *1**2**3* - Niv. 4.42m.



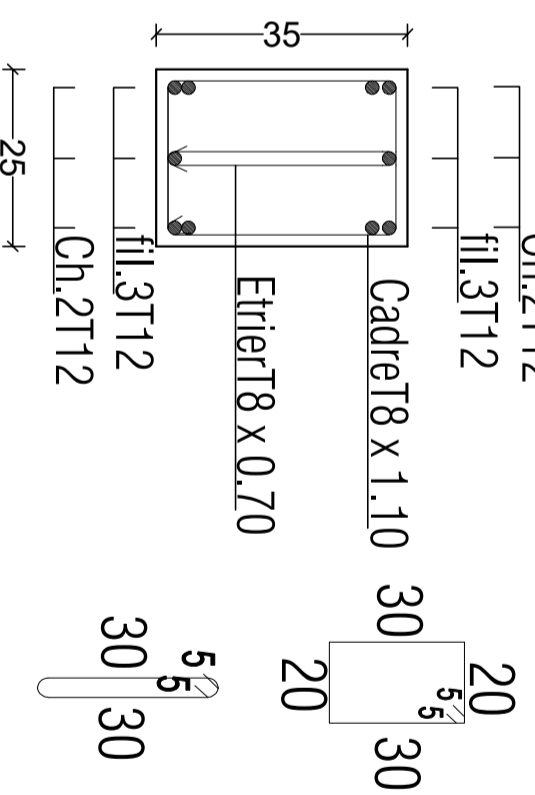
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4

