

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER
EN GENIE CIVIL

OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation
Et commercial.



Dirigé par : M^r MANI

Réalisé par : M^{me} SAIDANI DALILA
M^r MERRATI MOULOUD

Année : 2022/2023



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail :

- A ceux qui m'ont tout donné sans rien attendre en retour mis à part ma réussite, à ceux qui m'ont appris à aller au bout de Mes ambitions, à ceux qui ont toujours cru en moi : à mes très

Chers parents.

-A ma belle-famille.

-A mes adorables chers frères : Brahim et son épouse Hassiba,

Areski et son épouse Fadhila

-A mes adorables chères sœurs : Samia et son époux Nacer,

Lisa et son fiancé Youcef

- A mes très chers amis : Warda, Zohra et Hanane.

-A mon fiancé Youcef

-Aux enfants : Akcel, Dalia et Said.

-A tout mes amis(es).

Dalila



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail :

- A ceux qui m'ont tout donné sans rien attendre en retour mis à part ma réussite, à ceux qui m'ont appris à aller au bout de Mes ambitions, à ceux qui ont toujours cru en moi : à mes très

Chers parents qui ont tout fait pour ma réussite.

-A mon adorable sœur : Lynda

-Ainsi que toute ma famille.

- Et enfin à mes très chers amis qui m'ont apporté beaucoup de soutien quand j'en ai besoin.

Mouloud

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) et (ELU) respectivement	4
Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations d'acier.....	6
Figure II.1 : Coupe d'un voile en élévation	19
Figure III.1.1 : Coupe vertical d'un plancher corps creux	21
Figure III.1.2 : Disposition constrictive de la dalle de compression.....	22
Figure III.1.3 : schéma statique du treillis soudé.....	23
Figure III.1.4 : caractéristique géométrique de la section en T	23
Figure III.1.5 : schéma statique des poutrelles à l'ELU (1 ^{er} cas)	27
Figure III.1.6 : Diagramme des moments à l'ELU (1 ^{er} cas)	29
Figure III.1.7 : schéma statique des poutrelles à l'ELU (2 ^{ème} cas).....	30
Figure III.1.8 : Diagramme des moments à l'ELU (2 ^{ème} cas)	32
Figure III.1.9 : schéma statique des poutrelles à l'ELU (3 ^{ème} cas)	32
Figure III.1.10 : Diagramme des moments à l'ELU (3 ^{ème} cas).....	33
Figure III.1.11 : schéma statique des poutrelles à l'ELS (1 ^{er} cas)	38
Figure III.1.12 : Diagramme des moments à l'ELS (1 ^{er} cas).....	30
Figure III.1.13 : schéma statique des poutrelles à l'ELS (2 ^{ème} cas)	41
Figure III.1.14 : Diagramme des moments à l'ELS (2 ^{ème} cas).....	42
Figure III.1.15 : schéma statique des poutrelles à l'ELS (3 ^{ème} cas)	43
Figure III.1.16 : Diagramme des moments à l'ELS (3 ^{ème} cas).....	44
Figure III.3.1 : Diagramme des moments (avant et après les coefficients de réduction) ELU	64
Figure III.3.2 : Diagramme des efforts tranchants ELU	65
Figure III.3.3 : Diagramme des moments (avant et après les coefficients de réduction) ELS.....	73
Figure III.3.4 : Diagramme des efforts tranchants ELS.....	74
Figure III.4.1 : Diagrammes des efforts internes acrotère	83
Figure III.4.2 : Schéma statique de la section de l'acrotère.....	83
Figure III.5.1 : Schéma statique du balcon.....	89
Figure III.6.1 : Diagramme des moments et efforts tranchants ELU	95
Figure III.6.2 : Diagramme des moments et efforts tranchants ELS	101
Figure IV.1 : Model étudiée avec le logiciel ETABS	105
Figure V.2.1 : Section en flexion composée	117
Figure V.2.2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec	119
Figure VI.1 : Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS respectivement (longitudinal).....	172
Figure VI.2 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (longitudinal).....	173
Figure VI.3 : Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS respectivement (Transversal).....	175
Figure VI.4 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (Tranversal).....	175

LES TABLEAUX

Tableau I.1 : Description de l'ouvrage	1
Tableau I.2 : Caractéristique du béton selon BAEL99	4
Tableau I.3 : Caractéristique de l'acier selon BAEL99	5
Tableau II.1 : Charges permanentes de la terrasse inaccessible	11
Tableau II.2 : Charges permanentes de l'étage courant	11
Tableau II.3 : Charges permanentes des loggias et séchoirs	12
Tableau II.4 : Charges permanentes des murs intérieurs	12
Tableau II.5 : Charges permanentes des murs extérieurs	13
Tableau II.6 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges	15
Tableau II.7 : Sections des poteaux	16
Tableau II.8 : Vérification du flambement des poteaux	18
Tableau III.1.1 : Les moments en travées à l'ELU (1 ^{er} cas)	29
Tableau III.1.2 : Les efforts tranchants à l'ELU (1 ^{er} cas)	30
Tableau III.1.3 : les moments en travées à l'ELU (2 ^{ème} cas)	31
Tableau III.1.4 : Les efforts tranchants à l'ELU (2 ^{ème} cas)	32
Tableau III.1.5 : les moments en travées à l'ELU (3 ^{ème} cas)	33
Tableau III.1.6 : Les efforts tranchants à l'ELU (3 ^{ème} cas)	34
Tableau III.1.7 : les moments en travées à l'ELS (1 ^{er} cas)	40
Tableau III.1.8 Les efforts tranchants à l'ELS (1 ^{er} cas)	40
Tableau III.1.9 : les moments en travées à l'ELS (2 ^{ème} cas)	42
Tableau III.1.10 : Les efforts tranchants à l'ELS (2 ^{ème} cas)	43
Tableau III.1.11 : les moments en travées à l'ELS (3 ^{ème} cas)	44
Tableau III.1.12 : Les efforts tranchants à l'ELS (3 ^{ème} cas)	44
Tableau III.2.1 : Les charges dalle sale machine	49
Tableau III.2.2 : Combinaison des charges	50
Tableau III.2.3 : Rectangle d'impacte	51
Tableau III.2.4 : Calcul des moments fléchissant M_x et M_y	51
Tableau III.2.5 : Calcul des moments du au poids propre de la dalle.	52
Tableau III.2.6 : Superposition des moments	52
Tableau III.2.7 : Les moments en travées et aux appuis	53
Tableau III.2.8 : calcul des armatures à l'ELU	54
Tableau III.2.9 : Vérification au non fragilité	54
Tableau III.2.10 : Diamètre maximal des barres	55
Tableau III.2.11 : Espacement des barres	55
Tableau III.2.12 : Vérification de non poinçonnement	55
Tableau III.2.13 : Vérification de la contrainte tangentielle	56
Tableau III.2.14 : Vérification des contraintes dans le béton	56
Tableau III.2.15 : Etat limite de déformation	57
Tableau III.3.1 : charges permanents de la volée	61
Tableau III.3.2 : charge permanente du palier	61
Tableau III.3.3 : vérification de la flèche	80
Tableau III.5.1 : Caractéristiques et sollicitations balcon	90
Tableau IV.1 : Résultats d'analyse dynamique	10
Tableau IV.2 : Vérification de système de contreventement vis-à-vis de l'effort sismique	106
Tableau IV.3 : Vérification de système de contreventement Vis-à-vis de l'effort verticale	107

Tableau IV.4 : Vérification de la force sismique à la base	109
Tableau IV.5 : Vérification de l'excentricité.....	110
Tableau IV.6 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Ex.....	111
Tableau IV.7 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Ey.....	111
Tableau IV.8 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex	112
Tableau IV.9 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey	113
Tableau V.2.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle	115
Tableau V.2.2 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA	116
Tableau V.2.3 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens	119
Tableau V.2.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales	121
Tableau V.2.5 : Détermination de la zone nodale.....	121
Tableau V.2.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	123
Tableau V.2.7 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	123
Tableau V.3.1 : Les recommandations du RPA.....	124
Tableau V.3.2 : Résultats de ferrailage des poutres à ELU	127
Tableau V.3.3 : Vérification de la section minimale d'armatures transversales	128
Tableau V.3.4 : Calcul de la section minimale	130
Tableau V.3.5 : Vérification aux cisaillements.....	130
Tableau V.3.6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	131
Tableau V.3.7 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers	131
Tableau V.3.8 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres.....	132
Tableau V.3.9 : Vérification des contraintes à l'ELS	133
Tableau V.3.10 : conclusion du ferrailage des poutres.....	133
Tableau V.4.1 : Tableau des efforts normaux.....	136
Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées.....	152
Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	153
Tableau VI.3 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	153
Tableau VI.4 : Surface des semelles filantes sous poteaux	154
Tableau VI.5 : Dimensionnement de radier général.....	156
Tableau VI.6 : surface du radier général	157
Tableau VI.7 : Sollicitations à la base du radier.....	158
Tableau VI.8 : Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.....	159
Tableau VI.9 : Vérification de la stabilité du radier sens transversal.....	160
Tableau VI.10 : Chargements de la dalle du radier à ELU ; ELS respectivement.....	161
Tableau VI.11 : Moments de la dalle du radier à ELU ; ELS respectivement.....	162
Tableau VI.12 : Ferrailage de la dalle de radier à ELU sens x-x	163
Tableau VI.13 : Ferrailage de la dalle de radier à ELU sens y-y	164
Tableau VI.14 : vérification de la condition de non fragilité	165
Tableau VI.15 : Ferrailage du débord à ELU	166
Tableau VI.16 : répartitions simplifiées des chargements.....	168
Tableau VI.17 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal	169
Tableau VI.18 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal	170

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	1
I.2 Description de l'ouvrage	1
I.3 Conception structurelle	1
I.4 Règlements utilisés	3
I.5 Caractéristique mécanique des matériaux.....	3

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction.....	7
II.1 Pré-dimensionnement des éléments.....	7
II.1.1 Les planchers	8
II.1.2 Les poutres.....	8
II.1.3 Les poteaux.....	10
II.1.3.1 Détermination des charges et surcharges.....	10
II.1.3.2 dégression de charge.....	14
II.1.3.3 dimensionnement des sections des poteaux	16
II.2.6 Les voiles.....	18

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III-1- Planchers	21
III-2- Salle machine	49
III-3- Escaliers.....	58
III-4- Acrotère	81
III-5- balcons.....	89
III-6-Poutre palière.....	94

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique et vérifications aux exigences du RPA

IV.1. Introduction.....	105
IV.2. Méthode de calcul.....	105
IV.3. Vérification des conditions de règlements parasismique algérienne RPA	105
IV.3.1 Nombre de modes à retenir.....	105
IV.3.2 Vérification du système de contreventement.....	106
IV.3.3 Vérification de l'effort tranchant a la base.....	107
IV.3.4 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	109
IV.3.5 Vérification de l'excentricité	110
IV.3.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	112
IV.4. Conclusion générale.....	113

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

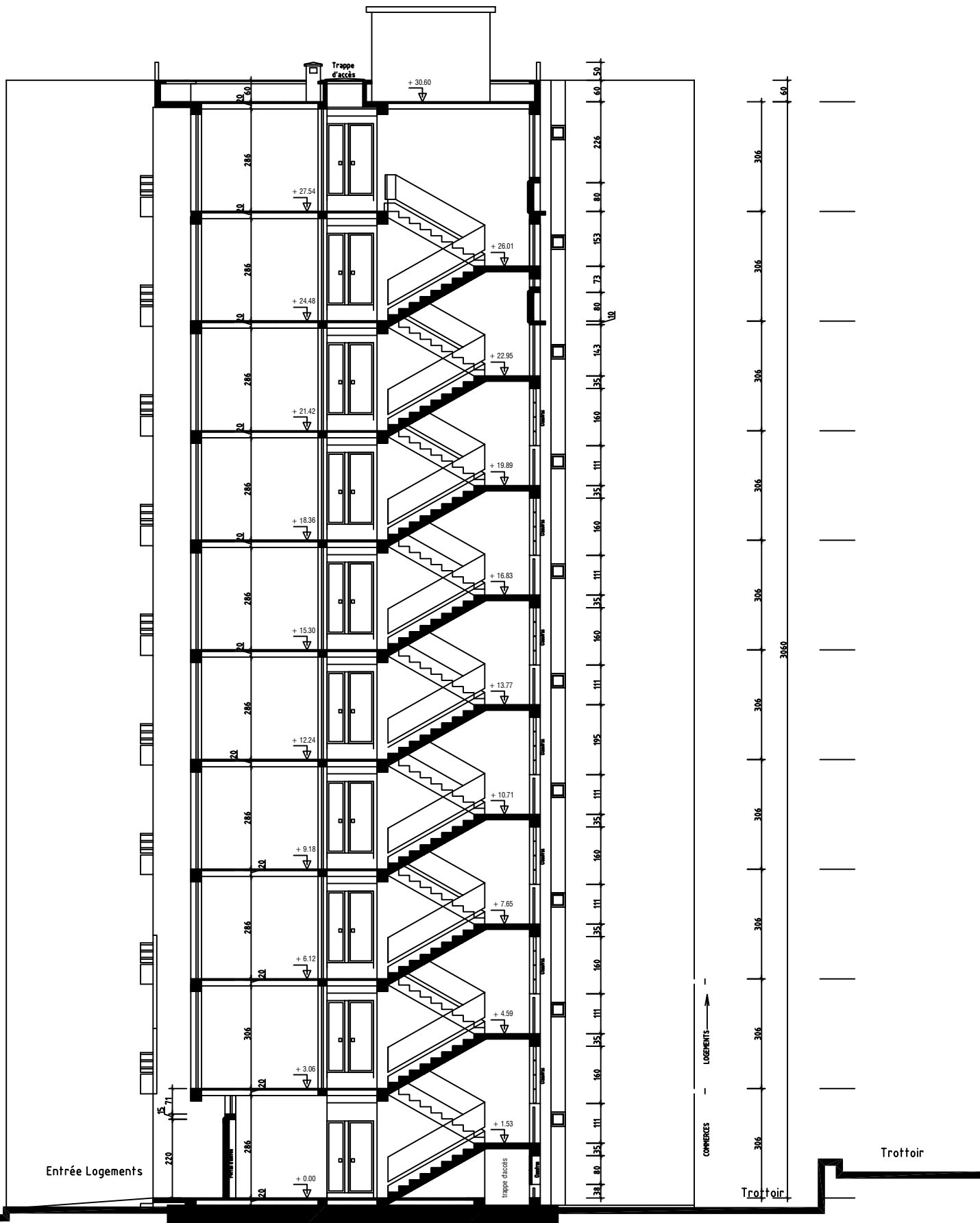
V.1.Introduction	114
V-2- Poteaux	115
V-3- Poutres	124
V-4-Voiles	134

Chapitre VI : Fondation

VI.1. Introduction	152
VI.2. Etude géotechnique du sol.....	152
VI.3. Justification du choix d'un radier général.....	152
VI.4. Pré dimensionnement du radier.....	156
VI.5. Calcul de la surface nécessaire au radier	157
VI.6. Calcul des sollicitations à la base du radier	158
VI.7. Vérifications.....	158
VI.8. Ferrailage du radier	160

Conclusion générale

Bibliographie



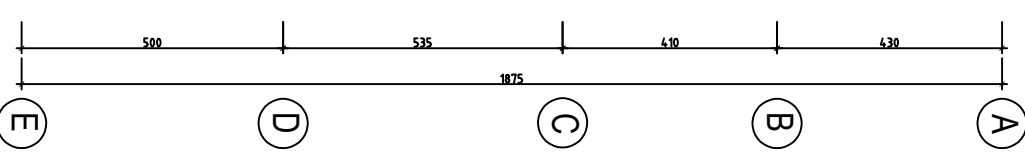
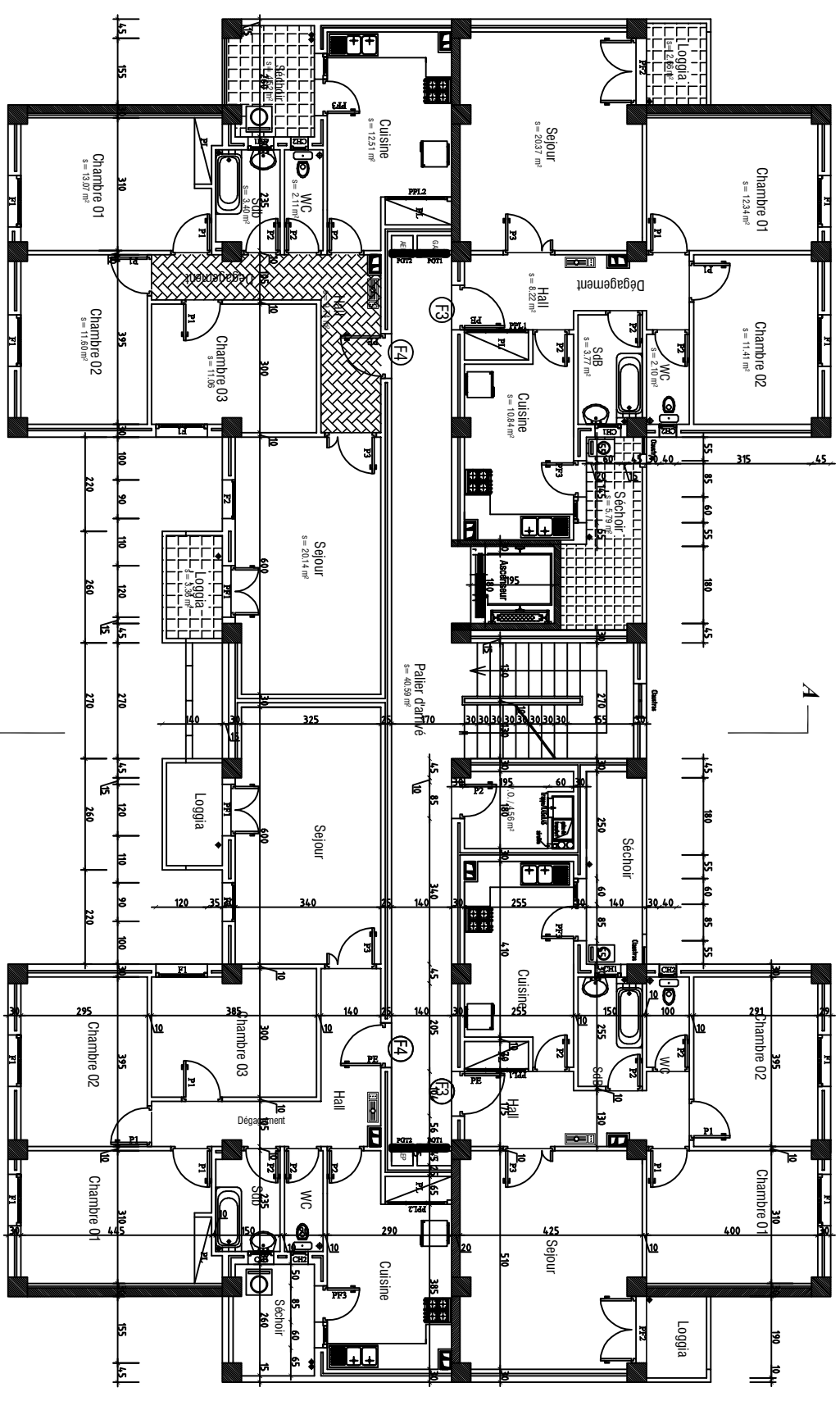
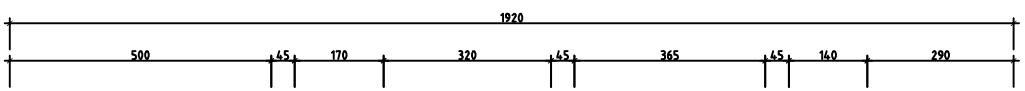
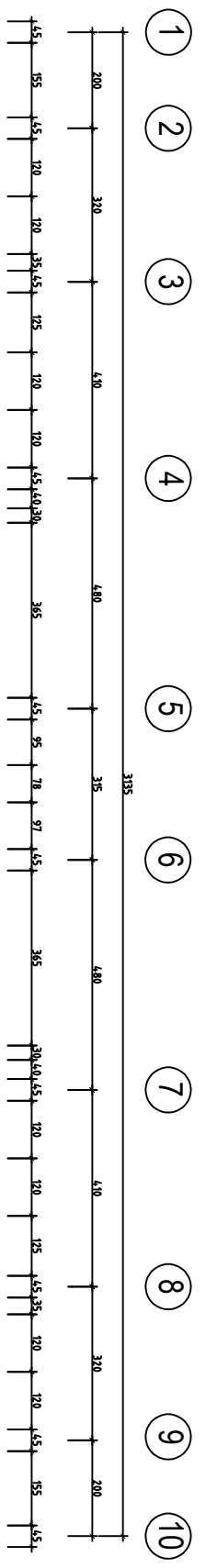
Coupe A-A



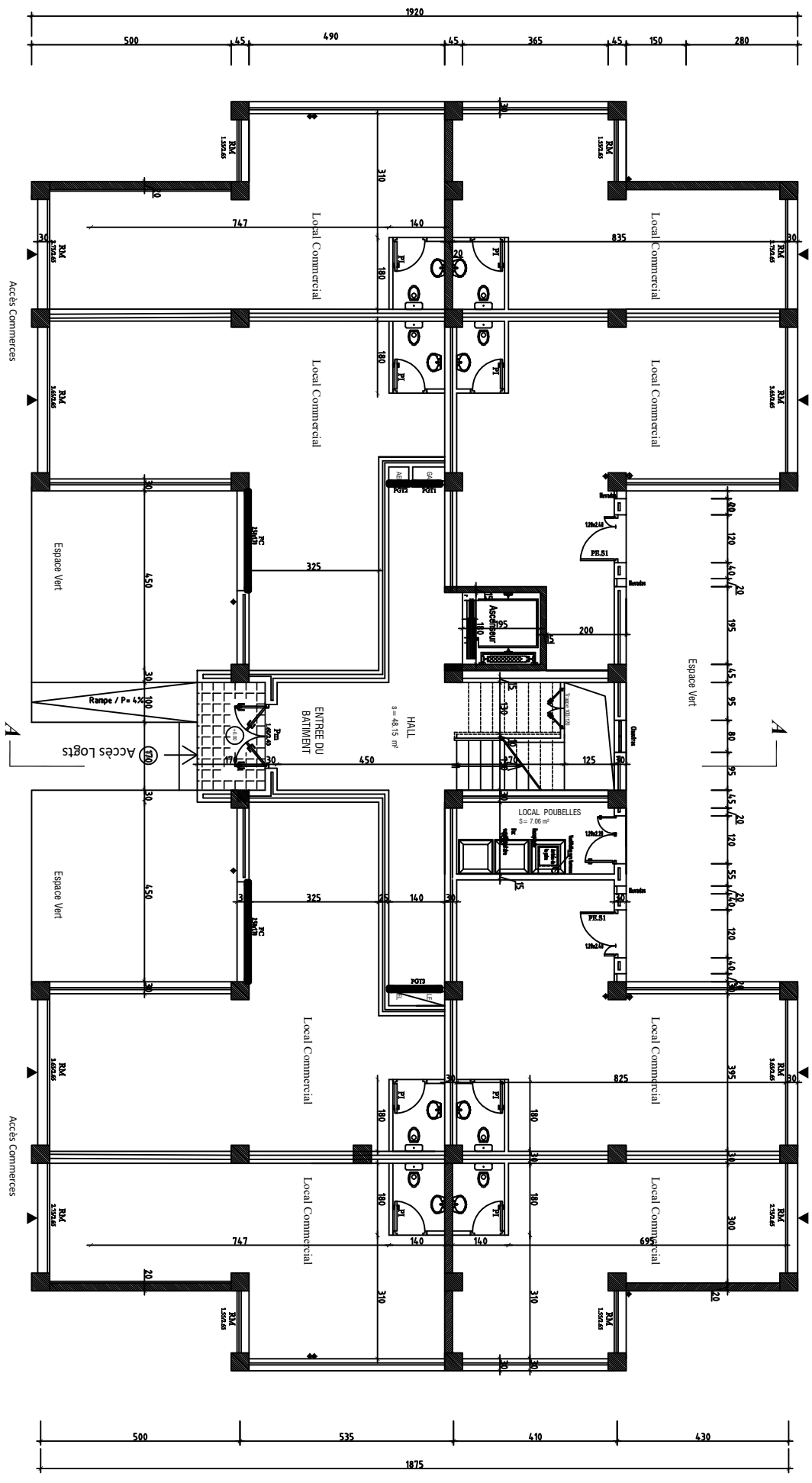
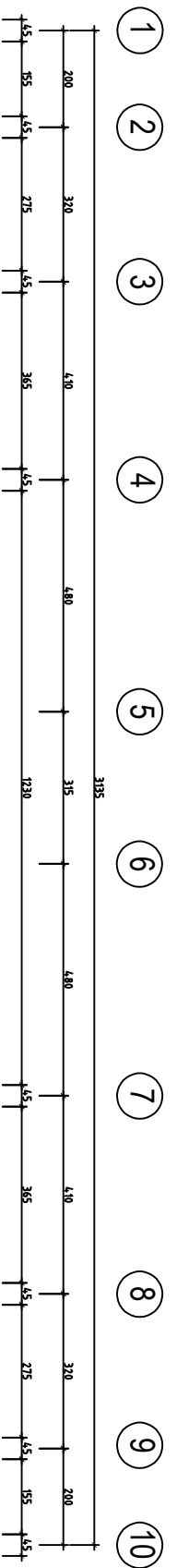
Façade sur rue Principale



Façade sur rue secondaire

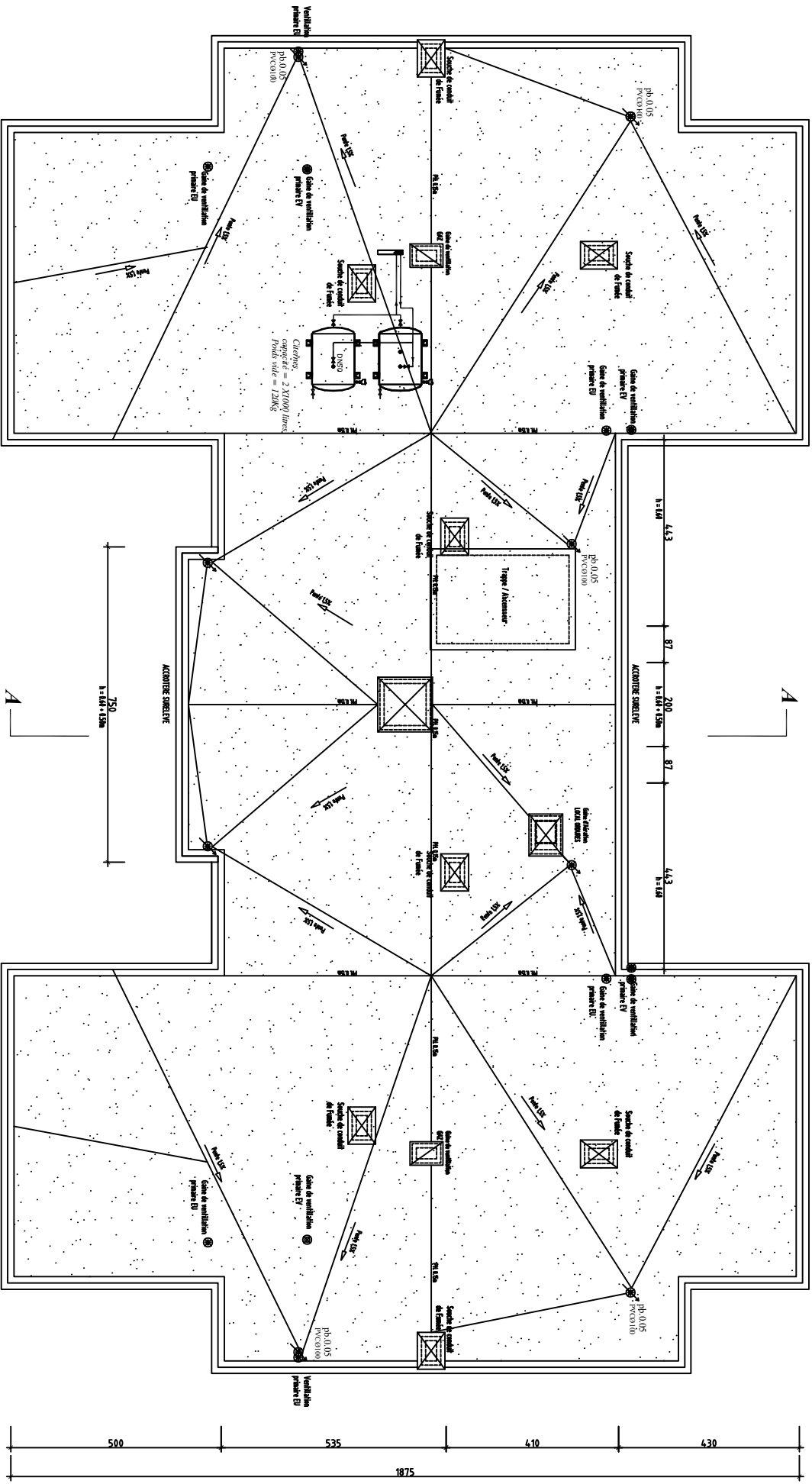
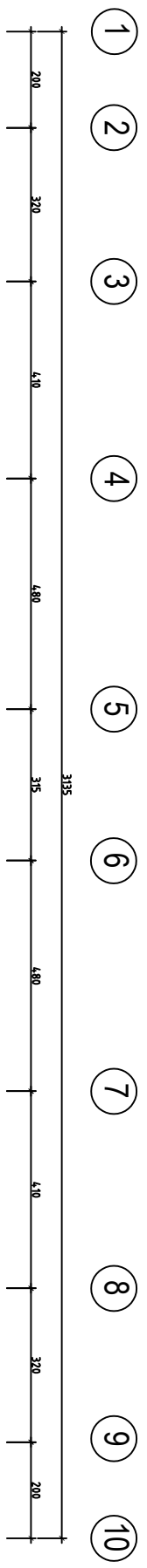


Etage Courant courant

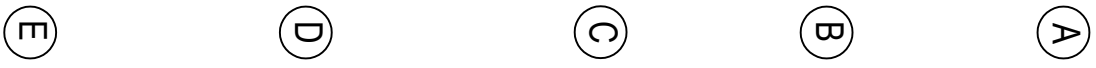


RdC





Terrasse



Introduction générale :

Le génie civil est une branche de l'ingénierie qui se concentre sur la conception, la construction, et la maintenance des infrastructures physiques et des ouvrages publics. Cela inclut des éléments tels que les bâtiments, les ponts, les routes, les barrages, les canaux, et d'autres structures similaires. Les ingénieurs civils jouent un rôle essentiel dans le développement de projets qui façonnent notre environnement bâti. Ils s'emploient à résoudre des problèmes complexes liés à la conception, à la gestion de projets et à la garantie de la sécurité des structures. Leur expertise contribue à la création d'infrastructures durables et fonctionnelles qui répondent aux besoins de la société.

Dans le cadre de notre étude, nous nous attèlerons à l'analyse d'un édifice à usage mixte (habitation, service et commerce) en R+9. Cette démarche se pliera aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA, ainsi qu'au règlement du béton armé aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Notre travail s'organisera en plusieurs étapes méthodiques. Nous débuterons par la présentation détaillée de l'ouvrage ainsi que des matériaux préconisés, notamment le béton et l'acier. Ensuite, nous aborderons le pré dimensionnement des éléments structuraux, suivi des calculs relatifs aux éléments non structuraux, chacun étant développé dans un chapitre dédié.

Le quatrième chapitre sera consacré à l'analyse dynamique de la structure, où nous procéderons à sa modélisation à l'aide du logiciel Etabs, puis à la vérification de sa conformité aux exigences du RPA.

Dans le cinquième chapitre, nous nous attèlerons au ferrailage minutieux des éléments structuraux, garant de leur résistance et de leur stabilité.

Enfin, le dernier chapitre sera dédié à l'étude de l'infrastructure, clé de voûte de la solidité de l'ensemble. Nous conclurons notre travail par une synthèse globale, qui consolidera l'ensemble des analyses et des recommandations formulées au fil de notre étude.

I.1. Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec un moindre coût.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, CBA93, DTU et DTR.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage en question est un bâtiment R+9, qui a les caractéristiques suivantes :		
Classification de RPA99 (V2003)	Usage : Multiple	<ul style="list-style-type: none"> ➤ RDC à usage commercial. ➤ 9 étages à usage d'habitation.
	Zone d'implantation	Lieu d'implantation est à Draa El Mizane 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 : 30,6 m (sans l'acrotère). ➤ Hauteur du Rez-de-chaussée est de : 3,06 m. ➤ Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.
	Dimension en plan	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Longueur totale : L= 31,8 m (sens longitudinal). ➤ Largeur totale : l = 19,2 m (sens transversal).

Tableau I-1 : Description de l'ouvrage.

I.3. Conception structurelle :

I.3.1 Ossature et contreventement :

La hauteur de l'ouvrage qui égale à 30,6 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**.

I.3.2 Les voiles :

Sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.3.3 Les planchers :

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

I.3.4 Revêtements :

- ❖ Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multicouches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.
- ❖ Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs et les cages d'escaliers.
- ❖ Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtus par un mortier du ciment.
- ❖ Granito sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entrée et les locaux commerciaux.
- ❖ Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces et les escaliers.
- ❖ Carreaux céramiques pour les façades principales.
- ❖ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

I.3.5 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. Même si la couche superficielle est suffisamment résistante, 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.3.6 Les escaliers :

Notre bâtiment comporte un escalier composé de deux volées avec un palier au niveau des étages courant et le rez-de-chaussée.

I.3.7 L'acrotère :

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité. Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 1m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.8 La maçonnerie :

-Les murs extérieurs : sont les murs qui séparent l'intérieur d'un bâtiment de l'extérieur.

-Les murs intérieurs : quant à eux, sont les murs qui séparent les différentes pièces à l'intérieur d'un bâtiment.

I.3.9 Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur, elle assure le déplacement vertical de celle-ci à travers les différents niveaux d'un bâtiment.

I.4. Règlement utilisés :

Les règles utilisées sont :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

I.4.1 Béton :

a. Les différentes caractéristiques de béton :

		Formule /Art BAEL99	Résultat
Resistance 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> $f_{ij} = 0,6+0,06.f_{cj}$ <p>si : $f_{c28} < 60\text{MPa}$</p>	$f_{t28}=2,1\text{MPA}$
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>	$E_{v28}=10818,87\text{MPA}$

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

Tableau I-2 : Caractéristique de béton selon BAEL99.

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

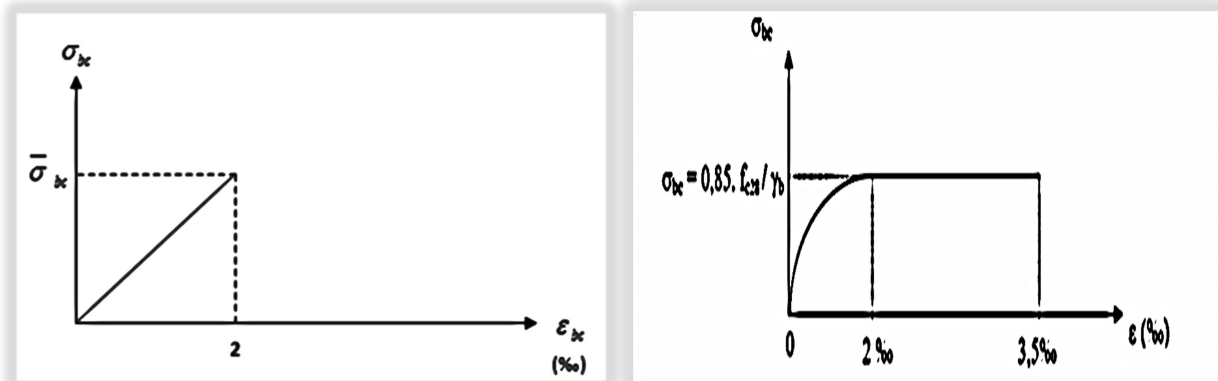


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) et(ELU) respectivement.

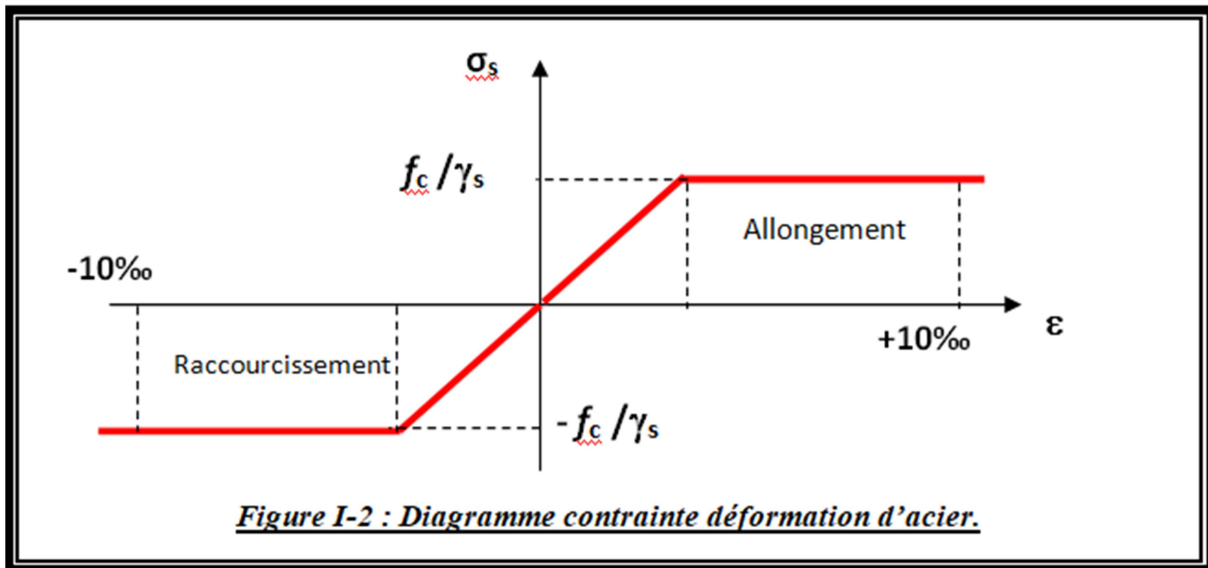
I.4.2 Aciers :

a. Caractéristique de l'acier :

		Formule / Art BAEL + valeurs
L'acier utilisé		<ul style="list-style-type: none"> ✓ Barres à haute adhérences (HA) : FeE400. ✓ Treillis soudés (TS) : FeE520.
Module d'élasticité longitudinal		BAEL99 : Art A.2.2.1 : $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$
Contrainte limite	ELU	BAEL 91 / modifier 99 : Art.4.3.2 : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
	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>
Coefficient de sécurité de l'acier.		$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$

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

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



c. Protection d'armatures : (BAEL91 modifiées 99/ Art A.7.2.4) :

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

- ✓ **C ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- ✓ **5cm > C ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- ✓ **2cm > C ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, définit les différents éléments qui la composent et on a choisi les matériaux à utilisés. Ceci est dans le but d'approfondir l'étude qui permettra ensuite une étude de pré dimensionnement précise au chapitre suivant.

INTRODUCTION :

Le pré-dimensionnement des éléments en génie civil est une étape essentielle dans la conception et la réalisation de tout projet de construction. Il s'agit d'une étape préliminaire où les dimensions initiales des éléments structuraux sont évaluées afin de garantir leur efficacité et leur sécurité. Il permet de déterminer les caractéristiques initiales des éléments structuraux avant de procéder à une analyse plus détaillée.

Pour cela on se réfère au RPA99/Version2003, le BAEL91/Modifié 99, et le DTR-B C.2.2.

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :

II.1-1. Les planchers :

II.1-1-1 Planchers à cops creux :

Ils sont constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé ; offrant de nombreux avantages en termes de légèreté, de résistance, de rigidité et de facilité d'installation des services.

Ces planchers sont conçus pour supporter leurs poids propre et les surcharges ainsi que toutes les charges verticales qui s'appliquent sur le bâtiment et les transmettre aux éléments porteurs de la structure.

- Pour sa hauteur :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91modifies99 / Art B.6.8.4})$$

Tel que :

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 435\text{cm}$$

$$\text{Donc : } ht \geq \frac{435}{22.5} \geq 20 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) ; $ht = 20 \text{ cm}$

Epaisseur du corps creux = 20cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4cm

Ce dimensionnement reste valable pour le reste des planchers.

II.1-1-2 Planchers dalle pleine :

*La résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

$e_p = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e_p = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e_p = 17,5\text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On prend $e_p = 11\text{cm}$

*l'isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de **350kg/m²** d'où :

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} \text{ / Avec : } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$e \geq 0,14 \text{ m}$$

alors on opte pour $e=15\text{cm}$.

II.1-2 Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place dont le rôle est de reprendre les charges et les surcharges des planchers et les transmettre aux éléments verticaux.

Elles doivent respecter les dimensions ci-après :

- La largeur : $b \geq 20\text{cm}$
- Hauteur : $h \geq 30\text{cm}$
- Rapport : $h/b \leq 4$

II.1-2-1 poutres principales :

$$\square \text{ Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad / \quad \square \text{ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$\square \text{ Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \quad \rightarrow \quad 35,66 \leq h \leq 53,5$$

→ Nous optons pour: $h=40\text{cm}$

$$\square \text{ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28$$

→ Nous optons pour: $b=25\text{cm}$

*Vérifications du RPA :

- La largeur : $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 25 \geq 20 \rightarrow$ Condition vérifiée
- Hauteur : $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40 \geq 30 \rightarrow$ Condition vérifiée

- Rapport : $h/b \leq 4 \rightarrow \frac{40}{25} \leq 1,6 \leq 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

II.1-2-2 poutres secondaires :

$$\square \text{ Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h \leq 48,5$$

→ Nous optons pour: $h = 35\text{cm}$

$$\square \text{ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

→ Nous optons pour: $b = 25\text{cm}$

*Vérifications du RPA :

- La largeur : $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 25 \geq 20 \rightarrow$ Condition vérifiée
- Hauteur : $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35 \geq 30 \rightarrow$ Condition vérifiée
- Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} \leq 1,4 \leq 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

II.1-2-3 Poutres palière :

La poutre palière est une poutre horizontale de section rectangulaire de dimension (bxh), elle repose sur deux appuis. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction de la paillasse.

Son pré-dimensionnement est comme suit :

$$\square \text{ Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad / \quad \square \text{ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7$$

$$\square \text{ Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \rightarrow 21 \leq h \leq 31,5$$

→ Nous optons pour: $h = 30\text{cm}$

$$\square \text{ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

→ Nous optons pour: $b = 20\text{cm}$

*Vérifications du RPA :

- La largeur : $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 20 \geq 20 \rightarrow$ Condition vérifiée
- Hauteur : $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30 \geq 30 \rightarrow$ Condition vérifiée
- Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{20} \leq 1,5 \leq 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

II.1-3. Les poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (ELS) en Compression simple. Avec un effort normal de compression : ($N_s = G + Q$)

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s qui est la somme de charge Q et G , La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

N_s : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G + Q$$

S : section transversale du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ kn/cm}^2$$

Selon le RPA 99/version 2003,A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ EN zone I et II a.
- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ EN zone IIb et III.
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ avec h_e : hauteur libre des étages.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$.

II.1-3-1 Détermination des charges et surcharge :

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

II.1-3-1-1 Charges permanentes G :

Plancher terrasse :

Tableau.II.1 : Charges permanentes de la terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids	Poids
			volumique (KN/m ³)	surfaccique (KN/m ²)
1	Couche de gravillons.	0.05	17	0,85
2	Étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	Pare vapeur	1 feuille	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher corps creux (16+4)	0.2	14	2.8
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				G=5.68

Plancher étage courant :

Tableau.II.2 Charges permanentes de l'étage courant.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids	Poids
			volumique (KN/m ³)	surfaccique (KN/m ²)
1	Cloisons intérieurs	0.10	10	1
2	Revêtement en carrelage	0.02	20	0,4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				G=5.16

Balcon :

Tableau.II.3 : Charges permanentes des loggias et séchoirs.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
1	1. Carrelage	0.02	20	0.40
2	2.Mortier De Pose	0.02	20	0.4
3	3.Couche De Sable	0.02	18	0.36
4	4.Dalle Pleine	0.15	25	3.75
5	5.Mortier ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				G=5.27

Murs intérieurs :

Tableau.II.4 : Charges permanentes des murs intérieurs.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Biques creuses	0.1	9	0,9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				G=1,3

Murs extérieurs :

Tableau.II.5 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				G=2.44

II.1-3-1-2 Localisation du poteau le plus sollicité :

Ce sont les poteaux D3 et D8 :

En considérant en premier lieu que les poteaux sont d'une dimension (25,25).

La surface d'influence nette du poteau (S_n) est :

$$S_1 = 1.475 \times 2.55 = 3.76 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.475 \times 2.375 = 3,50 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.925 \times 2.55 = 4.90 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.925 \times 2.375 = 4.57 \text{ m}^2$$

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 16.73 \text{ m}^2$$

II.1-3-1-3 Poids propre des éléments :

* Les planchers :

- Plancher terrasse : $G_{pt} = G_t \times S_n \rightarrow G_{pt} = 5.68 \times 16.73 = 95.026 \text{ KN}$

- Plancher courant : $G_{pc} = G_c \times S_n \rightarrow G_{pc} = 5.16 \times 16.73 = 86.326 \text{ KN}$

* Poutres :

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 0.40 \times 0.25 \times (2.55 + 2.375) \times 25 = 12.3125 \text{ KN}$$

- Poutres secondaire :

$$G_{ps} = 0.35 \times 0.2 \times (1.475 + 1.925) \times 25 = 5.95 \text{ KN}$$

-Le poids total :

$$GP = G_{pp} + G_{ps} = 12.3125 + 5.95$$

$$GP_{\text{total}} = 18.262 \text{ KN}$$

***Poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure $b = 25 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$:

$$-G_{pRDC} = G_{p\text{Etage}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (3.06) \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

II.1-3-1-4 Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2.2 comme suit :

Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant: à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Plancher du RDC à usage commercial..... $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Balcons/séchoirs/loggias..... $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

II.1-3-1-5 Surcharge d'exploitation de chaque plancher :

-Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1.00 \times 16.73 = 16.73 \text{ KN}$

-Plancher étage 01 (usage commercial) : $Q = 2.50 \times 16.73 = 41.825 \text{ KN}$

-Plancher étages courant 02...09 (usage habitation): $Q = 1.5 \times 16.73 = 25.095 \text{ KN}$

II.1-3-2 Loi de dégression des charges :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux $n \geq 5$, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable D.T.R B.C 2.2 Art 6.3.

La loi de dégression de charges d'exploitation est donné tel que :

$$Q = Q_0 + (3 + n)/2n \times \sum Q_i$$

Avec :

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

* Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

* Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

* n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Tableau.II.6 : valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65

II.1-3-2-1 Surcharges d'exploitation cumulées :

Niveau 9 : $Q_0 = 16.73 \text{ KN}$

Niveau 8 : $Q_0 + Q_1 = 16.73 + 25.095 = 41.825 \text{ KN}$

Niveau 7 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 16.73 + 0.95 (25.095 \times 2) = 64.41 \text{ KN}$

Niveau 6 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16.73 + 0.90 (25.095 \times 3) = 84.486 \text{ KN}$

Niveau 5 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16.73 + 0.80 (25.095 \times 4) = 97.034 \text{ KN}$

Niveau 4 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16.73 + 0.75 (25.095 \times 5) = 110.836 \text{ KN}$

Niveau 3 : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
 $= 16.73 + 0.71 (25.095 \times 6) = 123.634 \text{ KN}$

Niveau 2 : $Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
 $= 16.73 + 0.68 (25.095 \times 7) = 136.182 \text{ KN}$

Niveau 1 : $Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
 $= 16.73 + 0.66 (25.095 \times 8) = 149.231 \text{ KN}$

Niveau du RDC : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
 $= 16.73 + 0.65 (25.095 \times 8 + 41.825) = 174.41 \text{ KN}$

II.1-3-3 Dimensionnement des sections des poteaux :

Tableau.II.7 : Sections des poteaux

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation n (KN)	Effort normal (KN) N = G _c + Q _c	Section des Poteaux (cm ²)	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G _{tot}	G _{cum}			Q _{cum}	Section trouvée $\frac{N}{\sigma_{bc}}$
9	95.026	4.78	18.262	118.068	118.068	16.73	134.798	89.865	45×45
8	86.326	4.78	18.262	109.368	227.436	41.825	269.255	179.503	45×45
7	86.326	4.78	18.262	109.368	336.804	64.41	401.214	267.476	45×45
6	86.326	4.78	18.262	109.368	446.172	84.486	530.658	353.772	50×50
5	86.326	4.78	18.262	109.368	555.54	97.034	652.574	435.049	50×50
4	86.326	4.78	18.262	109.368	664.908	110.836	775.744	517.162	50×50
3	86.326	4.78	18.262	109.368	774.276	123.634	897.91	598.606	55×55
2	86.326	4.78	18.262	109.368	883.644	136.182	1019.826	679.884	55×55
1	86.326	4.78	18.262	109.368	993.012	149.231	1142.243	761.495	55×55
(RDC)	86.326	4.78	18.262	109.368	1102.38	174.41	1276.79	851.193	55×55

II.1-3-3-1 Vérification de la section du poteau :

II.1-3-3-1-1 Vérification relative aux exigences du RPA (art7.4.1du RPA99) :

Selon le (RPA 99/version 2003,A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) ≥ 25cm EN zone I et II a.
- Min (b, h) ≥ 30cm EN zone IIb et III.
- Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ avec h_e : hauteur libre des étages.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$.

Du RDC au 3^{eme} :

Min (b, h) = 55 ≥ 25cmCondition vérifiée.

Min (b, h) = 55 ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$Condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < \frac{55}{55} < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Du 4^{eme} au 6^{eme} étage :

$$\text{Min (b, h) = 50} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min (b, h) = 50} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Du 7^{eme} au 9^{eme} étage :

$$\text{Min (b, h) = 45} \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min (b, h) = 45} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.1-3-3-1-2 Vérification des poteaux au flambement :

Lorsqu'une structure est comprimée dans le sens de la longueur, elle a tendance à fléchir perpendiculairement à l'axe de la force appliquée et les poteaux sont soumis à un effort de compression en raison d'un phénomène d'instabilité qui est le flambement.

La stabilité du poteau vis-à-vis du flambement sera vérifiée par la condition suivante :

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

Avec :

L_f : Longueur de flambement (L_f=0.7×L₀)

L₀ : hauteur libre de poteau.

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

I: Moment d'inertie du poteau $I = \frac{b^3h}{12}$

S : section transversale du poteau (b×h)

On a :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

→ → → →

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Tableau.II.8 : Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	<i>b</i> (cm)	<i>h</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>S</i> (cm ²)	<i>i</i> (cm)	<i>L</i> ₀ (cm)	<i>L</i> _f (cm)	λ	Condition λ ≤ 50
9	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	Condition vérifiée
8	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	Condition vérifiée
7	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	Condition vérifiée
6	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifiée
5	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifiée
4	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifiée
3	40	40	213333,33	1600	11,54	306	214,2	18,55	Condition vérifiée
2	40	40	213333,33	1600	11,54	306	214,2	18,55	Condition vérifiée
1	40	40	213333,33	1600	11,54	306	214,2	18,55	Condition vérifiée
RDC	40	40	213333,33	1600	11,54	306	214,2	18,55	Condition vérifiée

II.-1-4. Les voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux, et à reprendre une partie des efforts dus aux charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément au **RPA 99 /version 2003 Art 7.7.1.**

L'épaisseur minimale d'un voile : ***a_{min}***=15cm

Les éléments satisfaisant la condition ***L_{min} ≥ 4a*** seront considérés comme des voiles et l'épaisseur du voile "*a*" sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ***h_e*** et de la rigidité aux extrémités.

L : longueur du voile.
 a : épaisseur du voile.
 he : hauteur d'étage

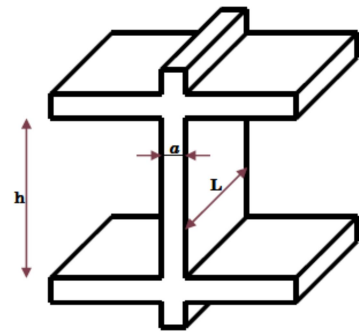


Figure II.1 : Coupe d'un voile en élévation

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

$$\rightarrow e \geq \frac{he}{20}$$

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités

Avec : $he = h - ep$

h : hauteur d'étage

ep : épaisseur du plancher

L'épaisseur des voiles pour étage courant et RDC :

$$he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{he}{20} \geq \frac{286}{20} \geq 14.3 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

* $a = 20 \text{ cm} \rightarrow a > 15 \text{ cm}$ (Condition vérifiée).

* $L_{min} \geq 4a \rightarrow L_{min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$. $\rightarrow L_{min} \geq 80 \text{ cm}$ (Condition vérifiée).

II.2-Conclusion :

- Poutres principales : 25×40
- Poutres secondaires : 25×35
- Poutres palières : 20×30
- Epaisseur des voiles : 20 cm
- Epaisseur dalle pleine : 15 cm
- Epaisseur planché en corps creux : $16 + 4 = 20\text{cm}$
- Sections adoptées pour les poteaux :
 - * RDC au 3^{ème} étage : 55×55
 - * 4^{ème} au 6^{ème} étage : 50×50
 - * 7^{ème} au 9^{ème} étage : 45×45

III.1 Les planchers :

III.1.1 Introduction :

Notre structure comporte un plancher constituée de poutrelles préfabriquées en forme de T, disposées transversalement avec un espacement de 65 cm. Les **poutrelles supportent des corps creux qui servent de coffrage perdu et d'isolant**. Une dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur est coulée sur les poutrelles et les corps creux pour former la surface du plancher.

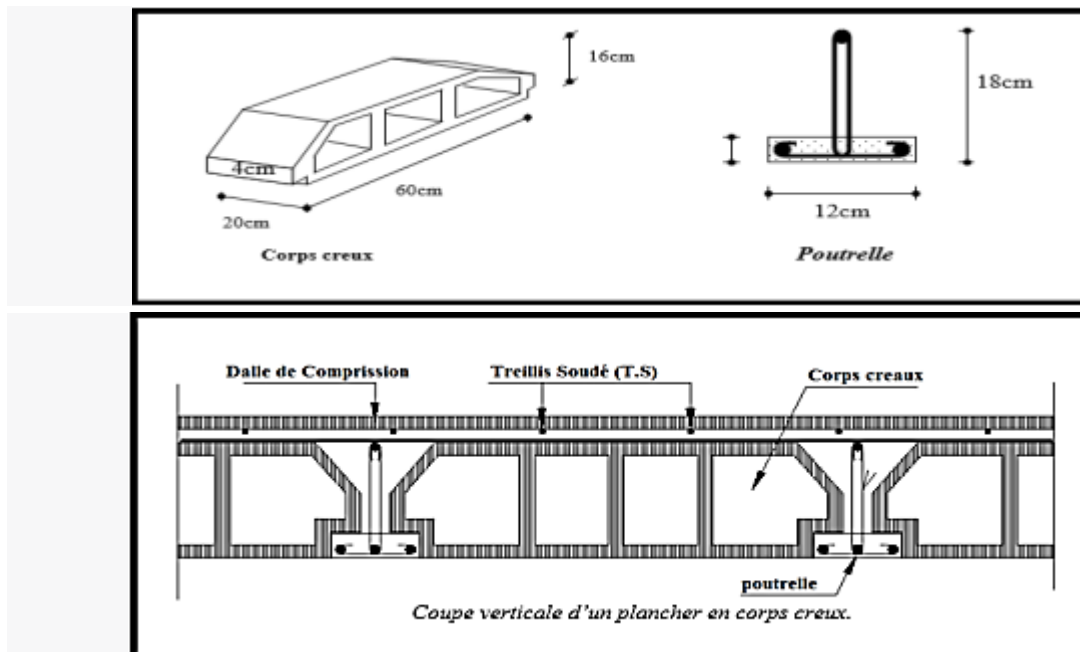


Figure III.1.1: Coupe verticale d'un plancher corps creux.

III .1.2 Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression, également appelée table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place qui recouvre l'ensemble du plancher et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Elle est armée d'un treillis soudé de nuance TL520 avec un diamètre maximal des barres de 6 mm et a généralement une épaisseur courante d'environ 4 cm.

Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : BAEL 91 modifiée 99/ L'Article B.6.8.423.

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

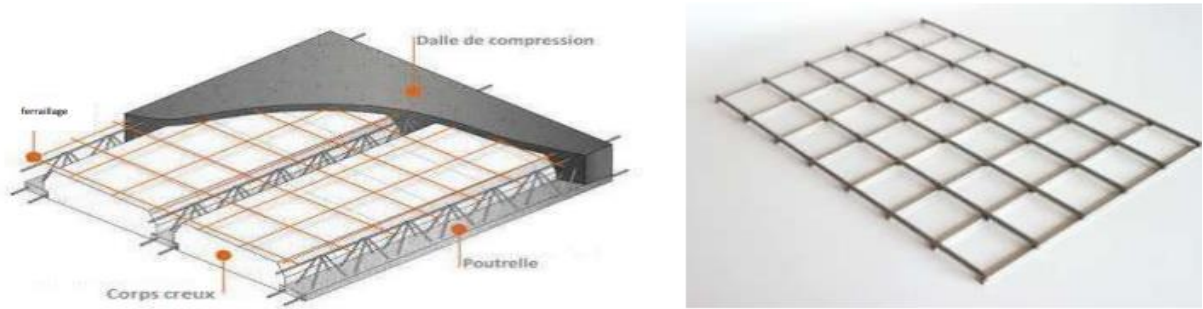


Figure III.1.2: Disposition constructive de la dalle de compression.

Calcul des Armatures :

- **Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec :

- A_{\perp} : en (cm²) par mètre de nervure.
- l : distance entre axes des poutrelles.
50cm < l < 80cm on prend : $l = 65$ cm.
- $F_e = 520$ MPa : Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm/ml} \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St = 20$ cm.

- **Pour les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{\parallel} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension (5×5×200×200)

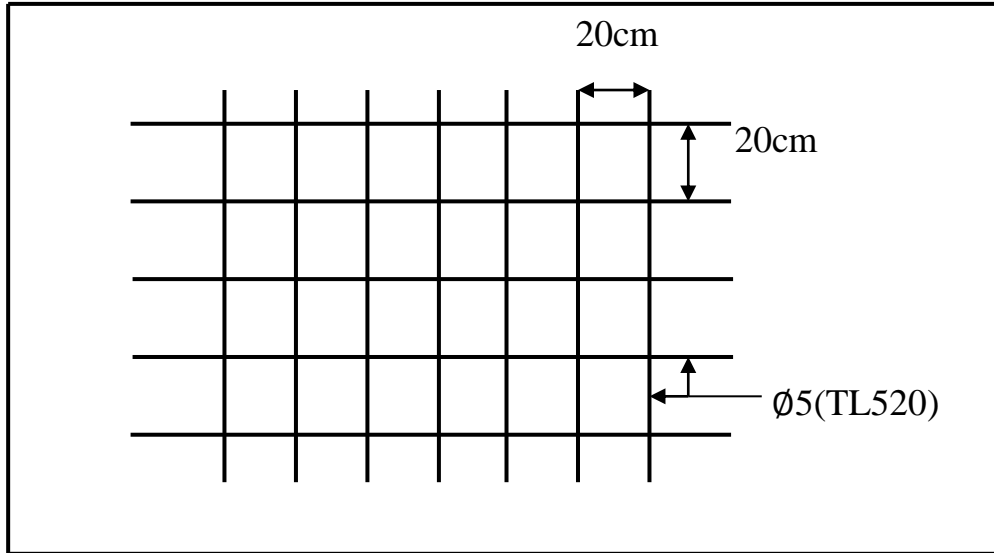


Figure III.1.3: schéma statique du treillis soudé.

III.1.3 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

a. Dimensionnement de la poutrelle :

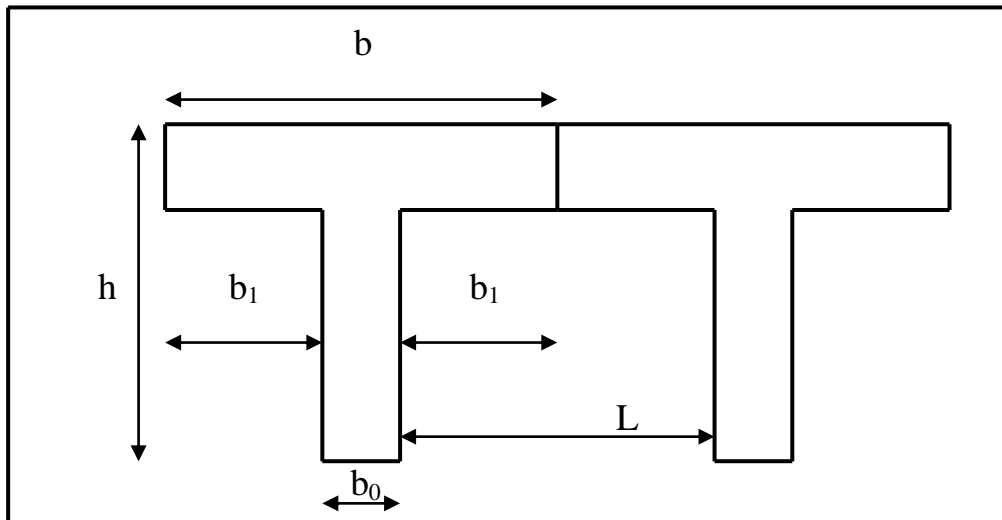


Figure III.1.4: caractéristique géométrique de la section en T.

D'après [BAEL99 ; art A.4.1.3], la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle est limitée par :

$$b_1 \leq \left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; \frac{L}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

- $b_0 = 12 \text{ cm}$: Largeur de la nervure.
- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles
 $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- $L_1 = 4,50\text{m}$: Longueur de la plus grande.
- $h_0 = 4 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression.
- h : hauteur totale de plancher.
-

$$\left. \begin{aligned} b_1 &\leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 &\leq \frac{L^1}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \\ b_1 &\leq \frac{2}{3} \frac{L_1}{2} = \frac{2 \cdot 450}{3 \cdot 2} = 150 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{on prend : } b_1 = 26,5\text{cm.}$$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$

b. Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives ($b = 65\text{cm}$).

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

1^{ère} Étape : avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Mais ce n'est pas la panne de faire le calcul parce que les poutrelles sont maintenues par des pieds droit.

2^{ème} Etape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encadrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

c. Chargement :**Étage courant :**

$$G = 5,16 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Poids du plancher : $G = 5,16 \times 0,65 = 3,354 \text{ KN/m}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/m}$.

Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,354 \times 1,35 + 0,975 \times 1,5 = 5,99 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 3,354 + 0,975 = 4,33 \text{ KN/m}$$

d. Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminés, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

1. méthode forfaitaire :

➤ *Vérification des conditions d'application de la méthode : (BAEL 91 modifiée99/ Art B.6.210).*

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml})$$

$$Q = 2,5 \text{ KN} \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml}) \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.condition vérifie.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.condition vérifie.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{1}{l_{i+1}} \leq 1,25 \\ 0,8 > \frac{200}{320} < 1,25 \\ 0,8 > \frac{320}{410} < 1,25 \\ 0,8 < \frac{410}{480} < 1,25 \\ 0,8 < \frac{480}{315} > 1,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition non vérifié.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la méthode forfaitaire est non applicable.

➤ **Exposé de la méthode des 3 moments :**

Aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = \left[\left(\frac{-q_i \cdot L_i^3}{4} \right) + \left(\frac{-q_{i+1} \cdot L_{i+1}^3}{4} \right) \right]$$

En travée :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{i+1} \cdot \frac{x}{L_i}$$

Tel que : $\mu_{(x)} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (L-x)$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_i}$$

Les efforts tranchants :

$$v(x) = q \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec :

- $\mu_{(x)}$: le moment de même travée considérée isostatique.
- " M_{i-1} ", " M_i " et " M_{i+1} " : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques aux appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

- l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui "i".
- l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui "i".
- q_i : Charge répartie à gauche de l'appui "i".
- q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui "i".

III.1.4 Calcul à l'ELU

On doit étudier trois cas

❖ Premier cas :

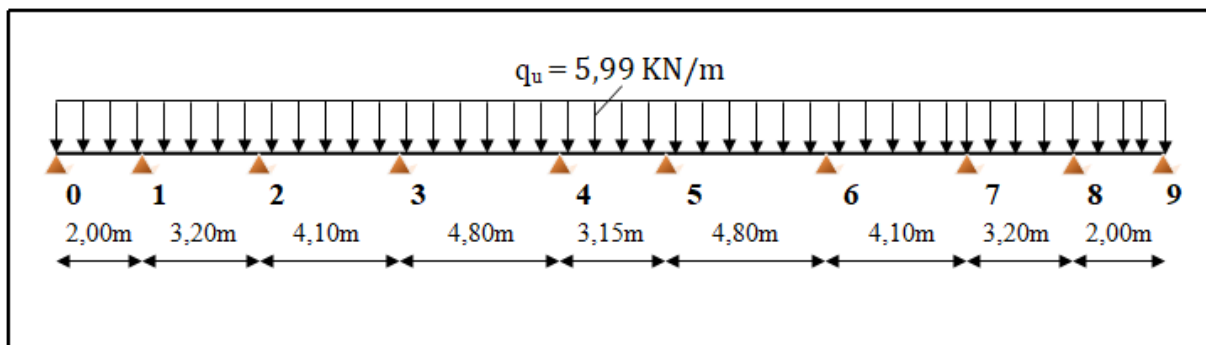


Figure III.1.5: schéma statique des poutres à l'ELU (1^{er} cas).

Calcul des moments aux appuis:

$$M_{i-1}.L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = \left[\left(\frac{-q_i.L_i^3}{4} \right) + \left(\frac{-q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4} \right) \right]$$

Appuis 0:

$$0 + 2M_0 (0 + 2,00) + 2,00M_1 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{2,00^3}{4} \right)$$

$$4M_0 + 2M_1 = -11,98 \text{ KN.m.}$$

Appuis 1:

$$2,00M_0 + 2M_1 (2,00 + 3,20) + 3,20M_2 = -q_u \left(\frac{2,00^3}{4} + \frac{3,20^3}{4} \right)$$

$$2,00M_0 + 10,4M_1 + 3,20M_2 = -61,05 \text{ KN.m.}$$

Appuis 2:

$$3,20M_1 + 2M_2 (3,20 + 4,10) + 4,10M_3 = -q_u \left(\frac{3,20^3}{4} + \frac{4,10^3}{4} \right)$$

$$3,20M_1 + 14,6M_2 + 4,10M_3 = -152,28 \text{ KN.m.}$$

Appuis 3:

$$4,1M_2 + 2M_3 (4,10 + 4,80) + 4,80M_4 = -q_u \left(\frac{4,10^3}{4} + \frac{4,80^3}{4} \right)$$

$$4,1M_2 + 17,8M_3 + 4,8M_4 = -268,82 \text{ KN.m.}$$

Appuis 4:

$$4,80M_3 + 2M_4 (4,80 + 3,15) + 3,15M_5 = -q_u \left(\frac{4,80^3}{4} + \frac{3,15^3}{4} \right)$$

$$4,800M_3 + 15,9M_4 + 3,15M_5 = -212,42 \text{ KN.m.}$$

Appuis 5:

$$3,15M_4 + 2M_5 (3,15 + 4,80) + 4,8M_6 = -q_u \left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{4,8^3}{4} \right)$$

$$3,15M_4 + 15,9M_5 + 4,8M_6 = -212,42 \text{ KN.m.}$$

Appuis 6:

$$4,80M_5 + 2M_6 (4,80 + 4,10) + 4,10M_7 = -q_u \left(\frac{4,80^3}{4} + \frac{4,10^3}{4} \right)$$

$$4,80M_5 + 17,8M_6 + 4,10M_7 = -268,82 \text{ KN.m.}$$

Appuis 7:

$$4,10M_6 + 2M_7 (4,10 + 3,20) + 3,20M_8 = -q_u \left(\frac{4,10^3}{4} + \frac{3,20^3}{4} \right)$$

$$4,10M_6 + 14,6M_7 + 3,20M_8 = -152,28 \text{ KN.m.}$$

Appuis 8:

$$3,20M_7 + 2M_8 (3,20 + 2,00) + 2,00M_9 = -q_u \left(\frac{3,20^3}{4} + \frac{2,00^3}{4} \right)$$

$$3,20M_7 + 10,4M_8 + 2,00M_9 = -61,05 \text{ KN.m.}$$

Appuis 9:

$$2,00M_8 + 2M_9 (2,00 + 0) + 0 = -q_u \left(\frac{2,00^3}{4} + \frac{0}{4} \right)$$

$$2,00M_8 + 4M_9 = -11,98 \text{ KN.m.}$$

Après résolution du système on aura :

$$M_0 = -1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8,28 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3,67 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -11,39 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6,43 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -6,43 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -11,39 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -3,67 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -8,28 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -1,16 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, les moments seront minorés en leur effectuant le coefficient (0,3) aux appuis de rives.

On aura donc :

$$M_0 = -0,35 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8,28 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= -3,67 \text{ KN.m} & M_6 &= -11,39 \text{ KN.m} \\
 M_2 &= -6,43 \text{ KN.m} & M_7 &= -6,43 \text{ KN.m} \\
 M_3 &= -11,39 \text{ KN.m} & M_8 &= -3,67 \text{ KN.m} \\
 M_4 &= -8,28 \text{ KN.m} & M_9 &= -0,35 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Calcul des moments en travées :

$$M_{(x)} = q \frac{x}{2} (L-x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \cdot \frac{x}{L_i}$$

Avec : $x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_i}$

Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	x (m)	M _{max} (KN.m)
0-1	2,00	5,99	-0,35	-3,67	0,72	1,21
1-2	3,20	5,99	-3,67	-6,43	1,46	2,68
2-3	4,10	5,99	-6,43	-11,39	1,85	3,8
3-4	4,80	5,99	-11,39	-8,28	2,51	7,45
4-5	3,15	5,99	-8,28	-8,28	1,58	-0,85
5-6	4,80	5,99	-8,28	-11,39	2,29	7,45
6-7	4,10	5,99	-11,39	-6,43	2,25	3,8
7-8	3,20	5,99	-6,43	-3,67	1,74	2,68
8-9	2,00	5,99	-3,67	-0,35	1,28	1,21

Tableau III.1.1 : Les moments en travées à l'ELU (1^{er} cas).

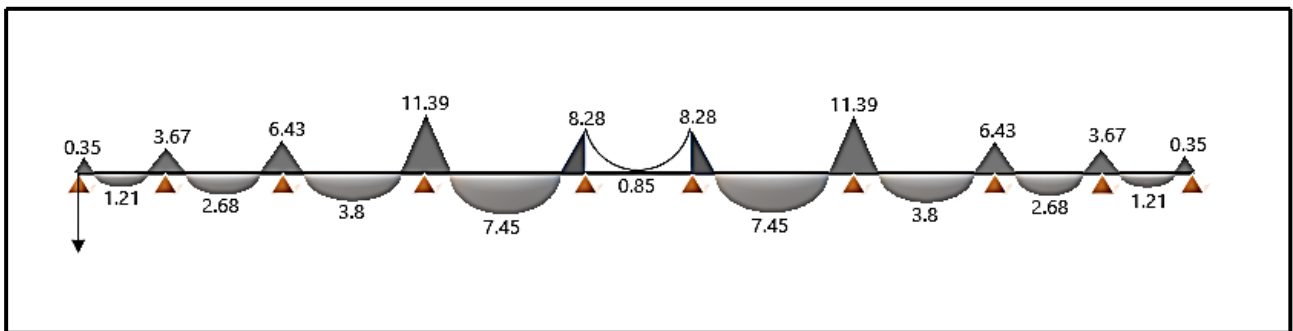


Figure III.1.6: Diagramme des moments à l'ELU (1^{er} cas).

Calcul des efforts tranchants :

$$\left. \begin{aligned}
 \text{Au niveau d'un appui « i » : } v(x) &= q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\
 \text{Au niveau d'un appui « i+1 » : } v(x) &= -q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{les moments seront pris} \\ \text{en valeur absolue.} \end{array}$$

Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
0-1	2,00	5,99	-0,35	-3,67	7,65	-4,33
1-2	3,20	5,99	-3,67	-6,43	10,45	-8,72
2-3	4,10	5,99	-6,43	-11,39	13,49	-11,07
3-4	4,80	5,99	-11,39	-8,28	13,73	-15,02
4-5	3,15	5,99	-8,28	-8,28	9,43	-9,43
5-6	4,80	5,99	-8,28	-11,39	15,02	-13,73
6-7	4,10	5,99	-11,39	-6,43	11,07	-13,49
7-8	3,20	5,99	-6,43	-3,67	8,72	-10,45
8-9	2,00	5,99	-3,67	-0,35	4,33	-7,65

Tableau III.1.2 : Les efforts tranchants à l'ELU (1^{er} cas).

❖ deuxième cas :

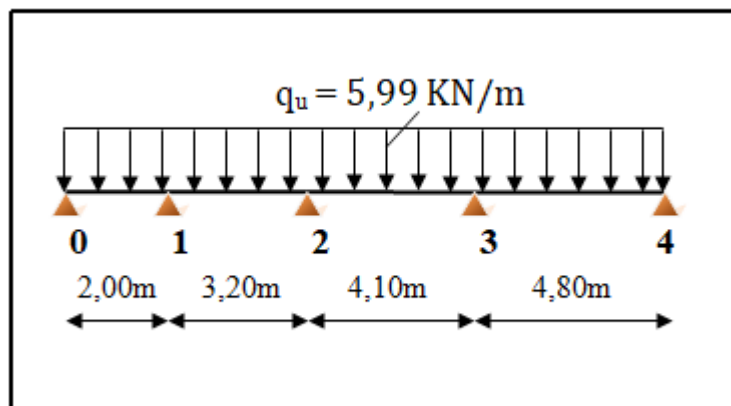


Figure III.1.7: schéma statique des poutrelles à l'ELU (2^{ème} cas).

Calcul des moments aux appuis:

Appuis 0:

$$0 + 2M_0 (0 + 2,00) + 2,00M_1 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{2,00^3}{4} \right)$$

$$4M_0 + 2M_1 = -11,98 \text{ KN.m.}$$

Appuis 1:

$$2,00M_0 + 2M_1 (2,00 + 3,20) + 3,20M_2 = -q_u \left(\frac{2,00^3}{4} + \frac{3,20^3}{4} \right)$$

$$2,00M_0 + 10,4M_1 + 3,20M_2 = -61,05 \text{ KN.m.}$$

Appuis 2:

$$3,20M_1 + 2M_2 (3,20 + 4,10) + 4,10M_3 = -q_u \left(\frac{3,20^3}{4} + \frac{4,10^3}{4} \right)$$

$$3,20M_1 + 14,6M_2 + 4,10M_3 = -152,28 \text{ KN.m.}$$

Appuis 3:

$$4,1M_2 + 2M_3 (4,10 + 4,80) + 4,80M_4 = -q_u \left(\frac{4,10^3}{4} + \frac{4,80^3}{4} \right)$$

$$4,1M_2 + 17,8M_3 + 4,8M_4 = -268,82 \text{ KN.m.}$$

Appuis 4:

$$4,80M_3 + 2M_4 (4,80 + 0) = -q_u \left(\frac{4,80^3}{4} + \frac{0}{4} \right)$$

$$4,800M_3 + 9,6M_4 = -165,61 \text{ KN.m.}$$

Après résolution du système on aura :

$$M_0 = -1,22 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6,78 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -10,24 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -12,14 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, les moments seront minorés en leur effectuant le coefficient (0,3) aux appuis de rives.

On aura donc :

$$M_0 = -0,37 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6,78 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -10,24 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3,64 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	x (m)	M_{\max} (KN.m)
0-1	2,00	5,99	-0,37	-3,55	0,73	1,25
1-2	3,20	5,99	-3,55	-6,78	1,43	2,59
2-3	4,10	5,99	-6,78	-10,24	1,91	4,14
3-4	4,80	5,99	-10,24	-3,64	2,63	10,47

Tableau III.1.3 : les moments en travées à l'ELU (2^{ème} cas).

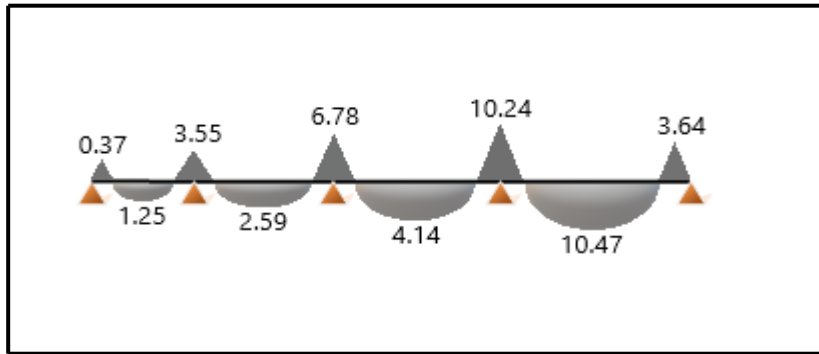


Figure III.1.8: Diagramme des moments à l'ELU (2^{ème} cas).

Calcul des efforts tranchant :

Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
0-1	2,00	5,99	-0,37	-3,55	7,58	-4,4
1-2	3,20	5,99	-3,55	-6,78	10,59	-8,57
2-3	4,10	5,99	-6,78	-10,24	13,12	-11,44
3-4	4,80	5,99	-10,24	-3,64	13,00	-15,75

Tableau III.1.4 : Les efforts tranchants à l'ELU (2^{ème} cas).

❖ **troisième cas :**

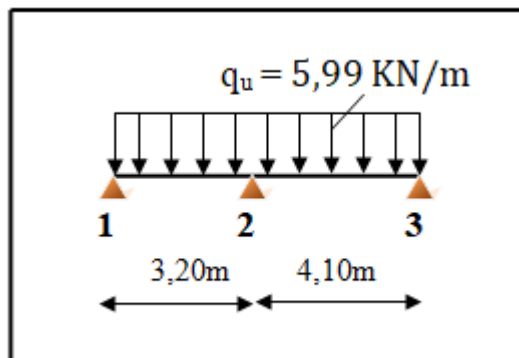


Figure III.1.9: schéma statique des poutrelles à l'ELU (3^{ème} cas).

Calcul des moments aux appuis:

Appuis 1:

$$0 + 2M_1(0 + 3,2) + 3,2M_2 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{3,20^3}{4} \right)$$

$$6,4M_1 + 3,20M_2 = -49,07 \text{ KN.m.}$$

Appuis 2:

$$3,20M_1 + 2M_2(3,20 + 4,10) + 4,10M_3 = -q_u \left(\frac{3,20^3}{4} + \frac{4,10^3}{4} \right)$$

$$3,20M_1 + 14,6M_2 + 4,10M_3 = -152,28 \text{ KN.m.}$$

Appuis 3:

$$4,1M_2 + 2M_3 (4,10 + 0) = -q_u \left(\frac{4,10^3}{4} + \frac{0}{4} \right)$$

$$4,1M_2 + 8,2M_3 = -103,21 \text{ KN.m.}$$

Après résolution du système on aura :

$$M_1 = -6,18 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6,45 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9,36 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, les moments seront minorés en leur effectuant le coefficient (0,3) aux appuis de rives.

On aura donc :

$$M_1 = -1,85 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6,45 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -2,81 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	x (m)	M_{\max} (KN.m)
1-2	3,20	5,99	-1,85	-6,45	1,36	3,69
2-3	4,10	5,99	-6,45	-2,81	2,20	8,02

Tableau III.1.5 : les moments en travées à l'ELU (3^{ème} cas).

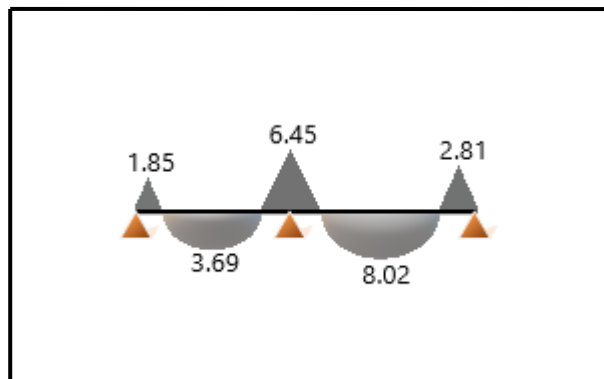


Figure III.1.10: Diagramme des moments à l'ELU (3^{ème} cas).

Calcul des efforts tranchants :

Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1-2	3,20	5,99	-1,85	-6,45	11,02	-8,15
2-3	4,10	5,99	-6,45	-2,81	11,39	-13,17

Tableau III.1.6 : Les efforts tranchants à l'ELU (3^{ème} cas).

III.1.5 Calcul des Armatures à l'ELU :

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té :

b = 65 cm.

b₀ = 12 cm.

h = 20 cm.

h₀ = 4 cm.

d = h - c = 20 - 2 = 18 cm.

➤ **Position de l'axe neutre :**

Les moments maximaux aux appuis et en travée :

M_t^{max} = 10,47 KN.m (deuxième cas)

M_a^{max} = 11,39 KN.m (premier cas)

Si :

M_t^{max} > M₀ ⇒ l'axe neutre est dans la nervure.

M_t^{max} < M₀ ⇒ l'axe neutre est dans la table de compression.

Avec :

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

M₀ = 59,072 KN.m > M_t^{max} = 10,47 KN.m ⇒ l'axe neutre est donc dans la table de compression. La section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de (b × h) = (65 × 20) cm²

➤ **Calcul des Armatures longitudinales :**

▪ **En travées :**

M_t^{max} = 10,47 KN.m

$$\mu_t = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,47 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0350$$

μ_t = 0,0350 < μ_{id} = 0,392 ⇒ section simplement armé.

μ_t = 0,036 ⇒ β = 0,9825

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,47 \times 10^3}{0,9825 \times 18 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 3HA10 $\Rightarrow A_{Adp} = 2,35 \text{ cm}^2$.

▪ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 11,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,39 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,206$$

$$\mu_a = 0,206 < \mu_{id} = 0,392 \quad \Rightarrow \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_a = 0,214 \quad \Rightarrow \beta = 0,883$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,39 \times 10^3}{0,883 \times 18 \times 348} = 2,06 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 2HA12 $\Rightarrow A_{Adp} = 2,26 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul des Armatures Transversales :**

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.7.2)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right) = \min (5,71 ; 10 ; 12)$$

$$\phi_t = 5,71 \text{ mm.}$$

On prend: $\phi = 8 \text{ mm}$; On adopte : $A_{Ap} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des Armatures (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.5.1.22) :**

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

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

III.1.6 Vérification à l'ELU:

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

➤ **Calcul de la section minimale :**

▪ **En travées :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{Ap} = 2,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ m}^2 < A_{Ap} = 2,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifiée 99/ Art 5.1.211).

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_{\max} = 15,75 \text{ KN (deuxième cas)}$$

• **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

• **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{15,75 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

□ ⇒ Pas de risque de cisaillement.

3. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.3).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

Avec : $\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

▪ **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,75 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,75 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,29 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.22) :

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \longrightarrow L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \longrightarrow L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$\phi = 10 \text{ mm} \longrightarrow L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 15 \text{ cm.}$$

5. Influence de l'effort tranchant :

▪ **Sur le béton:**

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

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129600 \text{ N} = 129,6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 15,75 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Sur les armatures :**

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

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(15,75 \times 10^3 + \frac{-11,39 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = 156,856 \text{ mm}^2 = -1,568 \text{ cm}^2$$

$$A_a = -1,568 < 0$$

Aucune vérification à effectuer.

III.1.7 Calcul à l'ELS :

On doit étudier trois cas :

❖ **Premier cas :**

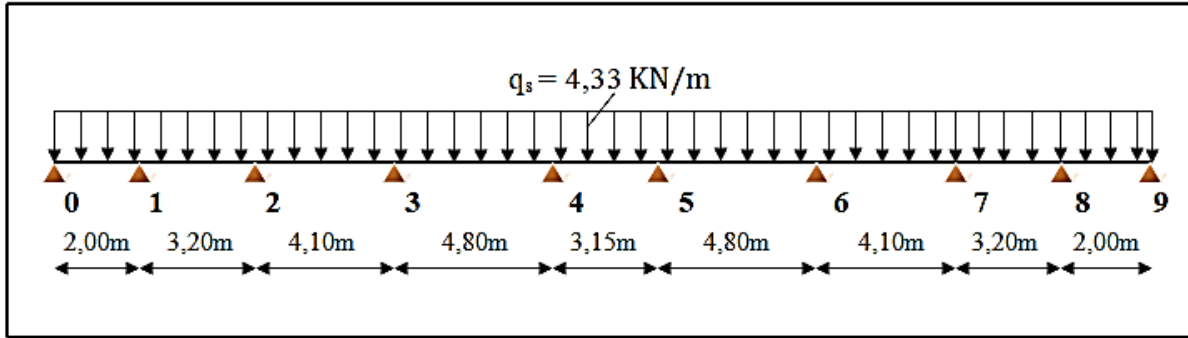


Figure III.1.11: schéma statique des poutrelles à l'ELS (1^{er} cas).

Calcul des moments aux appuis:

Appuis 0:

$$0 + 2M_0 (0 + 2,00) + 2,00M_1 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{2,00^3}{4} \right)$$

$$4M_0 + 2M_1 = -8,66 \text{ KN.m.}$$

Appuis 1:

$$2,00M_0 + 2M_1 (2,00 + 3,20) + 3,20M_2 = -q_u \left(\frac{2,00^3}{4} + \frac{3,20^3}{4} \right)$$

$$2,00M_0 + 10,4M_1 + 3,20M_2 = -44,13 \text{ KN.m.}$$

Appuis 2:

$$3,20M_1 + 2M_2 (3,20 + 4,10) + 4,10M_3 = -q_u \left(\frac{3,20^3}{4} + \frac{4,10^3}{4} \right)$$

$$3,20M_1 + 14,6M_2 + 4,10M_3 = -110,08 \text{ KN.m.}$$

Appuis 3:

$$4,1M_2 + 2M_3 (4,10 + 4,80) + 4,80M_4 = -q_u \left(\frac{4,10^3}{4} + \frac{4,80^3}{4} \right)$$

$$4,1M_2 + 17,8M_3 + 4,8M_4 = -194,32 \text{ KN.m.}$$

Appuis 4:

$$4,80M_3 + 2M_4 (4,80 + 3,15) + 3,15M_5 = -q_u \left(\frac{4,80^3}{4} + \frac{3,15^3}{4} \right)$$

$$4,80M_3 + 15,9M_4 + 3,15M_5 = -153,55 \text{ KN.m.}$$

Appuis 5:

$$3,15M_4 + 2M_5 (3,15 + 4,80) + 4,8M_6 = -q_u \left(\frac{3,15^3}{4} + \frac{4,8^3}{4} \right)$$

$$3,15M_4 + 15,9M_5 + 4,8M_6 = -153,55 \text{ KN.m.}$$

Appuis 6:

$$4,80M_5 + 2M_6 (4,80 + 4,10) + 4,10M_7 = -q_u \left(\frac{4,80^3}{4} + \frac{4,10^3}{4} \right)$$

$$4,80M_5 + 17,8M_6 + 4,10M_7 = -194,32 \text{ KN.m.}$$

Appuis 8:

$$4,10M_6 + 2M_7(4,10 + 3,20) + 3,20M_8 = -q_u \left(\frac{4,10^3}{4} + \frac{3,20^3}{4} \right)$$

$$4,10M_6 + 14,6M_7 + 3,20M_8 = -110,08 \text{ KN.m.}$$

Appuis 8:

$$3,20M_7 + 2M_8(3,20 + 2,00) + 2,00M_9 = -q_u \left(\frac{3,20^3}{4} + \frac{2,00^3}{4} \right)$$

$$3,20M_7 + 10,4M_8 + 2,00M_9 = -44,13 \text{ KN.m.}$$

Appuis 9:

$$2,00M_8 + 2M_9(2,00 + 0) + 0 = -q_u \left(\frac{2,00^3}{4} + \frac{0}{4} \right)$$

$$2,00M_8 + 4M_9 = -8,66 \text{ KN.m.}$$

Après résolution du système on aura :

$$M_0 = -0,84 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,65 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -8,23 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -8,23 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -2,65 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -0,84 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, les moments seront minorés en leur effectuant le coefficient (0,3) aux appuis de rives.

On aura donc :

$$M_0 = -0,25 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,65 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -8,23 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -8,23 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -2,65 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5,99 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -0,25 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée	L (m)	q_u (KN.ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	x (m)	M_{max} (KN.m)
0-1	2,00	4,33	-0,25	-2,65	0,72	0,88
1-2	3,20	4,33	-2,65	-4,65	1,46	1,94
2-3	4,10	4,33	-4,65	-8,23	1,85	2,75
3-4	4,80	4,33	-8,23	-5,99	2,51	5,39
4-5	3,15	4,33	-5,99	-5,99	1,58	-0,62
5-6	4,80	4,33	-5,99	-8,23	2,29	5,39
6-7	4,10	4,33	-8,23	-4,65	2,25	2,75
7-8	3,20	4,33	-4,65	-2,65	1,74	1,94
8-9	2,00	4,33	-2,65	-0,25	1,28	0,88

Tableau III.1.7 : les moments en travées à l'ELS (1^{er} cas).

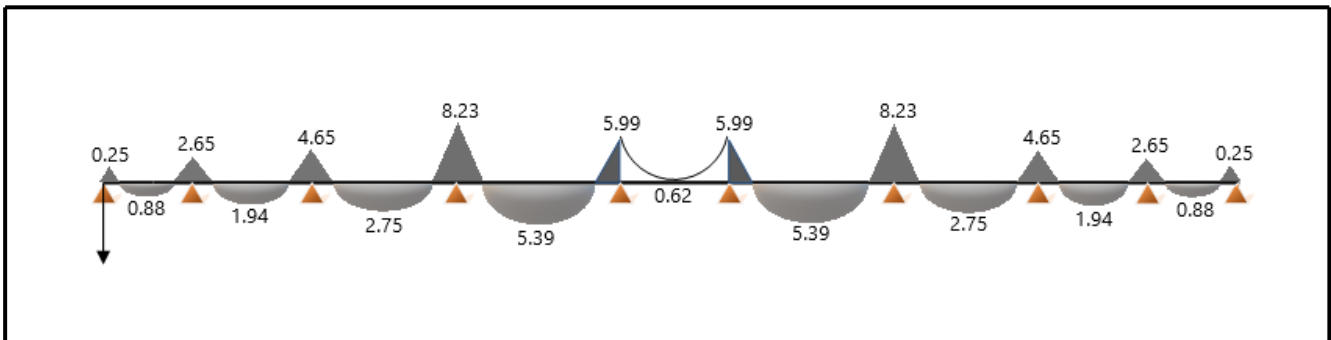


Figure III..1.12: Diagramme des moments à l'ELS (1^{er} cas).

Calcul des efforts tranchants :

Travée	L (m)	q_u (KN.ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
0-1	2,00	4,33	-0,25	-2,65	5,53	-3,13
1-2	3,20	4,33	-2,65	-4,65	7,55	-6,30
2-3	4,10	4,33	-4,65	-8,23	9,75	-8,00
3-4	4,80	4,33	-8,23	-5,99	9,93	-10,86
4-5	3,15	4,33	-5,99	-5,99	6,84	-6,84
5-6	4,80	4,33	-5,99	-8,23	10,86	-9,93
6-7	4,10	4,33	-8,23	-4,65	8,00	-9,75
7-8	3,20	4,33	-4,65	-2,65	6,30	-7,55
8-9	2,00	4,33	-2,65	-0,25	3,13	-5,53

Tableau III.1.8 : Les efforts tranchants à l'ELS (1^{er} cas).

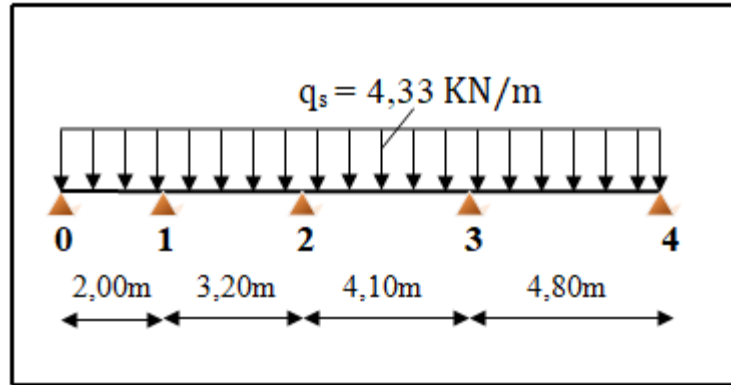
❖ deuxième cas :

Figure III.1.13: schéma statique des poutrelles à l'ELS (2^{ème} cas).

Calcul des moments aux appuis:

Appuis 0:

$$0 + 2M_0(0 + 2,00) + 2,00M_1 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{2,00^3}{4} \right)$$

$$4M_0 + 2M_1 = -8,66 \text{ KN.m.}$$

Appuis 1:

$$2,00M_0 + 2M_1(2,00 + 3,20) + 3,20M_2 = -q_u \left(\frac{2,00^3}{4} + \frac{3,20^3}{4} \right)$$

$$2,00M_0 + 10,4M_1 + 3,20M_2 = -44,13 \text{ KN.m.}$$

Appuis 2:

$$3,20M_1 + 2M_2(3,20 + 4,10) + 4,10M_3 = -q_u \left(\frac{3,20^3}{4} + \frac{4,10^3}{4} \right)$$

$$3,20M_1 + 14,6M_2 + 4,10M_3 = -110,08 \text{ KN.m.}$$

Appuis 3:

$$4,1M_2 + 2M_3(4,10 + 4,80) + 4,80M_4 = -q_u \left(\frac{4,10^3}{4} + \frac{4,80^3}{4} \right)$$

$$4,1M_2 + 17,8M_3 + 4,8M_4 = -194,32 \text{ KN.m.}$$

Appuis 4:

$$4,80M_3 + 2M_4(4,80 + 0) = -q_u \left(\frac{4,80^3}{4} + \frac{0}{4} \right)$$

$$4,800M_3 + 9,6M_4 = -119,72 \text{ KN.m.}$$

Après résolution du système on aura :

$$M_0 = -0,88 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,57 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,89 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7,43 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -8,76 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, les moments seront minorés en leur effectuant le coefficient (0,3) aux appuis de rives.

On aura donc :

$$M_0 = -0,26 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,57 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,89 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7,43 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -2,65 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

Travée	L (m)	q_u (KN.ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	x (m)	M_{\max} (KN.m)
0-1	2,00	4,33	-0,26	-2,57	0,73	0,90
1-2	3,20	4,33	-2,57	-4,89	1,43	1,87
2-3	4,10	4,33	-4,89	-7,43	1,91	2,98
3-4	4,80	4,33	-7,43	-2,65	2,63	7,54

Tableau III.1.9 : les moments en travées à l'ELS (2^{ème} cas).

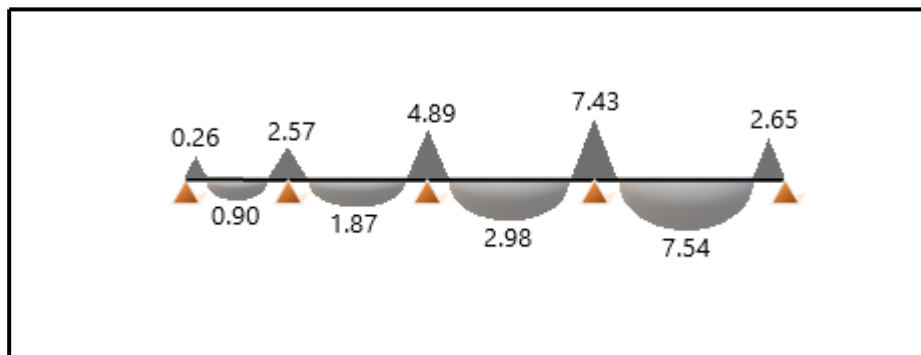
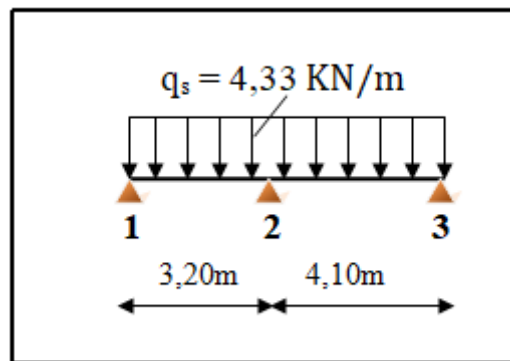


Figure III.1.14: Diagramme des moments à l'ELS (2^{ème} cas).

Calcul des efforts tranchant :

Travée	L (m)	q_u (KN.ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
0-1	2,00	4,33	-0,26	-2,57	5,49	-3,18
1-2	3,20	4,33	-2,57	-4,89	7,65	-6,20
2-3	4,10	4,33	-4,89	-7,43	9,50	-8,26
3-4	4,80	4,33	-7,43	-2,65	17,19	-19,18

Tableau III.10 : Les efforts tranchants à l'ELS (2^{ème} cas).**❖ Troisième cas:****Figure III.1.15: schéma statique des poutrelles à l'ELS (3^{ème} cas).****Calcul des moments aux appuis:****Appuis 1:**

$$0 + 2M_1(0 + 3,20) + 3,20M_2 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{3,20^3}{4} \right)$$

$$6,4M_1 + 3,20M_2 = -35,47 \text{ KN.m.}$$

Appuis 2:

$$3,20M_1 + 2M_2(3,20 + 4,10) + 4,10M_3 = -q_u \left(\frac{3,20^3}{4} + \frac{4,10^3}{4} \right)$$

$$3,20M_1 + 14,6M_2 + 4,10M_3 = -110,08 \text{ KN.m.}$$

Appuis 3:

$$4,1M_2 + 2M_3(4,10 + 0) = -q_u \left(\frac{4,10^3}{4} + \frac{0}{4} \right)$$

$$4,1M_2 + 8,2M_3 = -74,61 \text{ KN.m.}$$

Après résolution du système on aura :

$$M_1 = -3,03 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,02 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6,59 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, les moments seront minorés en leur effectuant le coefficient (0,3) aux appuis de rives.

On aura donc :

$$M_1 = -0,91 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,89 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -1,98 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée	L (m)	q _u (KN.ml)	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	x (m)	M _{max} (KN.m)
1-2	3,20	4,33	-0,91	-4,89	1,31	2,82
2-3	4,10	4,33	-4,89	-1,98	2,21	5,72

Tableau III.1.11 : les moments en travées à l'ELS (3^{ème} cas).

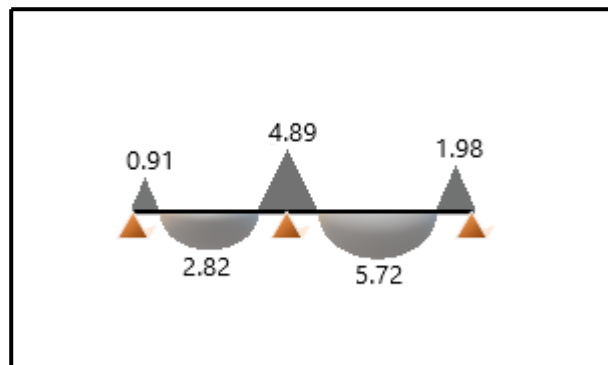


Figure III.1.16: Diagramme des moments à l'ELS (3^{ème} cas).

Calcul des efforts tranchants :

Travée	L (m)	q _u (KN.ml)	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1-2	3,20	4,33	-0,91	-4,89	8,17	-5,68
2-3	4,10	4,33	-4,89	-1,98	8,17	-9,59

Tableau III.1.12 : Les efforts tranchants à l'ELS (3^{ème} cas).

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier.

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton.

• Aux appuis :

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M^a_{\max}}{A_{Adp} \times \beta_1 \times d}$$

Avec : $A_{Adp} = 2,26 \text{ cm}^2$; $M^a_{\max} = 8,23 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$.

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Adp}}{b.d} = \frac{100 \times 2,26}{100 \times 18} = 0,126$$

Par interpolation, à l'ELS :

$$K_1 = 70,05$$

$$\beta_1 = 0,9412$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{Adp} \times \beta_1 \times d} = \frac{8,23 \times 10^6}{2,26 \times 10^2 \times 0,9412 \times 180} = 214,95 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 214,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{70,05} = 0,0143$$

$$\sigma_{bc} = 0,0143 \times 214,95 = 1,230 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,230 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• En travée:

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M^t_{\max}}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

Avec: $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$; $M^t_{\max} = 7,54 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$.

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 18} = 0,131$$

À partir des tableaux, à l'ELS :

Par interpolation on trouve:

$$K_1 = 68,614$$

$$\beta_1 = 0,9402$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,54 \times 10^6}{2,35 \times 10^2 \times 0,9402 \times 180} = 189,59 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 189,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{68,614} = 0,0146$$

$$\sigma_{bc} = 0,0146 \times 189,59 = 2,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration étant peu nuisible (non préjudiciable) donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (BAEL 91 modifiée 99/ Art B.6.8.424) :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{\text{tr}}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{\text{tr}}}{15M_0} \end{array} \right.$$

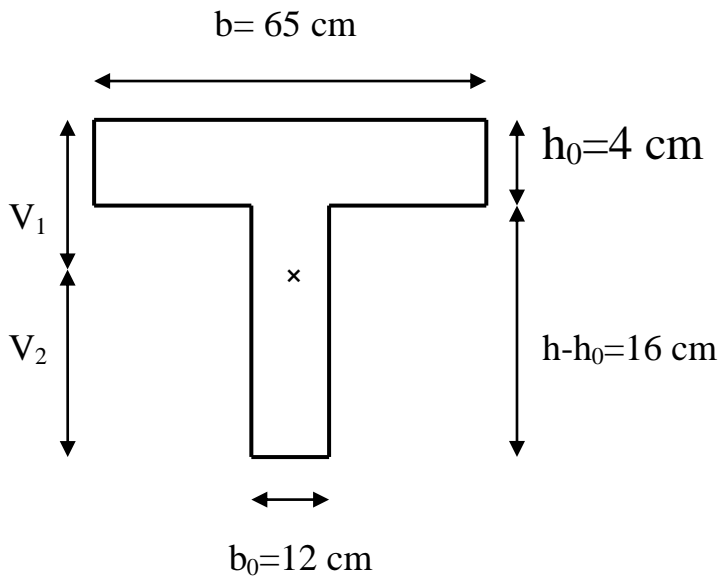
$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{20}{450} = 0,0444 \\ \frac{1}{22,5} &= 0,0444 \end{aligned} \right\} \longrightarrow \frac{h}{l} = \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_{\text{tr}}}{b_0 \cdot d} &= \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109 \\ \frac{3,6}{f_e} &= \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{aligned} \right\} \longrightarrow \frac{A_{\text{tr}}}{b_0 \cdot d} > \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition non}$$

vérifiée.

Vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_f}$$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

Moment statique :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,9^2 - 2)^2 = 20003,24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$D'où: \lambda_v = \frac{0,02 f_{28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,50$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{28}}{4 \rho \cdot \sigma + f_{28}} ; 0 \right) = \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 113,805 + 2,1} ; 0 \right) = 0,48$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 1,5 \times 0,48} = 12792,77 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{5,29 \times 4,6^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 12792,77} = 0,81 < 0,92 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : 3HA10
- Aux appuis : 2HA12

❖ Armatures transversales :

✓ Etrier : HA8

❖ Treillis soudé : T_s Ø5 – 200 × 200.

III.2 Salle machine

III.2.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès aux personnes, se déplaçant le long de guide verticaux.

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6,3 KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 10 tonnes. La cage d'ascenseur est composée d'une dalle pleine de dimensions $(2,10 \times 2,10) \text{ m}^2$. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 90kN.

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant les deux portées.

III.2.2 Caractéristiques de la salle machine :

Surface de la salle machine est de : $2,10 \times 2,10 = 4,41 \text{ m}^2$

La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : 9t ($P=90\text{KN}$).

III.2.3 Pré dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_t = \frac{l_x}{30}$$

$$h_t = \frac{210}{30} = 7 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$;

On adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.4 Détermination des sollicitations :

a. les charges :

G_1	Poids de système de levage	90 KN
G_2	Poids propre de la dalle et les revêtements	$25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
Q	Charge d'exploitation	1 KN/ml

Tableau III.2.1: Les charges.

b. combinaison des charges :

ELU	ELS
$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G_2 + Q$
$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/m}$	$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}$

Tableau III.2.2: Combinaison des charges.

c. Mode de fonctionnement des panneaux :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \longrightarrow \text{L'annexe E. 3 du BAEL91}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L_y : \text{la grande portée de la cabine} \\ L_x : \text{la petite portée de la cabine} \\ L_x = L_y \text{ et } : 0,4 \leq \rho \leq 1 \end{array} \right.$

$$\rho = \frac{210}{210} = 1 \longrightarrow 0,4 \leq 1 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

La dalle travaille dans les deux sens. Le panneau rectangulaire isolé porte dans les deux sens pour l'étude de cette dalle. On considère dans une première phase la dalle simplement appuyée sur les quatre cotés.

• hypothèse :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, sont pour expressions :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = U_x \times q_u \times L_x^2$

- Dans sens de la grande portée : $M_y = U_y \times M_x$

Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

- $M_x = p (M_1 + \nu M_2)$

- $M_y = p (\nu M_1 + M_2)$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD

p : la charge totale appliqué sur le rectangle.

ν : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont : $\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

III.2.5 Calcul des moments :

a. Calcul des moments engendrés par le système de levage :

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisée.

Rectangle d'impacte		
$U = a + 2\xi e_0 + h_t$ $V = b + 2\xi e_0 + h_t$	$\xi = 1$ pour le revêtement en béton. $\xi = 0,75$ pour le revêtement moins résistant. Dans notre cas on prend : $\xi = 1$ $e_0 = 5$ cm épaisseur de revêtement. $h_t = 15$ cm épaisseur de la dalle. $a = b = 80$ cm cotes du rectangle sur lequel agit la charge P.	$U = 80 + 2(1)(5) + 15$ $U = 105$ cm. $V = 80 + 2(1)(5) + 15$ $V = 105$ cm.

Tableau III.2.3: Rectangle d'impacte.

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\rho = 1 \quad ; \quad \frac{U}{L_x} = \frac{105}{210} = 0,5 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{210} = 0,5$$

A partir des abaques de PIGEAUD nous aurons :

$$M_1 = 0,105$$

$$M_2 = 0,071$$

$$P = 90 \text{ KN}$$

Les moments fléchissant	A l'ELU ($\nu = 0$)	A l'ELS ($\nu = 0,2$)
$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$	$M_{xu} = 1,35 P M_1$ $M_{xu} = 1,35 \times 90 \times 0,105$ $M_{xu} = 12,76 \text{ KN.m}$	$M_{xs} = P (M_1 + \nu M_2)$ $M_{xs} = 90 [0,105 + (0,2 \times 0,071)]$ $M_{xs} = 10,73 \text{ KN.m}$
$M_y = P (\nu M_1 + M_2)$	$M_{yu} = 1,35 P M_2$ $M_{yu} = 1,35 \times 90 \times 0,071$ $M_{yu} = 8,63 \text{ KN.m}$	$M_{ys} = P (\nu M_1 + M_2)$ $M_{ys} = 90 [(0,2 \times 0,105) + 0,071]$ $M_{ys} = 8,28 \text{ KN.m}$

Tableau III.2.4: Calcul des moments fléchissant M_x et M_y

b. Calcul du moment du au poids propre de la dalle

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

Sens L_x : $M_{x0} = U_x \times q_u \times L_x^2$

Sens L_y : $M_{y0} = U_y \times M_x$ OÙ : U_x et U_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport (ρ ; ν).

	A l'ELU ($\nu = 0$)	A l'ELS ($\nu = 0,2$)
U_x	0,0368	0,0442
U_y	1,000	1,000
$M_{x0} = U_x \times q_u \times L_x^2$	$M_{xu} = 0,0368 \times 6,56 \times 2,10^2$ $M_{xu} = 1,06 \text{ KN.m}$	$M_{xs} = 0,0442 \times 4,75 \times 2,10^2$ $M_{xs} = 0,93 \text{ KN.m}$
$M_{y0} = U_y \times M_x$	$M_{yu} = 1 \times 1,06$ $M_{yu} = 1,06 \text{ KN.m}$	$M_{ys} = 1 \times 0,93$ $M_{ys} = 0,93 \text{ KN.m}$

Tableau III.2.5: Calcul des moments du au poids propre de la dalle.

c. Superposition des moments :

A l'ELU	A l'ELS
$M_x^u = M_{xu} + M_{xu}'$ $M_x^u = 12,76 + 1,06$ $M_x^u = 13,82 \text{ KN.m}$	$M_x^s = M_{xs} + M_{xs}'$ $M_x^s = 10,73 + 0,93$ $M_x^s = 11,66 \text{ KN.m}$
$M_y^u = M_{yu} + M_{yu}'$ $M_y^u = 8,63 + 1,06$ $M_y^u = 9,69 \text{ KN.m}$	$M_y^s = M_{ys} + M_{ys}'$ $M_y^s = 8,28 + 0,93$ $M_y^s = 9,21 \text{ KN.m}$

Tableau III.2.6: Superposition des moments.

III.2.6 Ferrailage:

Afin de tenir compte du semi encastrement du panneau au niveau de son porteur, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée ; et (0.3) aux appuis

	A l'ELU	A l'ELS
En travée $M^t = 0,85M$	$M_x^t = 0,85 \times 13,82$ $M_x^t = 11,75 \text{ KN.m}$	$M_x^t = 0,85 \times 11,66$ $M_x^t = 9,91 \text{ KN.m}$
	$M_y^t = 0,85 \times 9,69$ $M_y^t = 8,24 \text{ KN.m}$	$M_y^t = 0,85 \times 9,21$ $M_y^t = 7,83 \text{ KN.m}$
Aux appuis $M^a = 0,3M$	$M_x^a = 0,3 \times 13,82$ $M_x^a = 4,15 \text{ KN.m}$	$M_x^a = 0,3 \times 11,66$ $M_x^a = 3,5 \text{ KN.m}$
	$M_y^a = 0,3 \times 9,69$ $M_y^a = 2,91 \text{ KN.m}$	$M_y^a = 0,3 \times 9,21$ $M_y^a = 2,76 \text{ KN.m}$

Tableau III.2.7: Les moments en travées et aux appuis.

Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m.

h	La hauteur	15 cm
b	La largeur	100 cm
c = c'	L'enrobage	2 cm
d	h - c	13 cm

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa et } \mu_l = 0,392$$

Armature fictive :

$$A_f = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} ; \text{ avec : } \delta_{st} = \frac{f_u}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa et } \beta \text{ (dans l'abaque)}$$

	Aux appuis		En travée	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
Les moments (KN.m)	4,15	2,91	11,75	8,24
Moment réduit	0,017	0,012	0,048	0,034
Vérification $\mu < \mu_1$	0,017 < 0,392 → C.V	0,012 < 0,392 → C.V	0,048 < 0,392 → C.V	0,034 < 0,392 → C.V
La section est simplement armée				
Valeur de β	0,9915	0,994	0,975	0,983
Armature fictives (cm ²)	0,93	0,65	2,66	1,85
A adoptée (cm ²)	4HA10 → 3,14 cm ²			
Espacement des barres longitudinales S _t (cm)	25			

Tableau III.2.8: calcul des armatures à l'ELU.

Conclusion : Les armatures obtenues à l'ELU sont largement suffisantes.

III.2.7 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 modifier 99/A.4.2.1)**

Condition de non fragilité	
Condition de non fragilité donne une section minimale des armatures tendues, sont déterminer a partir d'un pourcentage de référence $W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.	
A (cm ²)	3,14
A _{min} (cm ²)	$A_{min} = \rho_0 \times b \times \frac{h}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$ <p>Avec : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{210}{210} = 1$</p> <p>$\rho_0$: taux d'armatures dans chaque direction, $\rho_0 = 0.8\%$</p> $A_{min} = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} (3 - 1) = 1,2$
Vérification $A \geq A_{min}$	3,14 > 1,2 → C.V

Tableau III.2.9: Vérification au non fragilité.

- Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2.1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément

$\phi_{\max} = \frac{h}{10}$ (mm)	$\phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15$
$\phi_{\text{adopté}}$ (mm)	$\phi_{\text{adopté}} = 10$
Vérification	$\phi_{\text{adopté}} = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm} \rightarrow \text{C.V}$

Tableau III.2.10: Diamètre maximal des barres.

- Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2, 4,2)

	Sens X-X	Sens Y-Y
S_t	25 cm	25 cm
$S_{t \min}$	$S_{t \min} < \min (2h ; 25\text{cm})$ $S_{t \min} < \min (30 ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$	$S_{t \min} < \min (3h ; 33\text{cm})$ $S_{t \min} < \min (45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
$S_t \leq S_{t \min}$	$25 \leq 25 \rightarrow \text{C.V}$	$25 < 33 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau III.2.11: Espacement des barres.

- Vérification de non poinçonnement (CBA 93(Art a .5.2.4.2)

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement qui est déterminé par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable de la présence d'un ferrailage horizontale

Q_u (KN)	Charge de calcul à l'état limite ultime $Q_u = 1,35P = 1,35 \times 90$ $Q_u = 121,5 \text{ KN}$
$0,045U_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	$U_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 4,20 \text{ m}$ $0,045 \times 4,2 \times 0,15 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$
Vérification	$Q_u \leq 0,045U_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $121,5 < 472,5 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau III.2.12: Vérification de non poinçonnement.

Conclusion : On considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire (la charge localisée est éloignée des bords de la dalle)

- Contrainte tangentielle :

Au niveau de U : $T_{\max} = V_u = \frac{q_u}{2(U+V)} = \frac{121,5}{2(105+105)} = 28,93 \text{ KN}$

Au niveau de V : $T_{\max} = V_u = \frac{q_u}{2U} = \frac{121,5}{2 \times 105} = 38,57 \text{ KN}$

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d}$	$T_u^{\max} = 38,57$ $b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$	$\tau_u = \frac{38,57 \times 10}{100 \times 10 \times 13 \times 10}$ $\tau_u = 0,287 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma b}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{25}{1,5}$ $\bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$
Vérification :	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0,287 < 1,167 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau III.2.13: Vérification de la contrainte tangentielle.

III.2.8 Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34) :**

La dalle de la salle machine 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.

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ref}}}$

	Aux appuis		En travée	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
Les moments (KN.m)	3,5	2,76	9,91	7,83
Moment réduit μ	0,014	0,011	0,041	0,032
α (d'après l'abaque)	0,0176	0,01385	0,0523	0,0406
$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ref}}}$	1,185	1,054	1,185	1,052
$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0,3425	0,277	0,3425	0,276
Vérification : $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$0,0176 < 0,3425$ $\rightarrow \text{C.V}$	$0,01385 < 0,277$ $\rightarrow \text{C.V}$	$0,0523 < 0,3425$ $\rightarrow \text{C.V}$	$0,0406 < 0,276$ $\rightarrow \text{C.V}$

Tableau III.2.14: Vérification des contraintes dans le béton.

• **Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)**

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$	$h = 0,15\text{m} ; L_x = 2,10\text{m}$ M_{tx} : moment en travée dans le sens (xx). $M_{tx} = 11,75 \text{ KN.m}$ M_x : moment en travée isostatique dans le sens (xx). $M_x = 13,82 \text{ KN.m}$
	$\frac{h}{L_x} = \frac{0,15}{2,10} = 0,071$ $\frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = \frac{11,75}{20 \times 13,82} = 0,043$
	$0,071 > 0,043 \rightarrow \text{C.V}$
$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$	$F_e = 400 \text{ MPa} ;$ A_x : section des armatures. $A_x = 3,14 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm} ; d = 13\text{cm}$
	$\frac{2}{400} = 0,005$ $\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024$
	$0,0024 < 0,005 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau III.2.15: Etat limite de déformation.

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

- Sens x-x :

En travée : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement de 25 cm.

- Sens y-y :

En travée : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement de 25 cm.

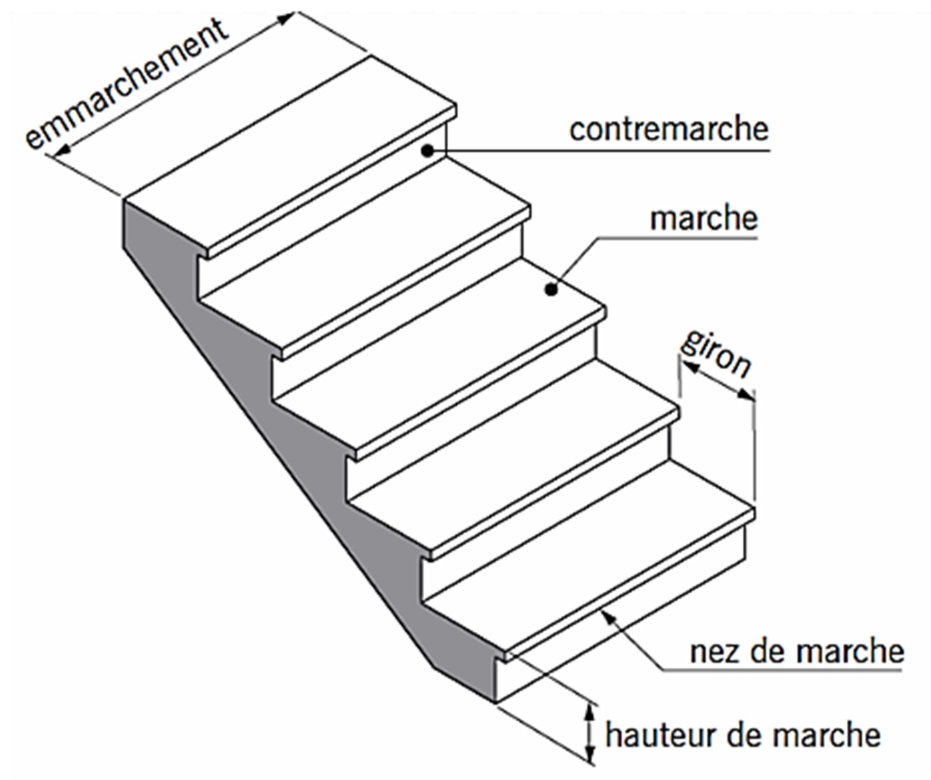
Aux appuis : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement de 25 cm.

III.3. Les escaliers

III.3.1 Introduction :

Un escalier est une structure composée d'une série de marches horizontales (marches et paliers) qui permettent de se déplacer à pied d'un niveau à un autre à l'intérieur d'un bâtiment. Les dimensions de l'escalier sont réglementées par des normes, des DTU (Documents Techniques Unifiés) et des décrets, en fonction du nombre d'utilisateurs prévus et du type de bâtiment dans lequel l'escalier est installé.

III.3.2 La structure générale d'un escalier:



- **Marche** : Partie horizontale de l'escalier sur laquelle on pose le pied.
- **Contremarche** : Partie verticale située entre deux marches successives.
- **Nez de marche** : Intersection entre la marche et la contremarche.
- **Hauteur de la marche (h)** : Différence de niveau entre deux marches consécutives.
- **Giron** : Distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, c'est-à-dire la distance qui sépare deux contremarches. Il y a une valeur minimale constante de 28 cm.

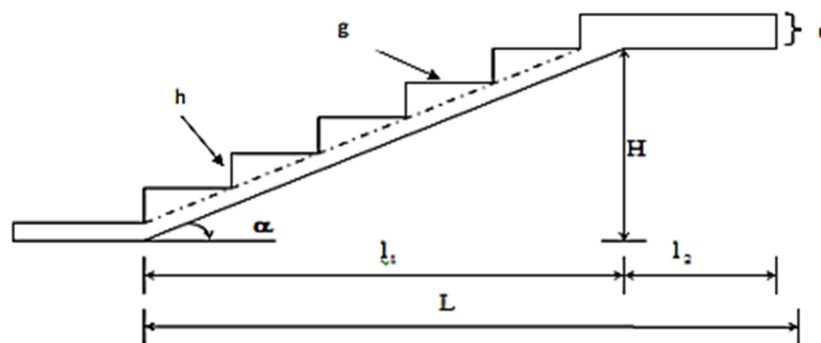
Relation de Blondel : Relation permettant de déterminer les dimensions optimales d'un escalier pour un confort de montée sans fatigue. Selon cette relation, la somme de deux fois la hauteur de la marche ($2h$) et du giron doit être comprise entre 59 cm et 64.

Volée : Ensemble des marches situées entre deux paliers consécutifs.

Palier : Plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

Les lettres utilisées dans les calculs représentent les dimensions spécifiques de l'escalier :

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contremarche.
- e : Épaisseur de la dalle de l'escalier et du palier.
- l : Portée de la dalle de l'escalier.
- l_2 : Largeur du palier.
- l_1 : Longueur projetée de la dalle de l'escalier.



Ces termes et dimensions sont utilisés conformément aux normes et réglementations applicables pour calculer et concevoir les éléments d'un escalier

III.3.3 Pré-dimensionnement :

La formule de Blondel est utilisée pour pré-dimensionner les escaliers en termes de hauteur de marche (h) et de giron (g). Elle est basée sur une relation empirique qui tente de garantir le confort et la sécurité lors de l'utilisation des escaliers.

La formule de Blondel est la suivante :

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

a. Calcul de n, h et g :

- **La hauteur de la marche h :**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}; \text{ on prend : } h = 17 \text{ cm.}$$

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

n : nombre des contre marches.

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

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

$$g = \frac{l_m}{n} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

b. Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition est vérifié.}$$

c. Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier, notée "ep", est conditionné par les valeurs de L_1 , L_2 et L_0 selon les limites suivantes :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L_0 = L_1 + L_2$.

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

$$Tg\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{270} = 0.566 \quad \alpha = 29.53^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{270}{\cos 29,53} = 310.30 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 310.30 + 125 = 435.3 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse est : $\frac{435.3}{30} \leq ep \leq \frac{435.3}{20}$

$14.51 \leq ep \leq 21.765$ on prend : **ep = 18 cm**

Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier

III.3.4 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

1. Les charges permanentes :

Tableau.III.3.1 charges permanents de la volée :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Poids propre du garde corps	/	/	0.2
Marche	$ep \times \gamma_b / \cos\alpha = 0.18 \times 25 / \cos 29.53$		5.17
Paillasse	$h \times \gamma_b / 2 = 0.17 \times 25 / 2$		2.12
TOT			9.09

Tableau.III.3. 2 charges permanentes du palier :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.18	25	4.5
TOT			6.1

2. Les charges d'exploitations :

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

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

a. Combinaisons de charge :

A l'état limite ultime ELU : 1.35G + 1.5Q

$$\text{Palier : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 2.5 = 11.985 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.09 + 1.5 \times 2.5 = 16.021 \text{ KN/ml}$$

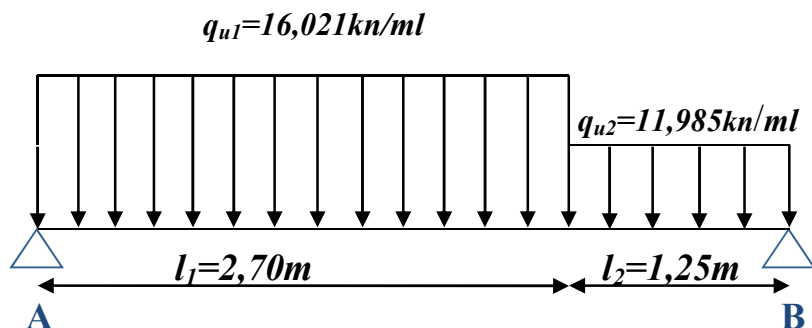
A l'état limite de service ELS : G + Q

$$\text{Palier : } s = G + Q = 6.1 + 2.5 = 8.6 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s = G + Q = 9.09 + 2.5 = 11.59 \text{ N/ml}$$

b. Les réactions d'appuis et les efforts internes :

1. A l'état limite ultime (ELU) :



1.1 Les réactions d'appuis :

$$\square \Sigma F_y = 0 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times L_1 + q_{u2} \times L_2$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 16,021 \times 2,7 + 11,985 \times 1,25$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 58,237 \text{ KN.}$$

$$\square \Sigma M_A = 0$$

$$\rightarrow R_B = \frac{q_{u1} \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} + q_{u2} \cdot L_2 \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right)}{L_1 + L_2}$$

$$\rightarrow R_B = \frac{16,021 \times 2,7 \times \frac{2,7}{2} + 11,985 \times 1,25 \left(2,7 + \frac{1,25}{2}\right)}{2,7 + 1,25}$$

$$\rightarrow R_B = 27,394 \text{ KN.}$$

$$\blacksquare \Sigma M_B = 0$$

$$\rightarrow R_A = \frac{qu_1 \cdot L_1 \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) + qu_2 \cdot L_2 \cdot \frac{L_2}{2}}{L_1 + L_2}$$

$$\rightarrow R_A = \frac{[16,021 \times 2,7 \left(\frac{2,7}{2} + 1,25\right) + 11,985 \times 1,25 \times \frac{1,25}{2}]}{2,7 + 1,25}$$

$$\rightarrow R_A = 30,843 \text{ KN.}$$

Vérification : $R_A + R_B = 30,843 + 27,394 = 58,237$ Vérifié.

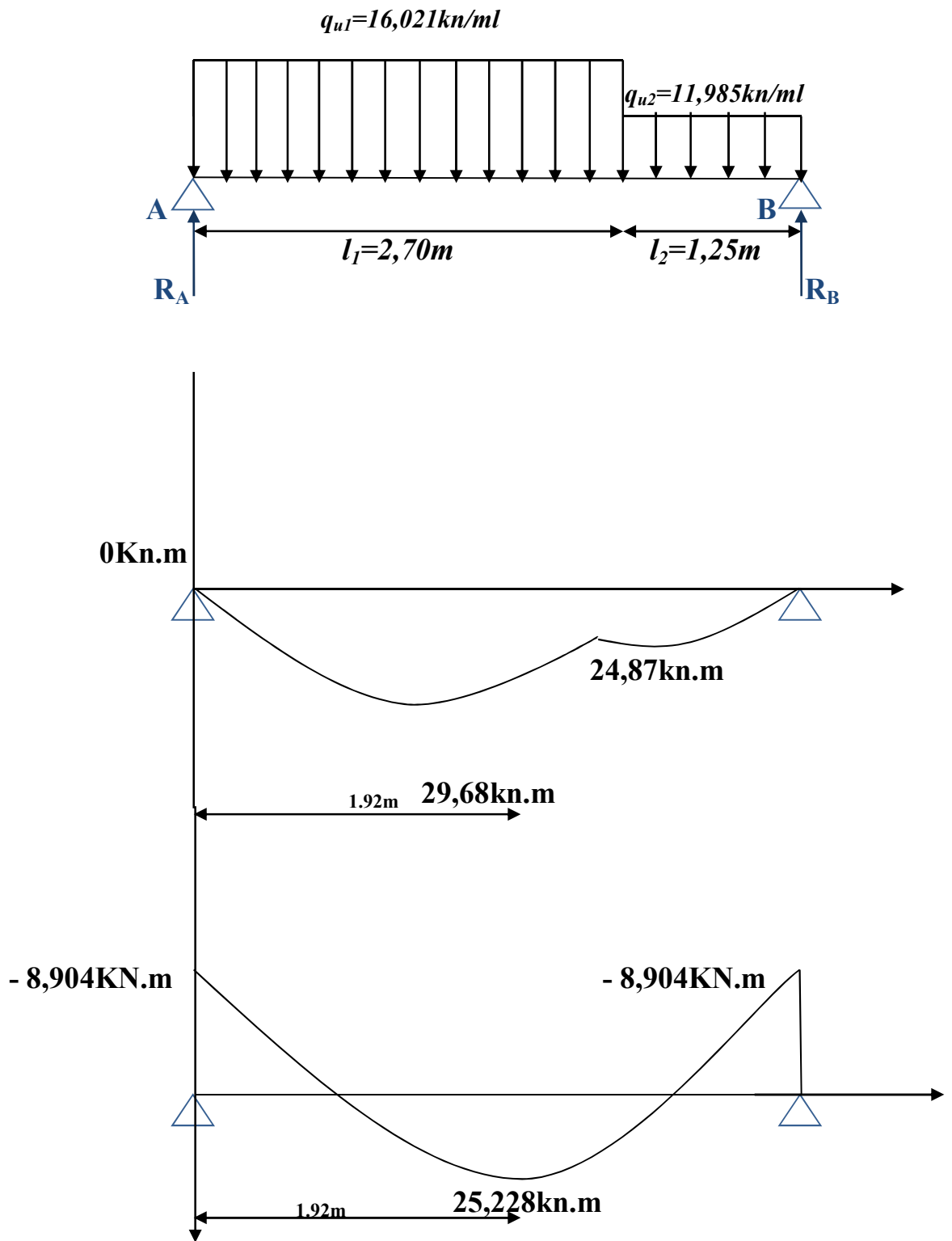


Figure III.3.1 : Diagramme des moments calculés dessous (avant et après les coefficients de réduction)

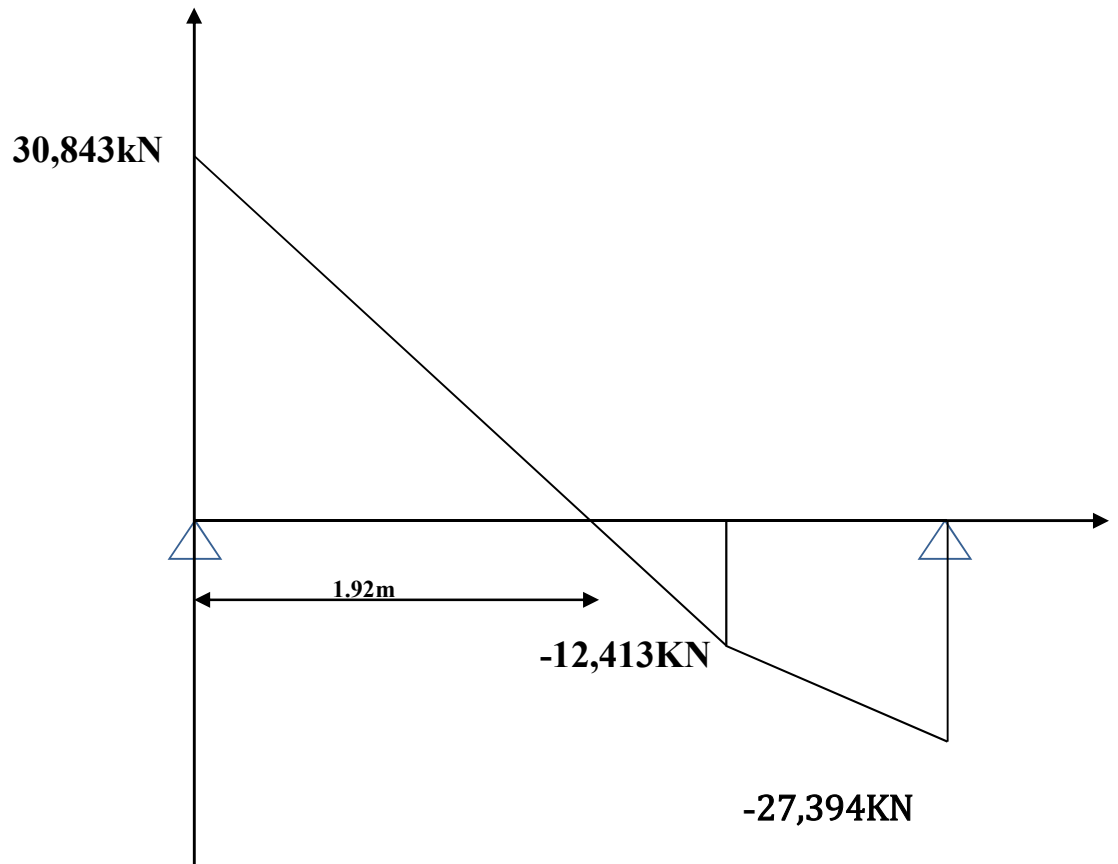


Figure III.3.2: Diagramme des efforts tranchants

1.2 Les efforts internes :

*1^{er} Tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 2,7\text{m}$:

- Effort normal : $N_x = 0 \text{ KN}$

- Effort tranchant : T_y :

$$T_y = R_A - q_{u1} \times x$$

$$= 30,843 - 16,021 \times x$$

$$\rightarrow T_y(x=0) = 30,843 \text{ KN}$$

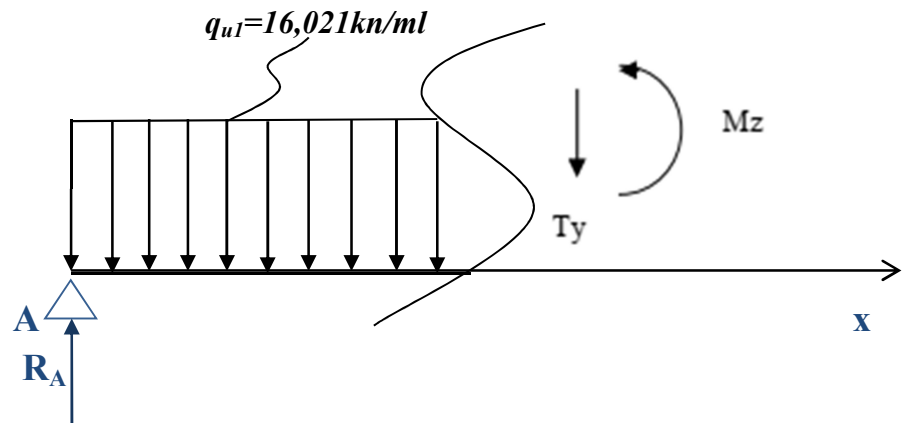
$$\rightarrow T_y(x=2,7) = -12,413 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant M_z :

$$M_z = R_A \times x - q_{u1} \times x \times (x/2) = 30,843x - 16,021 (x^2/2)$$

$$\rightarrow M_z(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_z(x=2,7) = 24,879 \text{ KN.m}$$



***2^{ème} Tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1,25\text{m}$:**

- Effort normal : $N_x = 0 \text{ KN}$
- Effort tranchant : T_y :

$$\sum yyF = 0$$

$$T_y = -R_b + q_{u2} \times x$$

$$T_y = -27,394 + 11,985 \times x$$

$$\rightarrow T_y(x=0) = -27,394 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_y(x=1,25) = -12,413 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant M_z :

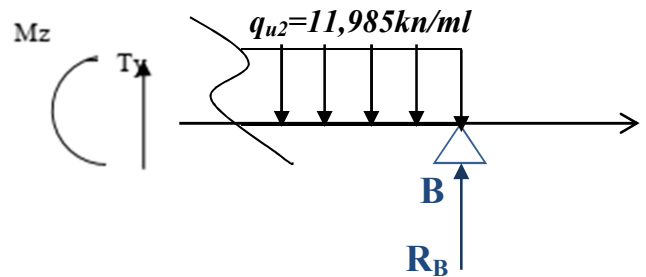
$$\sum GM = 0$$

$$M_z = R_b \times x - q_{u2} \times x \times (x/2)$$

$$M_z = 27,394 x - 11,985 \times x^2/2$$

$$\rightarrow M_z(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_z(x=1,25) = 24,879 \text{ KN.m}$$



Calcul du moment max « Mmax » :

$$dMz(x)/dx = -Ty$$

$$Ty=0 \rightarrow Mz = M_{\max}$$

$$Ty=0 \rightarrow Ty = 30,843 - 16,021 \times x = 0 \rightarrow x = 1,92\text{m}$$

$$Mz(1,92) = 30,843x - 16,021 (x^2/2) = 29,68 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 29,68 \text{ kN.m}$$

$$Ty(1,92) = 0$$

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$*M_{\text{uap}} = (-0.3) M_{\text{u max}} = (-0.3) \times 29,68 = -8,904 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{appui})$$

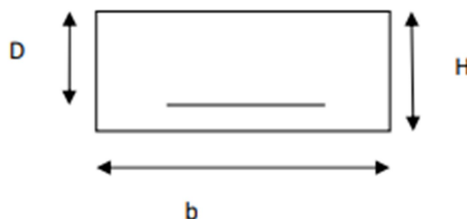
$$*M_{\text{utra}} = (0.85) M_{\text{u max}} = (0.85) \times 29,68 = 25,228 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{travée})$$

III.3.5 Ferrailage:

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 1 mètre.

$$d = 16 \text{ cm}; h = 18 \text{ cm}; c = c' = 2 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$



➤ **Aux appuis : $M_{\max}^A = 8,904 \text{ KN.m}$**

✓ *Armatures principales :*

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{b_u}} = \frac{8,904 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,024$$

$\mu_A = 0,024 < \mu_l = 0,392 \implies$ Section simplement armée (S.S.A).

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu_A = 0,024 \implies \beta = 0,988$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u^A}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{8,904 \times 10^2}{0,988 \times 16 \times 34,8} = 1,61 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 5HA8 $\implies A_{Ap} = 2,51 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$.

✓ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 5HA8 $\implies A_r = 2,51 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$.

▪ **En travées : $M_{\max}^t = 25,228 \text{ KN.m}$**

✓ *Armatures principales :*

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{b_u}} = \frac{25,228 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,069$$

$\mu_t = 0,069 < \mu_l = 0,392 \implies$ section simplement armée (S.S.A).

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu_t = 0,069 \implies \beta = 0,9645$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{25,228 \times 10^2}{0,9645 \times 16 \times 34,8} = 4,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\implies A_t = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$.

✓ *Armatures de répartitions :*

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA8 $\Rightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$

III.3.6 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifier 99 /Art B.4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite. Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N. F $A_{st} \geq A_{stmin}$.

Calcul de la section minimale :

$$A_{st \min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{st \min} = \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{ap} : A_{adopté} = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{st \min} = 1,569 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_r : A_{adopté} = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{st \min} = 1,569 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

En travées :

$$A_t : A_{adopté} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{st \min} = 1,569 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

$$A_r : A_{adopté} = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{st \min} = 1,569 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des barres (BAEL 91 révisé 99/ Art. 4-5-3. 3) :**

- *Armatures principales :* $S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$

En travées : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$

- **Armatures de répartition** : $S_t \leq (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ condition vérifié.

En travées : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ condition vérifié.

➤ **Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifié 99/ Art 5.1.1) :**

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \text{ avec : } T_{\max} = 30,843 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{30,843 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,192 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Ancrage des armatures (BAEL 91 modifier 99 / Art 6.1.22).**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à : $L_s = 35\phi$.

$$L_{ad} = \text{Pour les HA8 : } L_s = 35 \times 0,8 = 28 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA12 : } L_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du paliasse. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA8 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 28 = 11,2 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification d'adhérence des barres (BAEL 91 modifier 99/ Art 6.1.3).**

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \cdot \Sigma U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

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

▪ **Pour 5HA12 :**

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = \frac{30,843 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,136 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,136 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

▪ **Pour 5HA8:**

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 8 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = \frac{30,843 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 125,6} = 1,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,70 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

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

➤ **Influence de l'effort tranchant.**

• **Influence sur les aciers (BAEL 91 modifier 99/ Art A5.1.312).**

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}}$:

$$A = (T_u \times \frac{Y_s}{f_e}) = 30,843 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} = 0,886 \text{ cm}^2$$

▪ **Pour 5HA12 :**

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A = 0,886 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

▪ **Pour 5HA8:**

$$A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 > A = 0,886 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

▪ **Influence sur le béton (BAEL91 modifier 99/ Art A 5.1.313).**

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{\max}}{0,9b_0 \cdot d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

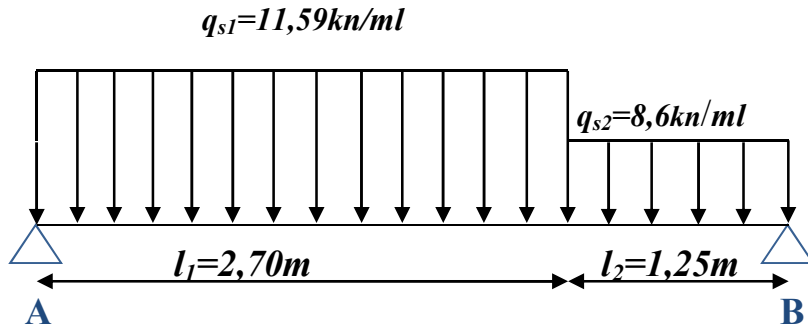
$$\text{Avec : } T_{\max} = \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} \cdot b_0 \cdot d}{2 \gamma_b}$$

$b_0 = 100 \text{ cm}$ (largeur de la poutre).

$$0,36 \frac{f_{c28} \cdot b_0 \cdot d}{\gamma_b} = 0,36 \frac{25 \times 10^3 \times 160}{1,5} = 960 \text{KN.}$$

$T_{\max} = 30,843 \text{KN} < 980 \text{KN}$ condition vérifié.

III.3.7A l'état limite de service (ELS) :



1.1 Les réactions d'appuis :

▪ $\Sigma F_y = 0 \text{ KN}$

→ $R_A + R_B = q_{s1} \times L_1 + q_{s2} \times L_2$

→ $R_A + R_B = 11,59 \times 2,7 + 8,6 \times 1,25$

→ $R_A + R_B = 42,043 \text{KN.}$

▪ $\Sigma M_A = 0$

→ $R_B = \frac{q_{s1} \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} + q_{s2} \cdot L_2 \cdot (L_1 + \frac{L_2}{2})}{L_1 + L_2}$

→ $R_B = \frac{11,59 \times 2,7 \times \frac{2,7}{2} + 8,6 \times 1,25 \cdot (2,7 + \frac{1,25}{2})}{2,7 + 1,25}$

→ $R_B = 19,744 \text{ KN.}$

▪ $\Sigma M_B = 0$

→ $R_A = \frac{q_{s1} \cdot L_1 \cdot (\frac{L_1}{2} + L_2) + q_{s2} \cdot L_2 \cdot \frac{L_2}{2}}{L_1 + L_2}$

→ $R_A = \frac{[11,59 \times 2,7 \cdot (\frac{2,7}{2} + 1,25) + 8,6 \times 1,25 \times \frac{1,25}{2}]}{2,7 + 1,25}$

→ $R_A = 22,299 \text{ KN.}$

Vérification : $R_A + R_B = 22,299 + 19,744 = 42,043$ Vérifié.

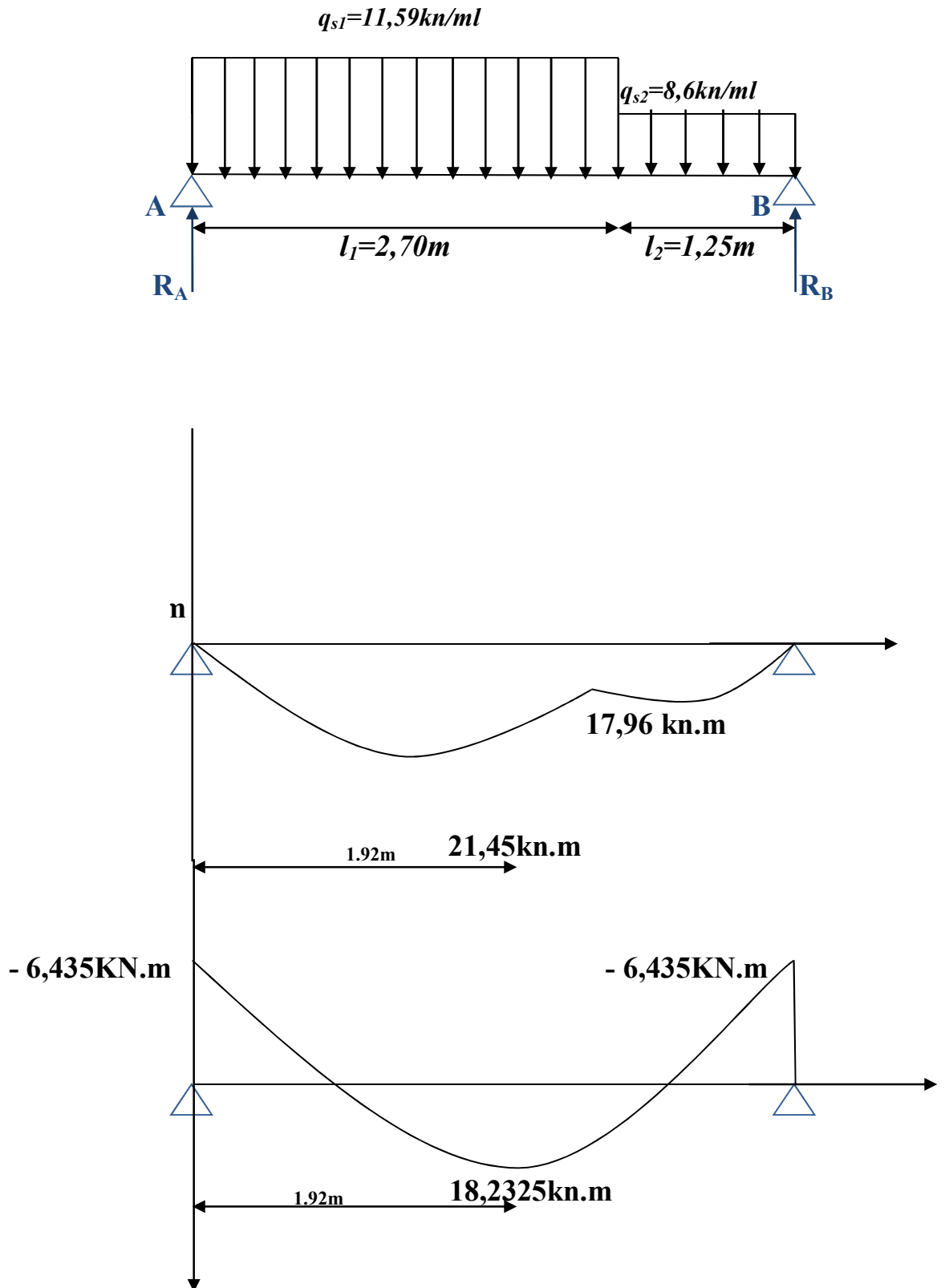


Figure III.3.3 : Diagramme des moments calculé si dessous

(avant et après les coefficients de réduction)

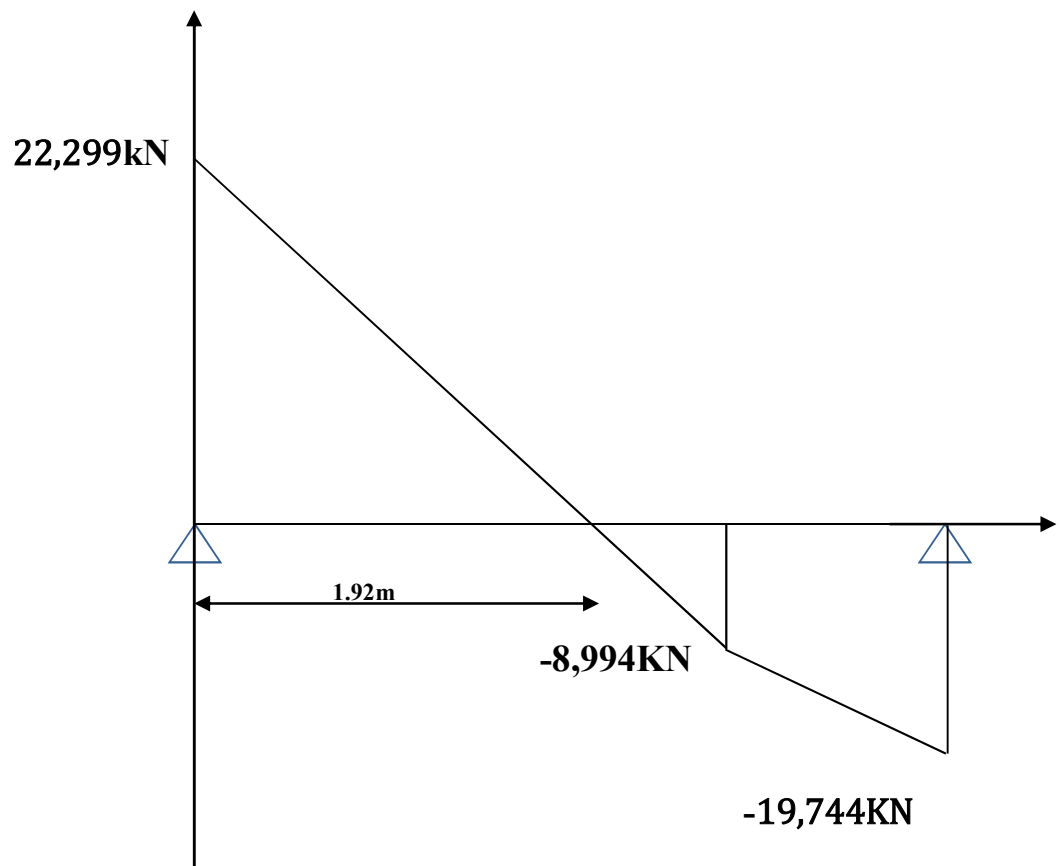


Figure III. 3.4 ; Diagramme des efforts tranchants calculé si dessous

1.2 Les efforts internes :

*1^{er} Tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 2,7\text{m}$:

- Effort normal : $N_x = 0 \text{ KN}$

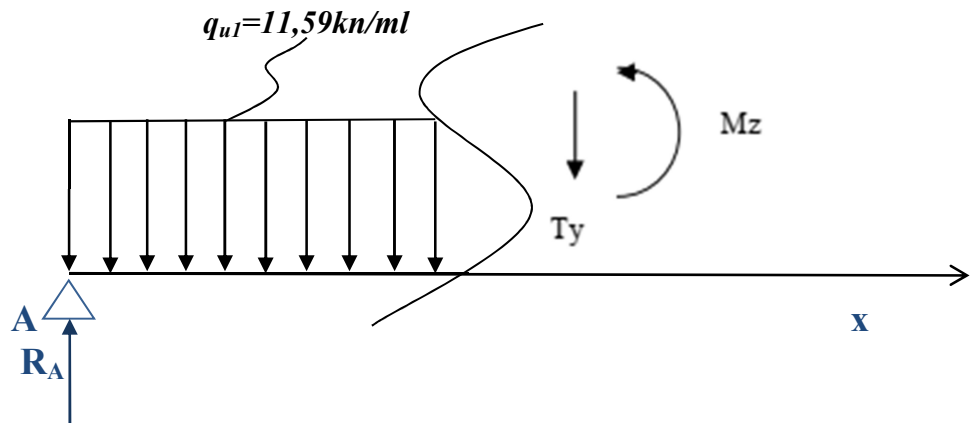
- Effort tranchant : T_y :

$$\begin{aligned} T_y &= R_A - q_{u1} \times x \\ &= 22,299 - 11,59 \times x \\ \rightarrow T_y(x=0) &= 22,299 \text{ KN} \\ \rightarrow T_y(x=2,7) &= -8,994 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Moment fléchissant M_z :

$$M_z = R_A \times x - q_{u1} \times x \times (x/2) = 22,299x - 11,59 (x^2/2)$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_z(x=0) &= 0 \text{ KN.m} \\ \rightarrow M_z(x=2,7) &= 17,961 \text{ KN.m} \end{aligned}$$



***2^{ème} Tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1,25\text{m}$:**

- Effort normal : $N_x = 0 \text{ KN}$
- Effort tranchant : T_y :

$$\sum yyF = 0$$

$$T_y = -R_b + q_{u2} \times x$$

$$T_y = -19,744 + 8,6 \times x$$

$$\rightarrow T_y(x=0) = -19,744 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_y(x=1,25) = -8,994 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant M_z :

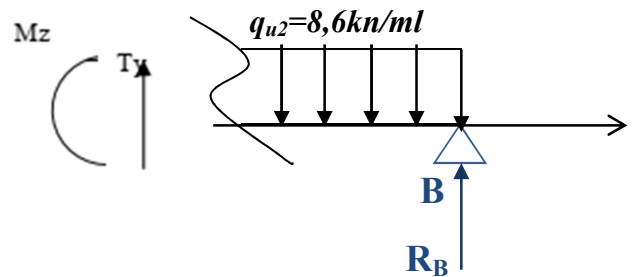
$$\sum GM = 0$$

$$M_z = R_b \times x - q_{u2} \times x \times (x/2)$$

$$M_z = 19,744 \times x - 8,6 \times x^2/2$$

$$\rightarrow M_z(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_z(x=1,25) = 17,961 \text{ KN.m}$$



Calcul du moment max « Mmax » :

$$dM_z(x)/dx = -T_y$$

$$T_y=0 \rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y=0 \rightarrow T_y = 22,299 - 11,59 \times x = 0 \rightarrow x = 1,92\text{m}$$

$$M_z(1,92) = 22,299x - 11,59 (x^2/2) = 21,45 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 21,45 \text{ kN.m}$$

$$T_y(1,92) = 0$$

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$*M_{\text{appui}} = (-0.3) M_{\max} = (-0.3) \times 21,45 = -6,435 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{appui})$$

$$*M_{\text{travée}} = (0.85) M_{\max} = (0.85) \times 21,45 = 18,2325 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{travée})$$

III.3.8 Vérification a l'ELS :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} : \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} : \text{ Dans le béton}$$

1. Aux appuis :

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\text{Ap}}}{A_{\text{Ap}} \times \beta_1 \times d}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{Ap}} = 2,51 \text{ cm}^2 ; M_{\text{Ap}} = 6,435 \text{ KN.m} ; d = 16 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{\text{Ap}}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 16} = \mathbf{0,418}$$

À partir des tableaux, à l'ELS :

$$*K_1 = 35,5$$

$$*\beta_1 = 0,901$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ap}}{A_{ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{6,435 \times 10^6}{251 \times 0,901 \times 160} = 177,840 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 177,840 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 347,826 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35,5} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 177,840 = 4,97 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

2. En travée:

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

Avec: $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$; $M_t = 18,2325 \text{ KN.m}$; $d = 16 \text{ cm}$.

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,56}{100 \times 16} = 0,347$$

À partir des tableaux, à l'ELS :

Par interpolation on trouve:

$$*K_1 = 39,61$$

$$*\beta_1 = 0,9084$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{18,2325 \times 10^6}{565 \times 0,9084 \times 160} = 222,024 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 222,024 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 347,826 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39,61} = \mathbf{0.025}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 222,024 = 5,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche : Etat limite de déformation (BAEL 91 modifier 99/ Art 6.5.2) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de section.

L : Portée libre maximale (L1+L2).

$$2/. \quad \frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

At : Section d'armature en travée.

b : largeur de la section.

d : la hauteur utile.

$$3/. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$$

Mt : Moment max en travée.

M0 : Moment max isostatique.

$$I/. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{18}{395} = 0,0455 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

→ L'une des conditions n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

La flèche des escaliers est calculé comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable) :

On vérifie que :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I} \leq \bar{f}. \quad \text{Avec :}$$

$$\bullet \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bullet E_v : \text{module de déformation différée} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

• f : flèche due aux déformations.

• I : moment d'inertie fictif de la section.

• L = longueur de travée

$$\bullet q_s = \max (q_{pl} ; q_{ps}) = \max (11,59 ; 8,6) \rightarrow q_s = 11,59 \text{ KN/m}$$

Tableau III.3.3 : vérification de la flèche

<p>La flèche:</p> $f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I}$	$q_s = 11,59 \text{ KN/m}$
	$L = 3.95\text{m}$
	$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$
	$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$ Avec : $V_1 = \frac{\delta_{xx}}{\beta_0}$; $b = 100\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $V_2 = h - V_1$; $A = 5,65 \text{ cm}^2$. δ_{xx} : moment statique de la section homogène: $\delta_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16$ $\delta_{xx} = 17556 \text{ cm}^3$ β_0 : Surface de la section homogène: $\beta_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 18 + 15 \times 5,65 = 1884,75 \text{ cm}^2$. $V_1 = \frac{\delta_{xx}}{\beta_0} = \frac{17556}{1884,75} = 9,31 \text{ cm}$ $V_2 = h - V_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm}$ Alors : $I = \frac{100}{3} (9,31^3 + 8,69^3) + 15 \times 5,65 (8,69 - 2)^2$ $= 48772,98 + 3793,079$ $\rightarrow I = 52566,059 \text{ cm}^4$
$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I} = \frac{5 \times 11,59 \times 3.95^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 52566,059 \times 10^{-8}} = \frac{14107,232}{2183826,559}$ $f = 0,0065\text{m} \rightarrow f = 0,65\text{cm}$	
$\bar{f} = \frac{L}{500}$	$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \bar{f} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$
<p>Vérification $f < \bar{f}$</p>	$f < \bar{f} \quad \rightarrow \quad 0,65 < 0,79 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

III.4 Acrotère

III.4.1. Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

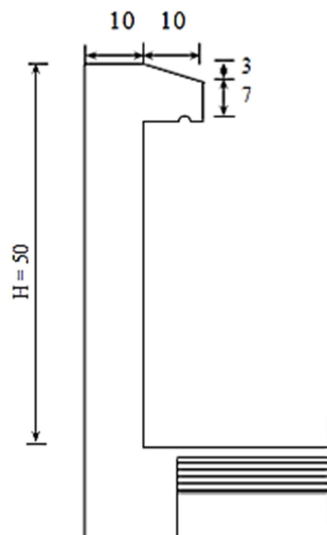
Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

III.4.2. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

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

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



III.4.3. Calcul des efforts :**a) Effort normal dû au poids propre G :**

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

Avec : $G = \rho \times S$

N : effort normal

G : poids propre

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

S : section transversale

$G = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.5)] \times 1 = 1.46KN/ml.$

$\Rightarrow N_G = G \times 1 m = 1,46 \times 1 m = 1,46 KN$

b) Effort tranchant T : $T = Q \times 1 m = 1 \times 1 ml = 1 KN$

c) Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$M_q = Q \times H \times 1 m = 1 \times 0,5 \times 1 m = 0,5 KN.m$

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

❖ **A l'E.L.U :** sous la combinaison $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,46 = 1,97KN$$

a) Effort tranchant T :

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 m = 1,5 KN$$

b) Moment de renversement dû à la surcharge Q

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 KN.m$$

❖ **A l'E.L.S :** sous la combinaison $G + Q$

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

$$N_s = G = 1,46 KN$$

b) Effort tranchant T :

$$T_s = T = 1 KN$$

Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_s = M_q = 0,5 KN.m$$

Schéma statique de l'Acrotère

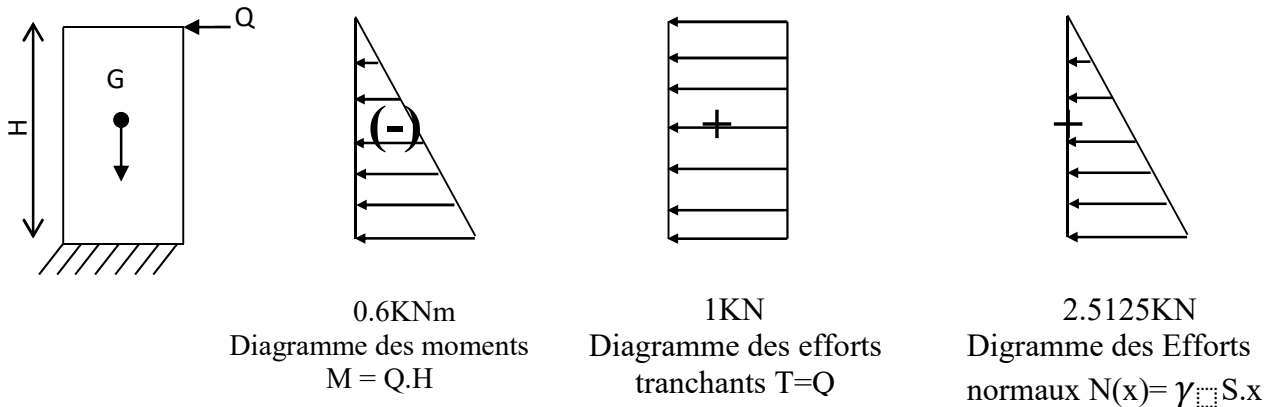


Figure III -4.1 Diagrammes des efforts internes.

III.4.4. Ferrailage :

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

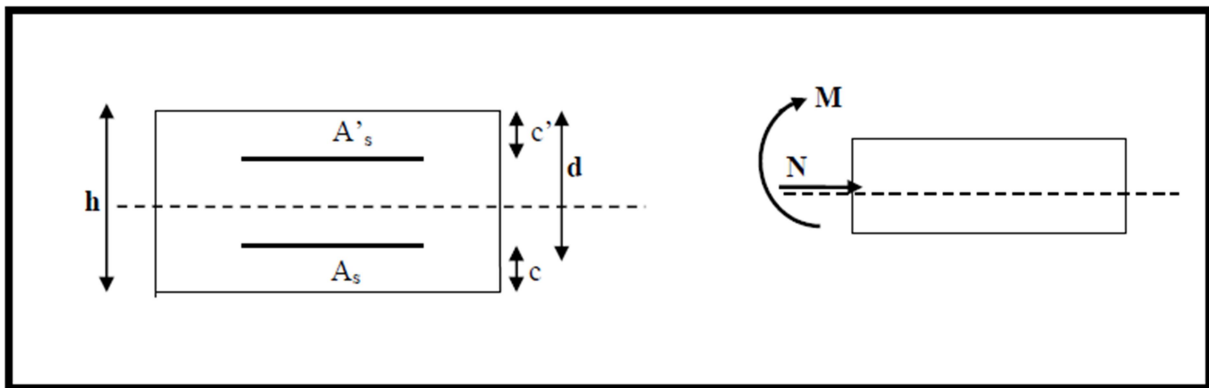


Figure III. 4.2 Schéma statique de la section de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile (h - c) : 7cm

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

Calcul de l'excentricité :

Calcul de l'excentricité
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,97} = 0,38 \text{ m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

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

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (Mf)

. **Calcul d'armatures en flexion simple :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 1,97 \left(0,38 + \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,788 \text{ KN.m}$$

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

Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}; \mu = \frac{0,788 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 1,42} = 0,011 < \mu_{id} = 0,392$$

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

Armatures fictives (Flexion Simple)

Les armatures comprimées non ne sont pas nécessaire car la section est simplement

armé $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = 0,006 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,994$$

$$A_{stf} = \frac{0,788 \times 10^3}{0,994 \times 7 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires. $A_{sc} = 0$

Mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due à la main courante (échafaudage, échelle des pompiers...etc., ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc $A_{sc} = 0,33 \text{ cm}^2$

Armatures réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,33 - \frac{1,97}{34,8} = 0,27 \text{ cm}^2$$

III.4.5. Vérification à l'ELU :

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

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

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

a) Calcul la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right), \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5}{1,46} = 0,342 \text{ m} = 34,2 \text{ cm}$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left(\frac{34,2 - 0,455 \times 7}{34,2 - 0,185 \times 7} \right) = 0,797 \text{ cm}^2$$

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

$$A \geq A_{st}^{min} = 0,797 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8..... $A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min}$

Avec un espacement : $St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$.

Soit $St = 15 \text{ cm}$

Armature de répartition :

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

Avec un espacement : $St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$.

Soit $St = 15\text{cm}$

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

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

Avec :

Vu : Effort tranchant à l'ELU

b = Largeur de la bande considérée

d = Hauteur utile de la section.

$$Vu = 1,5 \cdot q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,07} = 21,4 \text{ KN/m}^2 = 0,0214 \text{ MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,048 \times 10} = 0,06 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 0,06 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée. Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

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

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

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

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

D'après le BAEL91/R99 (Art6.1.21) la longueur de scellement pour les HA 400 :

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

$$L_s = \max \begin{cases} - \text{« L}_s \text{ » calculé} \\ - \text{« L}_s \text{ » BAEL (L}_s = 40\phi) \end{cases} \longrightarrow L_s = 32 \text{ cm}$$

III.4.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

On doit vérifier :

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

La contrainte dans le beton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} 400 , \text{Max} \left(\frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} \right]$$

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

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{0,5 \times 10^6}{0,911 \times 7 \times 2,01 \times 10^3} = 39 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition est vérifiée.

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

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

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

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

$\sigma_{bc} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition est vérifiée.

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

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

$$F_p = 4.A. C_p .W_p \quad \text{Avec :}$$

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

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

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

C_p : Facteur de force horizontal pour les éléments secondaires C_p = 0.3 (Tableau 1-6.RPA)

W_p = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.5)] \times 1 = 1.46 \text{ KN/ml.}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,46 = 0,452 \text{ KN/ml}$$

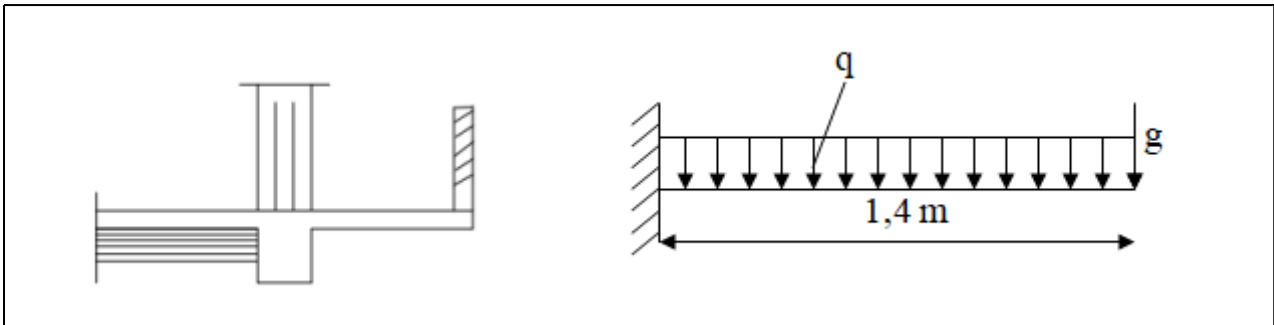
$$F_p = 0,452 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

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

III-5-Balcon dalle pleine :

III.5.1. Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre (G), au poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.



III.5.1: Schéma statique du balcon

III.5.2. Pré-dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

L : La largeur de balcon

$$L = 1,4 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

Ce qui donne : **e = 15 cm.**

III.5.3. Caractéristiques et sollicitations

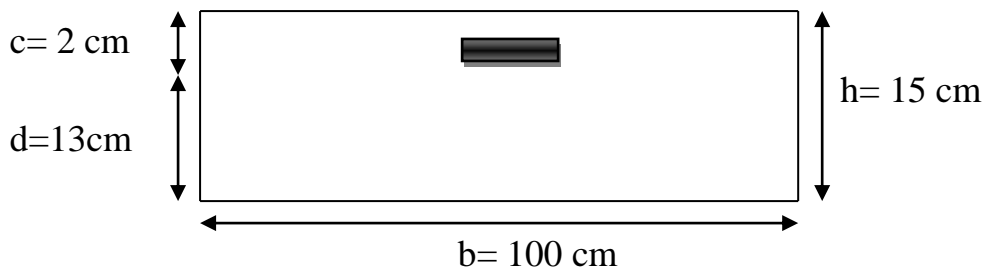
	longueur	L = 1,40 m
	hauteur	h = 0,15 m
	G (KN/m ²)	5,27 KN/m ²
	Q (KN/m ²)	3,5 KN/m ²
Combinaisons des charges et sollicitations		
ELU	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$	$q_u = 12,3645 \text{ KN}$
$T_y = q_u \times L$ $T_y = 17,3103 \text{ KN}$		

$M_z = q_u \times \frac{L^2}{2}$ $M_z = -12,12 \text{ KN.m}$		
ELS	$Q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml}$	$q_s = 8,77 \text{ KN}$
$M_z = q_s \times \frac{L^2}{8}$ $M_z = -8,60 \text{ KN.m}$		

III.5.1: Caractéristique et sollicitations

III.5.4. Ferrailage :

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon.



III.5.4.1 hypothèse :

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

III.5.4.2 calcul de ferrailage (flexion simple) :

a. Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0505$$

$$\mu_t = 0,0505 < \mu_{id} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_t = 0,0505 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,974$$

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,12 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,75 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 4HA10 $\Rightarrow A_{Adp} = 3,14 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $S_t = 25\text{cm} < S_t^{\text{max}} = \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

b. armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{\text{t}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 4HA8 $\Rightarrow A_{\text{Adp}} = 2,01 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $S_t = 25\text{cm} < S_t^{\text{max}} = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

III.5.5. Vérification a l'ELU :

$$V_u = 17,31 \text{ KN}$$

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

Calcul de la section minimale :

$$A_{\text{st}}^{\text{min}} \geq \frac{0,23b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{st}}^{\text{min}} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{st}}^{\text{min}} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{Ap}} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifiée 99/ Art 5.1.211).

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{ax}}}{b_0d} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } V_u = 17,31 \text{ KN}$$

• Calcul la contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

• Calcul la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17,31 \times 10^3}{100 \times 130} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

□ \Longrightarrow Pas de risque de cisaillement.

3. Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.3).

$$\tau_{\text{se}} \leq \bar{\tau}_{\text{sc}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{\text{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{se}} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \Sigma U_i}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,31 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.22) :

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm} \longrightarrow L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal, la longueur de recouvrement d'après l'article (A.61.235 BAEL91/99)

$$\varnothing = 10 \text{ mm} \longrightarrow L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 15 \text{ cm.}$$

5. Influence de l'effort tranchant :

Sur les armatures :

$$\sigma_s^{adm} = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_p = 3,14 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u}{\sigma_s^{adm}} = \frac{17,31 \times 10^3}{348} = 0,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.6. Vérification a l'ELS :

1. Vérification de la contrainte dans les aciers :

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

$$\text{Avec : } A_{Adp} = 3,14 \text{ cm}^2 ; M_s = 8,60 \text{ KN.m} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Adp}}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

Par interpolation, à l'ELS :

$$K_1 = 48,18$$

$$\beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8,6 \times 10^6}{3,14 \times 10^2 \times 0,9215 \times 130} = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 228,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{48,18} = 0,0208$$

$$\sigma_{bc} = 0,0208 \times 228,63 = 4,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,11 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \leftrightarrow 0,11 \geq 0,10 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \leftrightarrow 0,0024 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.6. La poutre palière

III.6.1- Définition :

C'est une poutre de section rectangulaire. Les paliers de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encasté à ces extrémités dans les poteaux. Sa portée est $L=3,15\text{m}$ (entre nu d'appuis).

III.6.2- Pré dimensionnement :

La poutre aura pour dimension : $b \times h = 20 \times 30\text{cm}$ (trouvé dans le chapitre 02).

III.6.3- Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre :

$$G_p = 0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,5 \text{KN/ml}$$

- Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$\text{ELU } R_U = 27,394 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS } R_S = 19,744 \text{ KN/m}$$

III.6.4-Calcul à l'ELU:

III.6.4.1- Calcul des efforts internes:

$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35 \times 1,5 + 27,394 = 29,419 \text{ kN/ml}$$

III.6.4.1.1 Réaction d'appuis:

$$\Sigma F=0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$R_B = R_A = 46,33 \text{ KN}$$

III.6.4.1.2 Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{29,419 \times 3,15^2}{8} = 36,488 \text{ Kn.m}$$

III.6.4.1.3 Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B = 46,33 \text{ KN}$$

Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0,3M_u = -10,946 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85M_u = 31,014 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont sur le diagramme suivant:

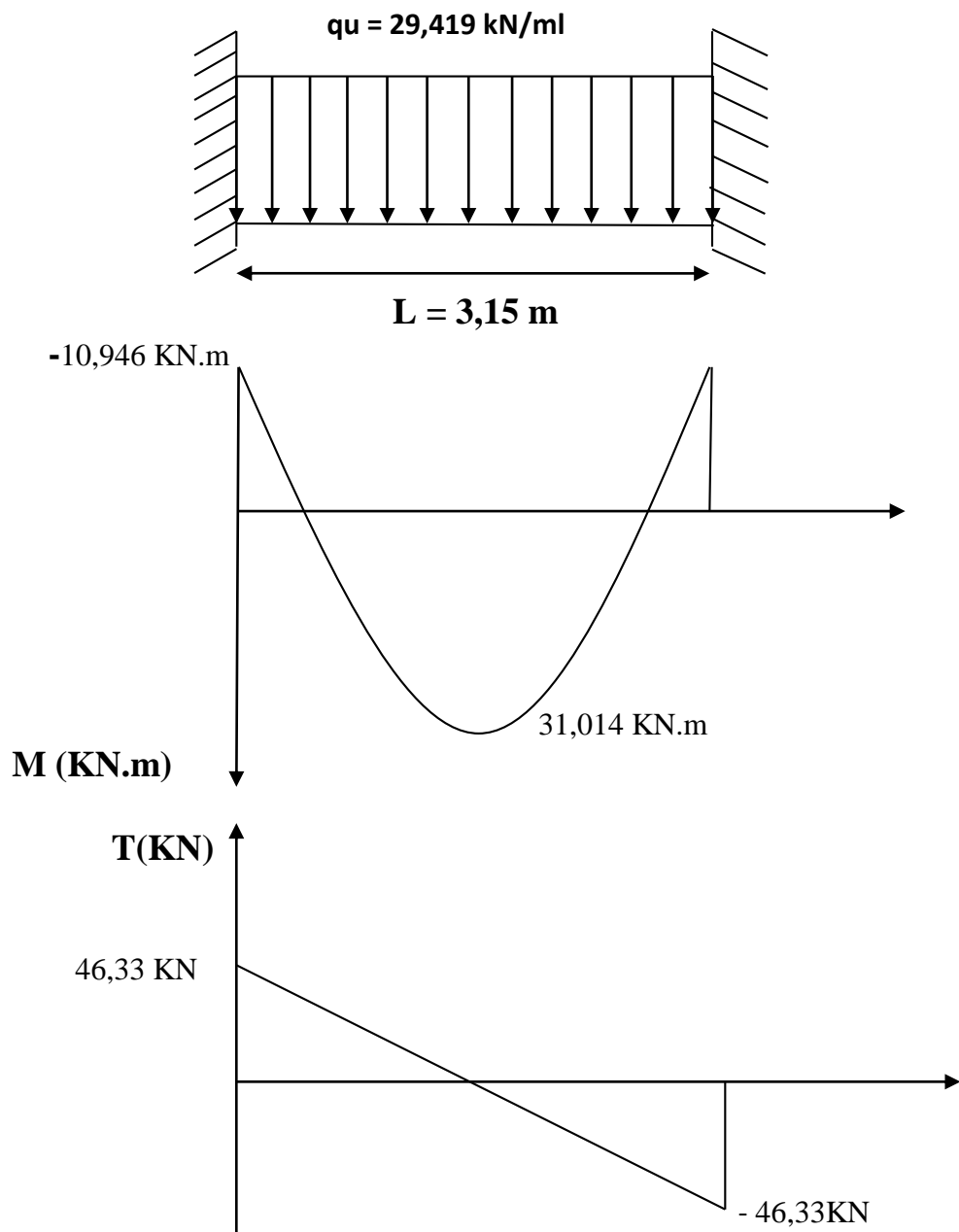


Figure III.6.1 : Diagramme des moments et efforts tranchants ELU

III.6.5-Calcul des armatures:

- **En travée : $M_t \text{ max} = 31,014 \text{ KN.m}$**

$$d = 28 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}; c = c' = 2 \text{ cm}; b = 20 \text{ cm}.$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{b_u}} = \frac{31,014 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = \mathbf{0,139}$$

$$\mu_t = 0,139 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu_t = 0,139 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9245$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \delta_{t,t}} = \frac{31,014 \times 10^2}{0,9245 \times 28 \times 34,8} = \mathbf{3,44 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature 3HA14 $\Rightarrow A_t = 4,62 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis : $M_u^A \text{ max} = 10,946 \text{ KN.m}$**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{b_u}} = \frac{10,946 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = \mathbf{0,049}$$

$$\mu_A = 0,049 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu_A = 0,049 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9745$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u^A}{\beta \cdot d \cdot \delta_{t,t}} = \frac{10,946 \times 10^2}{0,9745 \times 28 \times 34,8} = \mathbf{1,15 \text{ cm}^2}.$$

On opte pour une section d'armature 3HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2$.

III.6.6-Vérification à l'ELU :

- **III.6.6-1-Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifier 99 /Art B.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures

tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite. Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N. F $A_{st} \geq A_{stmin}$.

Calcul de la section minimale :

$$A_{st\ min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{st\ min} = \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{adopté} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st\ min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

En travées :

$$A_{adopté} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st\ min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

III.6.6.2-Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifié 99/ Art 5.1.1) :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \quad \text{avec : } T_{max} = 46,33 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{46,33 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,827 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,827 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a Pas de risque de cisaillement.

III.6.6.3 Ancrage des armatures (BAEL 91 modifier 99 / Art 6.1.22).

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à : $L_s = 35\phi$.

$$L_{ad} = \text{Pour les HA12 : } L_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA14 : } L_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du paliasse. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA :

Pour les HA12: $L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$.

Pour les HA14: $L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$.

III.6.6.4-Vérification d'adhérence des barres (BAEL 91 modifier 99/ Art 6.1.3).

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

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

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

▪ Pour 3HA14 :

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = \frac{46,33 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1,394 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,394 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

▪ Pour 3HA12 :

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = \frac{46,33 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,626 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,626 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

III.6.6.5 Influence de l'effort tranchant.

• Influence sur les aciers (BAEL 91 modifier 99/ Art A5.1.312).

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}}$:

$$A = (T_u \times \frac{\gamma_{\square}}{f_e}) = 46,33 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400} = 1,331 \text{ cm}^2$$

- Pour 3HA14 :

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A = 1,331 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

- Pour 3HA12 :

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A = 1,331 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

III.6.6.6. Influence sur le béton (BAEL91 modifier 99/ Art A 5.1.313) :

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{ax}}{0,9b_0 \cdot d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } T_{\max} = \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28} \cdot b_0 \cdot d}{\gamma_b}$$

$$b_0 = 20 \text{ cm}$$

$$0,36 \frac{f_{c28} \cdot b_0 \cdot d}{\gamma_b} = 0,36 \frac{25 \times 200 \times 180}{1,5} = 216 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = 46,33 \text{ KN} < 216 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

III.6.7-Calcul à l'ELS:

III.6.7-1 Calcul des efforts internes:

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 1,5 + 19,744 = 21,244 \text{ kN/ml}$$

III.6.7-2 Réaction d'appuis:

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2}$$

$$R_B = R_A = 33,459 \text{ KN}$$

III.6.7-3 Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{21,244 \times 3,15^2}{8} = 26,349 \text{ Kn.m}$$

III.6.7-4-Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B = 33,459 \text{ KN}$$

Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -7,904 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 22,396 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont sur le diagramme suivant:

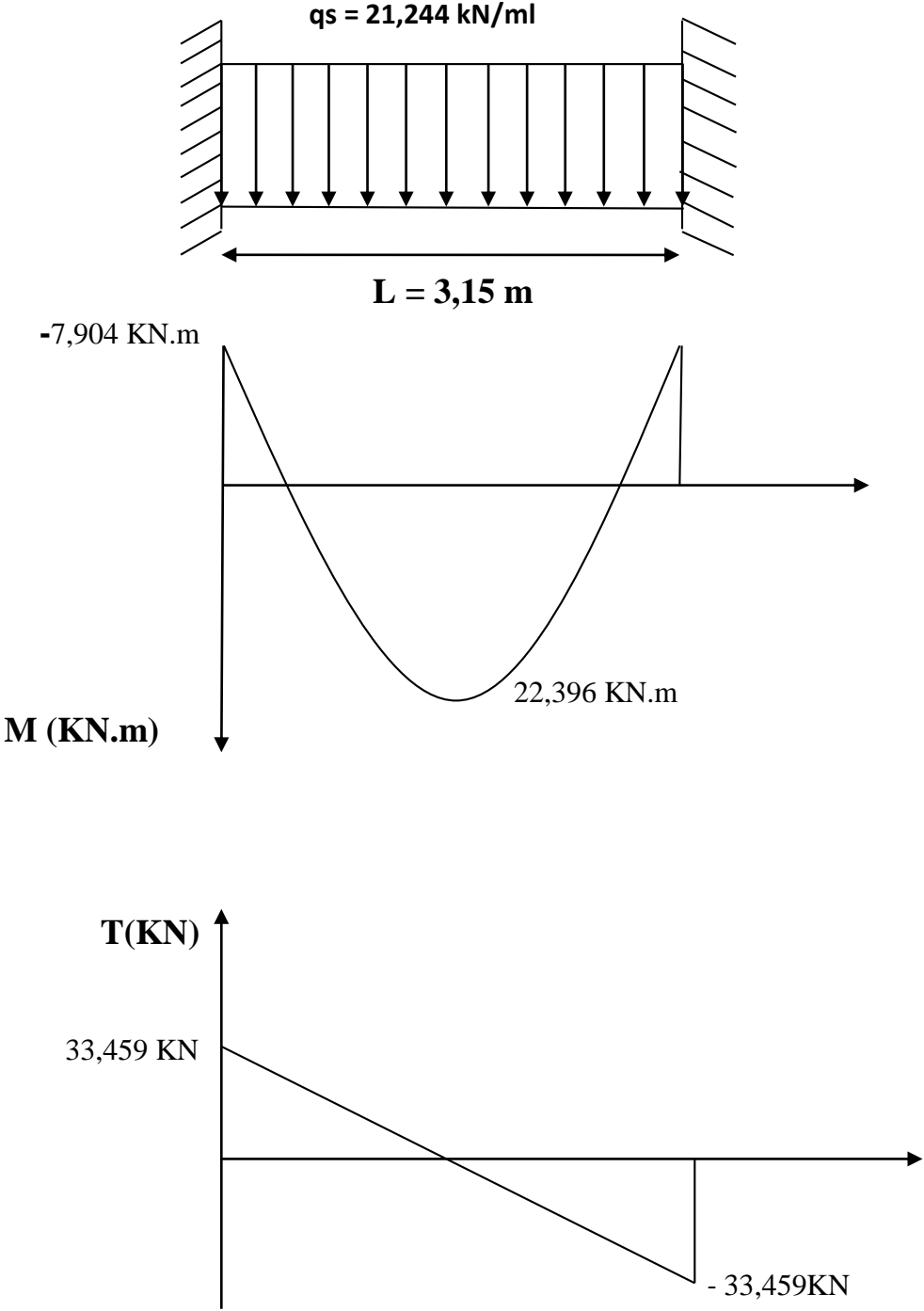


Figure III.6.1 : Diagramme des moments et efforts tranchants ELS

III.6.8-Vérification a l'ELS :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

III.6.8-1- Aux appuis :

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

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

Avec : $A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2$; $M_{Ap} = 7,904 \text{ KN.m}$; $d = 28 \text{ cm}$.

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = \mathbf{0,605}$$

À partir des tableaux, à l'ELS :

$$*K_1 = \mathbf{28,5}$$

$$*\beta_1 = \mathbf{0,88508}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{7,904 \times 10^6}{339 \times 0,88508 \times 280} = \mathbf{94,082 \text{ MPa}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 94,082 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 347,826 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,5} = \mathbf{0,035}$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 94,082 = 3,292 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,292 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.6.8-2 En travée:

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta_1 \cdot d}$$

Avec: $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$; $M_t = 22,396 \text{ KN.m}$; $d = 28 \text{ cm}$.

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 18} = \mathbf{0,825}$$

À partir des tableaux, à l'ELS :

Par interpolation on trouve:

$$*K_1 = \mathbf{23,56}$$

$$*\beta_1 = \mathbf{0,8703}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{22,396 \times 10^6}{462 \times 0,8703 \times 280} = 198,930 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 198,930 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 347.826 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{23,56} = \mathbf{0.042}$$

$$\sigma_{bc} = 0,042 \times 198,930 = 8,355 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,355 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche : Etat limite de déformation (BAEL 91 modifier 99/ Art 6.5.2) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$I/. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de section.

L : Portée libre maximale.

$$2. \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_t : Section d'armature en travée.

b : largeur de la section.

d : la hauteur utile.

$$3. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$1/. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{315} = 0,095 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/. \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4,62}{28 \times 20} = 0,00825 \leq \frac{4.2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{30}{315} = 0,095 \geq \frac{22,396}{10 \times 26,349} = 0,084 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

IV.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 :

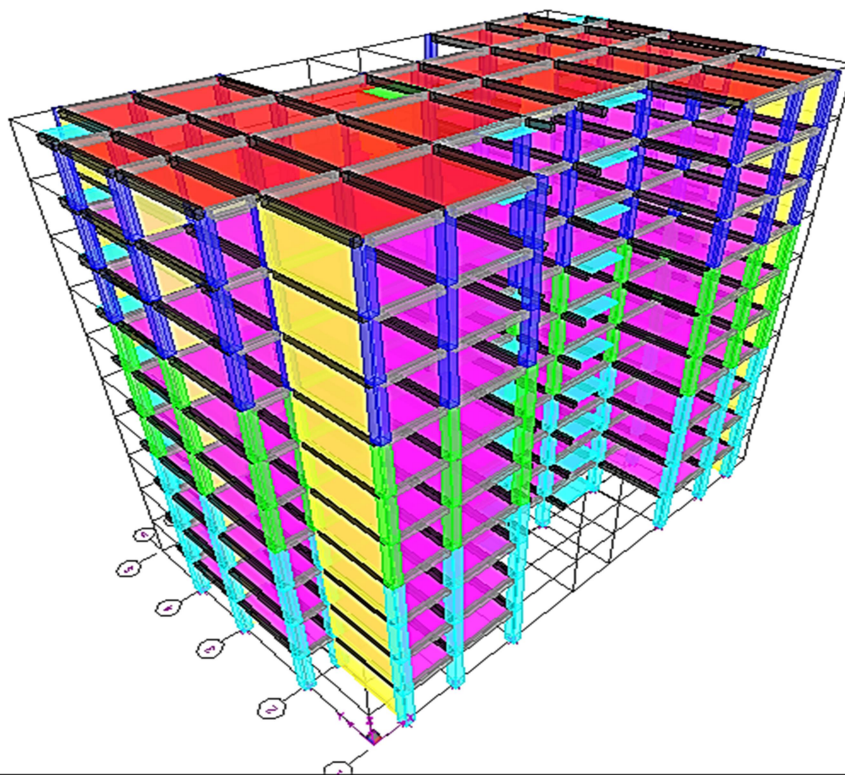


Figure IV.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

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 :

Chapitre IV : Etudes dynamique et sismique et vérifications aux exigences du RPA

- ✓ 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	0,76415	69,3854	0,1429	69,3854	0,1429	0,722
2	0,653475	0,1353	67,1655	69,5207	67,3084	0,0106
3	0,559743	0,7581	0,0045	70,2789	67,3128	66,6334
4	0,206722	16,2406	0,0162	86,5194	67,329	0,1007
5	0,154497	0,0198	19,2605	86,5392	86,5895	0
6	0,133538	0,0803	0,0001	86,6195	86,5895	19,3784
7	0,096483	6,2068	0,0043	92,8263	86,5938	0,0263
8	0,068825	0,0048	6,8598	92,831	93,4536	0,0007

Tableau IV.1. : Résultats d'analyse dynamique.

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,76415s$.
- ❖ 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 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).
- ❖ IV.3.2. Etude de système de contreventement :

1) Vis-à-vis des efforts sismique

	voile	Effort sismique	Effort tranchant des voile V_{VOILE}	La somme V_{VOILE}	L'effort tranchant a la base : V_x	$100 \times \frac{V_{VOILE}}{V_x}$
RDC	VL1	EX	506,65	1958,53	2592,86	75,5355091
	VL2		193,41			
	VL3		408,21			
	VL4		331,97			
	VL5		316,24			
	VL6		202,05			
RDC	VT1	EY	547,57	2766,56	2796,53	98,9283147
	VT2		667,87			
	VT5		188,89			
	VT3		558,2			
	VT4		680,05			
	VT6		123,98			

Tableau IV.2: Vérification de système de contreventement Vis-à-vis de l'effort sismique

1) Vis-à-vis de l'effort vertical :

Etage	P _{VOILE} à chaque étage	POIDS DE CHAQUE ETAGE	$\frac{100 \times P_{VOILE}}{P_{\text{etage}}}$
RDC	11162,88	43563,85	25,6241815
ET1	10099	39079,55	25,8421604
ET2	8996,47	34595,24	26,0049359
ET3	7904,43	30110,94	26,2510237
ET4	7261,93	25626,63	28,3374365
ET5	6089,08	21311,01	28,5724609
ET6	4888,2	16995,39	28,7619172
ET7	3922,71	12679,77	30,9367599
ET8	2634,56	8516,76	30,9338293
ET9	1318,27	4353,76	30,2788854

Tableau IV.3 : Vérification de système de contreventement Vis-à-vis de l'effort verticale

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.

IV.3.3. 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.

Chapitre IV : Etudes dynamique et sismique et vérifications aux exigences du RPA

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
$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	C _T =0,05 Tableau (4-6)	h _n =30,60m.	T=0,65052s

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

Formule	<p><i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i></p> $D = 2.5 \cdot \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} \quad T > 3s$
Paramètres	Valeur T ₂ : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où T ₂ =0,5.
	Valeur de ξ: RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile : ξ =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 =1,59

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

Contreventement	Valeur de R
Voile porteur	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+∑P_q	1,05		1,05	

6) Poids total W_t :

Poids total W_t	43563,85KN
----------------------------------	-------------------

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 :

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

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} > 0,8×V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$ 3116,993KN	2493,59KN	2592,86KN	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$ 3116,99KN	2493,59KN	2796,53KN	Condition vérifiée

Tableau IV.4 : Vérification de la force sismique à la base.

IV.3.4. 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 :

Chapitre IV : Etudes dynamique et sismique et vérifications aux exigences du RPA

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 55x55) sont donnés dans le tableau Suivant ci – dessous :

N_d (KN)	B (cm ²)	f_{c28} (KN/cm ²)	V	Observation
2178,45	3025	2,5	0,2880595	0,28805 ≤ 0,3 Condition vérifiée.

IV.3.5. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (Article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle

Egale à $\pm 0,05 L_{max}$.

$$CM - CR \leq 5\% L_{max}$$

$$L_{max} = L_x = 31,35m.$$

Plancher	XCM	XCR	$CM - CR \leq 0,05l_x$	YCM	YCR	$CM - CR \leq 0,05l_x$
ET1	15,608	15,368	0,24 < 1,5675	9,556	10,533	0,977 < 1,5675
ET2	15,608	15,497	0,111 < 1,5675	9,556	10,636	1,08 < 1,5675
ET3	15,608	15,55	0,058 < 1,5675	9,556	10,652	1,096 < 1,5675
ET4	15,607	15,572	0,035 < 1,5675	9,552	10,646	1,094 < 1,5675
ET5	15,606	15,582	0,024 < 1,5675	9,548	10,631	1,083 < 1,5675
ET6	15,606	15,587	0,019 < 1,5675	9,548	10,61	1,062 < 1,5675
ET7	15,604	15,59	0,014 < 1,5675	9,543	10,588	1,045 < 1,5675
ET8	15,603	15,591	0,012 < 1,5675	9,539	10,567	1,028 < 1,5675
ET9	15,6	15,591	0,009 < 1,5675	9,523	10,545	1,022 < 1,5675
TERRASSE	15,649	15,59	0,059 < 1,5675	9,533	10,52	0,987 < 1,5675

Tableau IV-5 : Vérification de l'excentricité.

IV.3.6. 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) : $\Delta K = R \delta_{ek}$

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

Plancher	Diaphragme	U_x	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	D10	0,0171	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET9	D9	0,0154	0,0018	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET8	D8	0,0136	0,002	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET7	D7	0,0116	0,002	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET6	D6	0,0096	0,0021	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET5	D5	0,0075	0,002	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	D4	0,0055	0,0019	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	D3	0,0036	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	D2	0,0019	0,0013	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	D1	0,0006	0,0006	3,06	0,0306	condition vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x .

Plancher	Diaphragme	U_y	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	observation
TERRASSE	D10	0,0143	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET9	D9	0,0126	0,0018	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET8	D8	0,0108	0,0018	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET7	D7	0,009	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET6	D6	0,0073	0,0018	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET5	D5	0,0055	0,0016	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	D4	0,0039	0,0014	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	D3	0,0025	0,0012	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	D2	0,0013	0,0009	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	D1	0,0004	0,0004	3,06	0,0306	condition vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y .

IV.3.7 : 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}
Etage 9	4353,76	0,0017	3,06	548,41	0,00441049
Etage 8	4163	0,0018	3,06	980,69	0,00249704
Etage7	4163,01	0,002	3,06	1326,22	0,00205164
Etagr6	4315,62	0,002	3,06	1626,77	0,00173391
Etage5	4315,62	0,0021	3,06	1883,21	0,00157269
Etage4	4315,62	0,002	3,06	2100,1	0,00134311
Etage3	4484,31	0,0019	3,06	2280,99	0,00122069
Etage2	4484,3	0,0017	3,06	2424,12	0,0010277
Etage1	4484,31	0,0013	3,06	2535,6	0,00075134
RDC	4484,3	0,0006	3,06	2592,86	0,00033911

Tableau IV.8 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Suivant E_y :

<i>niveau</i>	<i>P_k (KN)</i>	<i>Δ_{ky} (m)</i>	<i>H_k</i>	<i>V_{ky} (m)</i>	<i>θ_{ky}</i>
Etage 9	4353,76	0,0017	3,06	609,07	0,00397123
Etage 8	4163	0,0018	3,06	1096,79	0,00223272
Etage7	4163,01	0,0018	3,06	1469,5	0,00166644
Etage6	4315,62	0,0017	3,06	1789,16	0,00134005
Etage5	4315,62	0,0018	3,06	2069,79	0,0012265
Etage4	4315,62	0,0016	3,06	2294,72	0,00098336
Etage3	4484,31	0,0014	3,06	2474,43	0,00082914
Etage2	4484,3	0,0012	3,06	2627,09	0,00066939
Etage1	4484,31	0,0009	3,06	2743,05	0,00048082
RDC	4484,3	0,0004	3,06	2796,53	0,00020961

Tableau IV.9 : Vérification L'effet P-Delta suivant E_y.

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.

V.I. Introduction :

Dans ce chapitre, nous abordons les éléments essentiels, ceux qui jouent un rôle crucial dans la résistance aux forces sismiques globales et dans la répartition de ces forces au sein de la structure.

Nous vous présenterons également le calcul des armature de ces éléments résistants, notamment les portiques "poteaux-poutres" et les voiles, en plus de vous fournir leurs schémas de ferraillage correspondants.

V.2. Poteaux

V.2.1. Calcul des éléments principaux

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

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

V.2.2. Etude des poteaux

V.2.2.1. Introduction

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

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35 G + 1.5 Q.....ELU

G + Q.....ELS

G + Q ± E.....RPA 99/2003

0.8 G ± E.....RPA 99/2003

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,

Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,

Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Tableau V.2.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton			Acier		
	γ_β	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu}[MPa]$	γ_σ	$F_e[MPa]$	$\sigma_\sigma[MII\alpha]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

V.2.2.2. Recommandations et exigences du RPA

Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Tableau V.2.2 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
55 X 55	24,2	121	181,5
50 X 50	20	100	150
45X 45	16,2	81	121,5

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.2.3. Calcul des Armatures :

a) Armatures longitudinales :

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

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

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

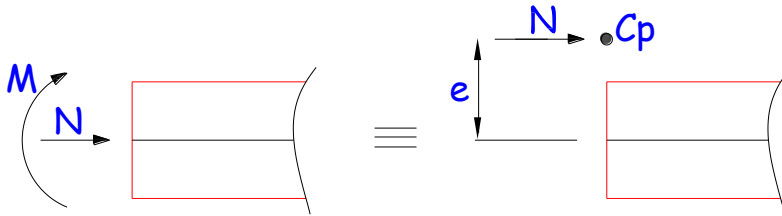


Figure V.2.1 : Section en flexion composée

b) Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}.$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right).$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

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

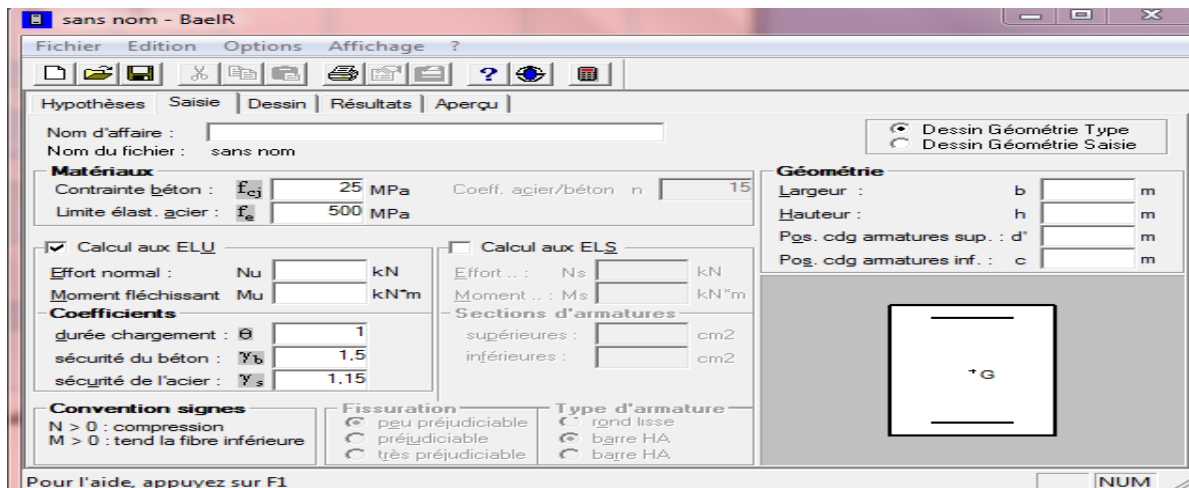


Figure V.2.2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.

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

Tableau V.2.3: Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens

Poteau	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Combinaison	Nature	A_{Inf} cm ²	A_{Sup} cm ²	A_{min} cm ²	Ferraill	A_{ad} cm ²
	N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}							
55 x 55	N_{max}	2178,45	M_{corr}	-10,503	ELU	SEC	0	0	24,2	12 HA 20	37,7
	N_{min}	-448,72	M_{corr}	20,32	0.8G+EX	SET	6,61	4,61			
	N_{corr}	114,51	M_{max}	61,396	G+Q+Ex	SPC	1,47	0			
50 x 50	N_{max}	1272,55	M_{corr}	-25,214	ELU	SEC	0	0	20	12 HA 16	24,13
	N_{min}	-296,71	M_{corr}	8,793	0.8G+Ey	SET	4,19	3,23			
	N_{corr}	604,94	M_{max}	-95,607	G+Q+Ex	SEC	0	0			
45 x 45	N_{max}	626,97	M_{corr}	-24,925	ELU	SEC	0	0	16,2	12 HA 14	18,47
	N_{min}	-58,14	M_{corr}	4,219	0.8G+EX	SET	0,98	0,47			
	N_{corr}	323,63	M_{max}	-64,28	G+Q+Ex	SEC	0	0			

V.2.2.4. Vérifications à l'ELU :

➤ **Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

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

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

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

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

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux 55 X 55 seront encadrées avec des cadres de section : (4HA8. $A_t=2.01\text{cm}^2$)

Pour les poteaux 50X50 on opte pour des cardes (4HA8; $A_t = 2.01\text{cm}^2$).

Pour les poteaux 40X45 on opte pour des cardes (4HA8; $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

b) Espacement des armatures transversales :

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

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

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (45 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

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

$$S_t \leq 21\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1.4 = 21\text{cm}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.4\} = 14\text{cm}$$

$$S_t \leq 14\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

c) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si : $\lambda_g \geq 5$ → $A_t^{min} = 0.3\%St \times b_1$

Si : $\lambda_g \leq 3$ → $A_t^{min} = 0.8\%St \times b_1$

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

Avec :

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

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

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

Tableau V.2.4: Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation
				Zone courante $St=15\text{ cm}$	Zone nodale $St=10\text{ cm}$		
55x55	306	214,2	3,894	4,75	3,17	5.5	Condition vérifiée
50x50	306	214,2	4,284	3,59	2,36	4.71	Condition vérifiée
45x45	306	214,2	4,76	2,43	1,62	3.02	Condition vérifiée

➤ **Délimitation 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.

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

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

Tableau V.2.5 : Détermination de la zone nodale.

	H	h'
Poteau (55*55)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 55; 55; 60) = 60\text{ cm}$
Poteau (50*50)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60) = 60\text{ cm}$
Poteau (45*45)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60) = 60\text{ cm}$

➤ **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrement est de : 40ϕ en zone II_a .

Poteaux (55 x 55) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$

Poteaux (50 x 50) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$

Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les ϕ_{20} : $L_s = 70,55 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,44 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 28,22 \text{ cm.}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 22,57 \text{ cm.}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 19,75 \text{ cm.}$

➤ **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :**

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

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.2.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Poteau (cm ²)	b(mm)	h (mm)	$\lambda_g < 5$	d (mm)	T_u X10 ³ N	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
55x55	550	550	3,894	530	71.73	0,23	1	Condition vérifiée
50x50	500	500	4,284	480	61.39	0,27	1	Condition vérifiée
45x45	450	450	4,76	430	46.87	0,23	1	Condition vérifiée

V.2.2.5. 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 : $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_s$.

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

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

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{bi}	σ_{si}	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
55*55	N _{min} =247,19	M _{cor} = 9,165	1,06	15,5	0,55	8,65	CV
	N _{max} = 1583,66	M _{cor} = -7,604	4,86	72,7	4,45	67	CV
	N _{cor} =806,5	M _{max} = 31,98	3,25	47,6	1,49	23,5	CV
50*50	N _{min} =142,02	M _{cor} = 9,376	0,88	12,7	0,15	2,85	CV
	N _{max} = 925,24	M _{cor} = -18,25	4,09	60,2	2,67	41,1	CV
	N _{cor} =341,54	M _{max} = -31,62	2,48	35,3	0,02	2,09	CV
45*45	N _{min} =18,7	M _{cor} = 3,59	0,33	4,43	0	-3,6	CV
	N _{max} = 456,22	M _{cor} = -18,04	3,04	44	1,09	17,9	CV
	N _{cor} =70,02	M _{max} =42,412	3,88	47,4	0	-125	CV

Tableau V.2.7 : Vérifications des contraintes à l'ELS

V.3: Les poutres

V.3.1 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.3.2 Recommandations du RPA 99 version 2003 :

1) Armatures longitudinales (RPA99 version 2003/ Art 5.7.2.1) :

<u>Pourcentage total maximum</u>	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.		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	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	72
Poutre secondaire 25×35	4,375	35	52,5

Tableau V.3.1 : Les recommandations du RPA.

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures 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.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

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

2) Armatures transversales (RPA 99/ version 2003 Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

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

- $S_{\text{tmax}} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$ en zone nodale et en travées.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.3.3 Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On distingue deux cas:

Si $\mu < \mu_{lim} = 0,392$: Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_e \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Si $\mu > \mu_{lim} = 0,392$: es sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \cdot d \cdot \sigma_{st}} \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

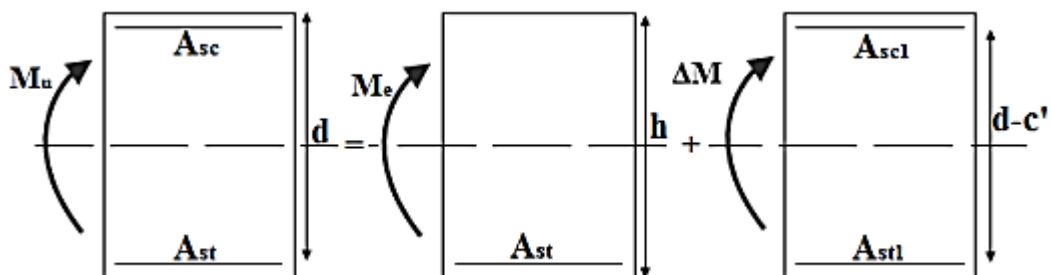
Avec: $M_e = \mu_e \times b \times d^2$

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

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : moment sollicitant.

M_e : moment pour qu'une section soit simplement armée.



V.3.4 Les efforts internes et Ferrailage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons :

		M (KN)	d (cm)	μ	obs	β	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des armatures	A_{adp}
Poutre principale 25×40	En travée	90,851	38	0,177	SSA	0,9015	7,620	1,15	3HA14 +3HA12	8
	À l'appui	56,724	38	0,101	SSA	0,9465	4,532	1,15	6HA12	6,78
Poutre secondaire 25×35	En travée	63,296	33	0,164	SSA	0,910	6,057	0,996	6HA12	6,78
	À l'appui	56,302	33	0,146	SSA	0,921	5,323	0,996	6HA12	6,78

Tableau V.3.2 : Résultats de ferrailage des poutres à ELU.

V.3.5 Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

- Calcul des armatures transversales :
 - a) Diamètre des armatures transversales: (BAEL91/ Art A.8.1.3 modifiées 99) :

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

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{25}{35}; 1,2\right) = \min(1; 2,5; 1,2) = 1\text{cm.}$$

Soit: $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

- b) La section d'armature transversale :

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

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

- c) Espacement des armatures transversales :

- Selon le BAEL 99 : $S_t < \min(0,9d; 40\text{cm})$
- D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22) :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right)$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

- **De BAEL :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 4 \text{ MPa}$$

- **Du RPA:**

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section (Cm ²)	Zone	BAEL			RPA		Section adoptée			
		Ø (cm)	S _t (cm)	A _t ^{min} (cm ²)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	Ø (cm)	S _t ^{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adp} (cm ²)
Poutre principale 25×40	nodale	0,8	25	0,625	8	0,6	0,8	8	4HA8	2,01
	courante				15	1,125		15	4HA8	2,01
Poutre secondaire 25×35	nodale	0,8	25	0,625	8	0,6	0,8	8	4HA8	2,01
	courante				15	1,125		15	4HA8	2,01

Tableau V.3.3: Vérification de la section minimale d'armatures transversales

e) 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
$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$	$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Remarque :

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

Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.22).

$$L_s = \frac{\phi f_c}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \longrightarrow L_{\square} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,34 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \longrightarrow L_{\square} = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

Le règlement BAEL99 admet 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 $0.4L_s$

$$\phi = 12 : L_c = 16,936 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 : L_c = 19,752 \text{ cm}$$

V.3.6 Vérification à l'ELU :**1. Vérification condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99/ Art B.4.2.1).**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

❖ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

	Localisation	A_{st}^{min}	$A_{adopté}$	Observation
Poutre principale	Travée	1,15	8	C.V
	Appui	1,15	6,78	C.V
Poutre secondaire	Travée	0,996	6,78	C.V
	Appui	0,996	6,78	C.V

Tableau V3.4: Calcul de la section minimale.

2. Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifiée 99 /Art 5.1.1).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_u^{max} : \text{l'effort tranchant max a l'ELU}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Poutre	T (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre Principale 25×40	113,09	25	38	1,190	2,5	C.V
Poutre secondaire 25×35	179,87	25	33	2,18	2,5	C.V

Tableau V3.5: Vérification aux cisaillements.

3. Influence de l'effort tranchant.

- **Influence sur le béton (BAEL 91 modifiée 99 /Art A.5.1.313).**

On se doit de vérifier la relation :

$$T_{max} < T_u$$

Avec :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9b.d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma b} \quad T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} \cdot b \cdot d}{\gamma b}$$

Poutre	b (cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	γ _b	T (KN)	T _u (KN)	Observation :
Poutre Principale 25×40	25	38	25	1,5	113,09	570	C.V
Poutre secondaire 25×35	25	33	25	1,5	179,87	495	C.V

Tableau V.3.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

• **Influence sur les aciers (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.5.1.312).**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer un moment égal à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\delta_{\text{max}}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ si : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

Poutre	T _u ^{max} (KN)	M _u ^{max} (KN.m)	d (mm)	0,9 × d (mm)	A _s (cm ²)	Observation
Poutre Principale 25×40	113,09	90,851	0,38	0,342	-4,386	C.V
Poutre secondaire 25×35	179,87	63,296	0,33	0,297	-0,956	C.V

Tableau V.3.7: Influence de l'effort tranchant sur les aciers

4. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{max}}}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

Poutre		Ferrailage	T_u^{\max} (KN)	$0,9 \times d$ (mm)	$\sum U_i$ (mm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{sc}$ (MPa)	Observation
Poutre Principale 25×40	En travée	3HA14 +3HA12	113,09	342	245,04	1,35	3,15	C.V
	À l'appui	6HA12			226,19	1,46		
Poutre secondaire 25×35	En travée	6HA12	179,87	297	226,19	2,68	3,15	C.V
	À l'appui	6HA12			226,19	2,68		

Tableau V.3.8: Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres.

V.3.7 Vérification à l'ELS :

- ❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.6.3) :**

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

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

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b.d}$$

		M_s (KN)	A_{adp} (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Poutre principale 25×40	En travée	41,386	8	0,842	0,8698	23,41	156,52	6,686	15	C.V
	À l'appui	65,798	6,78	0,713	0,8774	25,78	291,07	11,29	15	C.V
Poutre secondaire 25×35	En travée	25,533	6,78	0,821	0,8706	23,64	131,08	5,545	15	C.V
	À l'appui	27,279	6,78	0,821	0,8706	23,64	140,04	5,923	15	C.V

Tableau V.3.9: Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

	Localisation	Ferraillage longitudinale	Ferraillage transversale
Poutre principale 25×40	En travée	3HA14 +3HA12	4HA8
	À l'appui	6HA12	4HA8
Poutre secondaire 25×35	En travée	6HA12	4HA8
	À l'appui	6HA12	4HA8

Tableau V.3.10: ferrailage des poutres

V.4 Les voiles de contreventement :

Le ferrailage 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 :

- Les armatures verticales
- Les armatures horizontales
- Les Armatures transversales
- Les combinaisons de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ (**BAEL91 modifié 99**)
- $G+Q$
- $G+Q \pm E$ (**RPA99 version 2003**)
- $0,8G \pm E$

V.4.1 Calcul des armatures :

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

- Zone I : RDC
- Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage.
- Zone III : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage.

V.4.1.1 Exposé de la méthode de calcul :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables N et M.

a. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : la section du béton, ($B = L \times e$)

L : la longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier, $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} lc \right)$$

Avec :

Lc : longueur de la zone comprimée.

he : hauteur libre de l'étage.

Tel que :

$$Lc = \frac{\sigma_{ax}}{\sigma_{ax} + \sigma_{i1}} \times L$$

Et : $Lt = L - Lc$

b. Calcul des efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

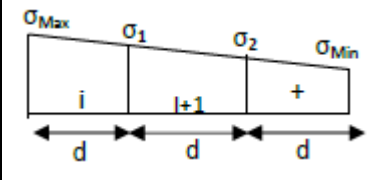
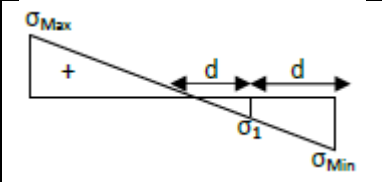
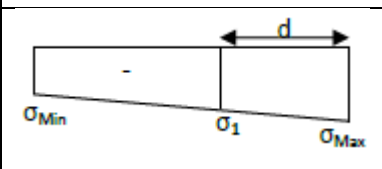
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal Ni	L'effort normal Ni+1
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{ax} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C.		$N_i = \frac{\sigma_{ax} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{ax} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$

Tableau V.1 : Tableau des efforts normaux

V.4.1.2 Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier}$$

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad \text{(RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b. Armatures horizontales :

La section d'armatures horizontale est égale à

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

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales. Ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003 : Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par « 4 » épingles au mètre carré.

d. Armatures de coutures : (Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

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

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

Avec : $V = 1.4 T$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.4.1.3 Règles communes du RPA : (Article 7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile (0,15 % .B)
- En zone courante (0,10 % . B)

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Diamètre minimal :

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

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.

Espacement : (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $St \leq \min \{ 1.5e ; 30cm \}$

Longueur de recouvrement : (Art: 7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

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

V.4.1.4 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.4.1.5 Vérification de la contrainte de cisaillement :**D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

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

Avec : $V = 1,4 \times T$ b_0 : Epaisseur du linteau ou du voiled : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$ **Voiles L2, L6 et L4 :**

Zone	I	II	III
L (m)	2,00	2,00	2,00
e (m)	0,15	0,15	0,15
hp (m)	0,35	0,35	0,35
he (m)	3,06	3,06	3,06
σ_{\max} (kN/m²)	6414,040	3512,47	2284,07
σ_{\min} (kN/m²)	4665,970	974,76	14488,75
T (kN)	365,68	211,02	123,14
N_s (kN)	969,13	635,1	349,21
σ_s (kN/m²)	400	400	400

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre (m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m ²)		0,3	0,3	0,3
	he (m)		3,060	3,060	3,060
	h (m)		2,71	2,71	2,71
Solllicitation de calcul	T (KN)		365,680	211,020	123,140
	N _{ser} (KN)		969,13	635,10	349,21
	Vu (KN)		511,952	295,428	172,396
	σ _{max} (KN/m ²)		6414,040	3512,470	2284,070
	σ _{min} (KN/m ²)		4665,970	974,760	14488,750
	σ _s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt (m)		1,16	1,57	0,27
	Lc (m)		0,84	0,43	1,73
	d (m)		0,77	1,04	0,18
	σ _I (KN/m ²)		2138,013	1170,823	761,357
	N _I (KN)		495,06	366,59	41,47
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		12,38	9,16	1,04
	A _{vj} (cm ²)		14,08	8,12	4,74
	A'v1/bande/nappe (cm ²)		15,90	11,20	2,22
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,32	3,13	0,54
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		16,07	12,3	2,26
	Choix de A (cm ²)		2*4HA16	2*8HA14	2*1HA12
	St _{max}		22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm ²)		7,5336	7,5336	7,5336
	choix de la section		15HA8	15HA8	15HA8
Armatures transversales	Espacement st (cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1,896	1,094	0,639
	3,26 Mpa	τ _u	1,354	0,782	0,456
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,990	1,994	1,151

Tableau des sections			
		Nombre des barres	Section
0,5024	T8	15	7,536
0,785	T10	0	0
1,1304	T12	2	2,2608
1,5386	T14	8	12,3088
2,0096	T16	8	16,0768
3,14	T20	0	0
4,90625	T25		0
		Total	38,1824

Voile L3 :

Zone	I	II	III
L (m)	2,50	2,50	2,50
E (m)	0,15	0,15	0,15
hp (m)	0,35	0,35	0,35
he (m)	3,06	3,06	3,06
σ_{\max} (kN/m²)	8281,230	3808,39	2073,14
σ_{\min} (kN/m²)	4192,310	217,93	1488,75
T (KN)	469,39	364,86	191,00
N_s (KN)	978,41	631,53	335,02
σ_s (kN/m²)	400	400	400

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre (m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,50	2,50	2,50
	e (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m ²)		0,375	0,375	0,375
	he (m)		3,060	3,060	3,060
	h (m)		2,71	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T (KN)		469,390	364,860	191,000
	N _{ser} (KN)		978,41	631,53	335,02
	Vu (KN)		657,146	510,804	267,400
	σ_{max} (KN/m ²)		8281,230	3808,390	2073,140
	σ_{min} (KN/m ²)		4192,310	217,930	1488,750
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt (m)		1,66	2,36	1,46
	Lc (m)		0,84	0,14	1,04
	d (m)		1,11	1,36	0,97
	σ_1 (KN/m ²)		2760,410	1626,125	691,047
	N ₁ (KN)		916,32	552,28	201,11
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		22,91	13,81	5,03
	A _{vj} (cm ²)		18,07	14,05	7,35
	A' _{v1} /bande/nappe (cm ²)		27,43	17,32	6,87
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3,32	4,07	2,91
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		28,13	24,62	11,3
	Choix de A (cm ²)		2*7HA16	2*8HA14	2*5HA12
	St _{max}		22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		7,03	6,16	5,63
	AH adopté (cm ²)		11,775	7,536	7,536
	choix de la section		15HA10	15HA8	15HA8
Armatures transversales	Espacement st (cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,947	1,513	0,792
	3,26 Mpa	τ_u	1,391	1,081	0,566
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,345	1,533	0,855

Tableau des sections			
		Nombre des barres	Section
0,5024	T8	15	7,536
0,785	T10	11	8,635
1,1304	T12	10	11,304
1,5386	T14	16	24,6176
2,0096	T16	14	28,1344
3,14	T20	0	0
4,90625	T25		0
		Total	80,227

Voile L1 :

Zone	I	II	III
L (m)	3,20	3,20	3,20
e (m)	0,15	0,15	0,15
hp (m)	0,35	0,35	0,35
he (m)	3,06	3,06	3,06
σ_{\max} (kN/m²)	6309,960	3038,26	2119,91
σ_{\min} (KN/m²)	2963,590	54,50	1529,98
T (KN)	567,32	354,28	207,03
N_s (KN)	1382,28	900,82	493,2
σ_s (kN/m²)	400	400	400

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre (m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,20	3,20	3,20
	e (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m ²)		0,48	0,48	0,48
	he (m)		3,060	3,060	3,060
	h (m)		2,71	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T (KN)		567,320	354,280	207,030
	N _{ser} (KN)		1382,28	900,82	493,20
	Vu (KN)		794,248	495,992	289,842
	σ _{max} (KN/m ²)		6309,960	3038,260	2119,910
	σ _{min} (KN/m ²)		2963,590	54,500	1529,980
	σ _s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt (m)		2,18	3,14	1,86
	Lc (m)		1,02	0,06	1,34
	d (m)		1,36	1,36	1,24
	σ ₁ (KN/m ²)		2383,191	1728,669	706,637
	N ₁ (KN)		883,44	484,44	262,67
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		22,09	12,11	6,57
	A _{vj} (cm ²)		21,84	13,64	7,97
	A'v1/bande/nappe		27,55	15,52	8,56
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,07	4,07	3,72
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		27,69	20,34	20,34
	Choix de A (cm ²)		2*9HA14	2*9HA12	2*9HA12
	St _{max}		22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		7,20	7,20	7,20
	AH adopté (cm ²)		7,53	7,53	7,53
	choix de la section		15HA8	15HA8	15HA8
Armatures transversales	Espacement st (cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1,839	1,148	0,671
	3,26 Mpa	τ _u	1,313	0,820	0,479
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,650	1,765	0,966

Tableau des sections			
		Nombre des barres	Section
0,5024	T8	15	7,536
0,785	T10	11	8,635
1,1304	T12	18	20,3472
1,5386	T14	18	27,6948
2,0096	T16	0	0
3,14	T20	0	0
4,90625	T25		0
		Total	64,213

Voiles T1 et T3 :

Zone	I	II	III
L (m)	4,30	4,30	4,30
e (m)	0,15	0,15	0,15
hp (m)	0,40	0,4	0,4
he (m)	3,06	3,06	3,06
σ_{\max} (KN/m²)	4664,620	3082,47	1522,07
σ_{\min} (KN/m²)	3796,900	1256,96	714,62
T (KN)	601,07	457,88	276,00
N_s (KN)	1130,51	722,59	368,64
σ_s (KN/m²)	400	400	400

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre (m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur d'étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		4,30	4,30	4,30
	e (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m ²)		0,645	0,645	0,645
	he (m)		3,060	3,060	3,060
	h (m)		2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T (KN)		601,070	457,880	276,000
	N _{ser} (KN)		1130,51	722,59	368,64
	Vu (KN)		841,498	641,032	386,400
	σ _{max} (KN/m ²)		4664,620	3082,470	1522,070
	σ _{min} (KN/m ²)		3796,900	1256,960	714,620
	σ _s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt (m)		2,37	3,05	2,93
	Lc (m)		1,93	1,25	1,37
	d (m)		1,33	1,33	1,33
	σ ₁ (KN/m ²)		2047,452	1740,274	830,257
	N ₁ (KN)		669,53	481,07	234,64
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		16,74	12,03	5,87
	A _{vj} (cm ²)		23,14	17,63	10,63
	A' _{v1} /bande/nappe		22,52	16,43	8,52
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3,99	3,99	3,99
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		27,69	20,34	20,34
	Choix de A (cm ²)		2*9HA14	2*9HA12	2*9HA12
	St _{max}		22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,68	9,68	9,68
	AH adopté (cm ²)		11,775	11,775	11,775
	choix de la section		15HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1,450	1,104	0,666
	3,26 Mpa	τ _u	1,035	0,789	0,475
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	1,647	1,070	0,546

Tableau des sections			
		Nombre	Section
0,5024	T8		0
0,785	T10	15	11,775
1,1304	T12	18	20,3472
1,5386	T14	18	27,6948
2,0096	T16	0	0
3,14	T20	0	0
4,90625	T25		0
		Total	59,817

Voiles T2 et T4 :

Zone	I	II	III
L (m)	5,00	5,00	5,00
e (m)	0,15	0,15	0,15
hp (m)	0,40	0,4	0,4
he (m)	3,06	3,06	3,06
σ_{\max} (KN/m²)	6195,680	3345,87	2474,04
σ_{\min} (KN/m²)	4991,670	1395,59	1089,02
T (KN)	722,39	611,61	366,41
N_S (KN)	1310,65	834,34	422,83
σ_s (KN/m²)	400	400	400

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre (m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur d'étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		5,00	5,00	5,00
	e (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m ²)		0,75	0,75	0,75
	he (m)		3,060	3,060	3,060
	h (m)		2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T (KN)		722,390	611,610	366,410
	N _{ser} (KN)		1310,65	834,34	422,83
	Vu (KN)		1011,346	856,254	512,974
	σ _{max} (KN/m ²)		6195,680	3345,870	2474,040
	σ _{min} (KN/m ²)		4991,670	1395,590	1089,020
	σ _s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt (m)		2,77	3,53	3,47
	Lc (m)		2,23	1,47	1,53
	d (m)		1,33	1,33	1,33
	σ ₁ (KN/m ²)		3219,845	2084,642	1526,266
	N ₁ (KN)		939,20	541,69	399,03
armature s verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		23,48	13,54	9,98
	A _{vj} (cm ²)		27,81	23,55	14,11
	A' _{v1} /bande/nappe		30,43	19,43	13,50
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3,99	3,99	3,99
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		30,772	22,6	22,6
	Choix de A (cm ²)		2*10HA14	2*10HA12	2*10HA12
	St _{max}		22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		11,25	11,25	11,25
	AH adopté (cm ²)		11,775	11,775	11,775
	choix de la section		15HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st (cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1,498	1,269	0,760
	3,26 Mpa	τ _u	1,070	0,906	0,543
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	1,646	1,064	0,539

Voiles d'ascenseur :

Zone	I	II	III
L (m)	2,10	2,100	2,100
e (m)	0,15	0,150	0,150
hp (m)	0,40	0,4	0,4
he (m)	3,06	3,06	3,06
σ_{\max} (kN/m²)	6541,200	2402,54	1205,13
σ_{\min} (kN/m²)	4034,640	678,71	462,67
T (KN)	352,99	268,67	171,02
N_s (KN)	769,66	489,51	252,1
σ_s (kN/m²)	400	400	400

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre (m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur d'étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,10	2,10	2,10
	e (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m ²)		0,315	0,315	0,315
	he (m)		3,060	3,060	3,060
	h (m)		2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T (KN)		352,990	268,670	171,020
	N _{ser} (KN)		769,66	489,51	252,10
	Vu (KN)		494,186	376,138	239,428
	σ_{max} (KN/m ²)		6541,200	2402,540	1205,130
	σ_{min} (KN/m ²)		4034,640	678,710	462,670
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,30	1,64	1,52
	Lc		0,80	0,46	0,58
	d		0,87	1,09	1,01
	σ_1 (KN/m ²)		2180,400	800,847	401,710
	N ₁ (KN)		566,41	262,27	121,91
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		14,16	6,56	3,05
	A _{vj} (cm ²)		13,59	10,34	6,58
	A'v1/bande/nappe		17,56	9,14	4,69
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,60	3,27	3,03
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18,46	13,56	13,56
	Choix de A (cm ²)		2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	St _{max}		22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,73	4,73	4,73
	AH adopté (cm ²)		7,536	7,536	7,536
	choix de la section		15HA8	15HA8	15HA8
Armatures transversales	Espacement st (cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,743	1,327	0,845
	3,26 Mpa	τ_u	1,245	0,948	0,603
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,246	1,460	0,752

Tableau des sections			
		Nombre des barres	Section
0,5024	T8	15	7,536
0,785	T10	0	0
1,1304	T12	12	13,5648
1,5386	T14	12	18,4632
2,0096	T16	12	24,1152
3,14	T20	0	0
4,90625	T25		0
		Total	63,6792

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 du 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	$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$, $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (poteau carré) $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$
$N_{S_{max}}$	$N_{S_{max}} = 1583,66 \text{KN}$
σ_{sol}	$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ Mpa}$
Les dimensions adoptées	$B \geq \sqrt{\frac{1583,66}{200}} = 2,814 \text{ MPa}$ $\Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$
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 :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

➤ Avec :

➤ B : La largeur de la semelle.

➤ L : Longueur de la semelle.

➤ G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

➤ σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B	Nombre de voile	S=B×L×N (m ²)
VL1	1382,28	3,2	2,16	1	6,912
VL2 VL6 VL4	969,13	2	2,42	3	14,52
VL3	978,41	2,5	1,96	1	4,9
VLa	769,66	2,1	1,83	1	3,843
$\Sigma=$					30,175

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

Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B	Nombre de voile	S=B×L×N (m ²)
VT1 VT3	1130,51	4,3	1,315	2	11,309
VT2 VT4	1310,65	5	1,31	2	13,1
VTa	769,69	2,1	1,83	2	7,686
$\Sigma=$					32,095

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

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 32,095 + 30,175 = 62,27 \text{ m}^2$$

➤ **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	N _S (KN)	M _{inf} (KN.m)	ei (m)	N x ei
C16	700,46	-6,879	-9,375	-6566,813
C17	1583,66	-7,604	-4,375	-6928,513
C18	1018,96	6,517	0,975	993,486
C19	1197,15	2,607	5,075	6075,536
C20	640,44	4,707	9,375	6004,125
Σ	5140,67	-0,652	/	-422,181

Tableau VI.4 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-422,181 + (-0,652)}{5140,67} = -0,082 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

- - Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

- $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

- $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

On a : $e = -0,082 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19,2}{6} = 3,2 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5140,67}{19,2} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,082)}{19,2} \right) = 274,604 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5140,67}{19,2} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,082)}{19,2} \right) = 274,785 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5140.67}{19.2} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.082)}{19.2} \right) = 264,313 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{264,313}{200} = 1.322 \text{ m}$$

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

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

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 1,5 \times 19,2 \times 10 = 288 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 288 + 62,27 = 350,27 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : **S_{bat} = 458,97m²**

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

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{350,27}{458,97} \times 100 = 76,63\%$$

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.4. Pré dimensionnement du radier :

Elément	Condition	Valeur adoptée (cm)
Radier	<p>Condition de vérification de la longueur élastique</p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <p><i>Avec</i> : K= 40 MPa pour un sol moyen. $L_{\max} = 5,35 \text{ m.}$ $E = 10818.865 \text{ MPa}$</p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,80\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = \mathbf{0,97 \text{ m}}$	h=100
	<p>Condition forfaitaire</p> $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \qquad \frac{480}{8} \leq h \leq \frac{480}{5}$ $60 \leq h \leq 96 \text{ cm}$	
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. $\implies h_d \geq \frac{535}{20} = \mathbf{26,75 \text{ cm}}$</p>	h_d = 30
Nervure (poutre)	$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{535}{10} = \mathbf{53,5 \text{ cm}} \qquad \text{Soit } h_n = \mathbf{100 \text{ cm}}$ <p>et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$ $0,4 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70 \text{ cm.}$</p>	h_n = 100 b_n = 50
Épaisseur de la dalle flottante	$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$ $\frac{535}{50} = 10,7 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{535}{40} = 13,38 \text{ cm}$	h_t = 12

Tableau VI.5 : Dimensionnement de radier général.

VI.5. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Chargement	Charge permanente de la structure		G = 42203,72 KN.
	Charge d'exploitation de la structure		Q = 6800,65 KN.
Combinaison d'actions	ELU	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 42203,72 + 1,5 \times 6800,65 = \mathbf{67175,997 \text{ KN}}$	
	ELS	$N_S = G + Q = 42203,72 + 6800,65 = \mathbf{49004,37 \text{ KN}}$	
la surface du radier	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{67175,997}{1,33 \times 200} = \mathbf{252,541 \text{ m}^2}$	
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{49004,37}{200} = \mathbf{245,022 \text{ m}^2}$	
Surface adoptée	$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = \mathbf{252,541 \text{ m}^2}$		
la surface du bâtiment	$S_{bat} = \mathbf{458,97 \text{ m}^2}$		
Conclusion	<p>$S_{bat} = 458,97 \text{ m}^2 > S_{rad} = 252,541 \text{ m}^2$</p> <p>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</p>		
Longueur de débord	$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$ <p style="text-align: center;">L_{deb} = 50 cm</p>		
Surface de débord	$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 120,6 \times 0,5 = \mathbf{60,3 \text{ m}^2}$ Avec : P : périmètre de notre bâtiment.		
surface totale du radier	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 458,97 + 60,3 = \mathbf{519,27 \text{ m}^2}$		

Tableau VI.6 : surface du radier général

VI.6. Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes	Poids du bâtiment		G = 42203,72 KN.		
	Poids de radier	Poids de la dalle :	$P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$ $P_{dalle} = 519,27 \times 0,30 \times 25$		3894,525 KN
		Poids des nervures	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum(L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{nerv} = 0,50 \times (1 - 0,30) \times 25 \times (31,8 \times 10 + 19,2 \times 5)$		3622,5 KN
		Poids de TVO	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,50 \times 414 = 207 \text{ m}^2.$ $P_{TVO} = (519,27 - 207) \times 0,7 \times 17$		3715,775 KN
		Poids de la dalle flottante	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \cdot e_{pdalle \text{ flottante}} \cdot \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 519,27 \times 0,12 \times 25$ $e_{dalle \text{ flottante}} = 12 \text{ cm.}$		1557,81 KN
			Poids de radier : Σ	12790,61 KN	
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q		6800,65 KN		
	Surcharge du radier : Q = 3,5 X 519,27		1817,445 KN		
Poids total de la structure	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 42203,72 + 12790,61$		54994,33 KN		
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 6800,65 + 1817,445$		8618,095 KN		
Combinaisons	<u>A l'ELU :</u>		87169,488 KN		
	$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 54994,33 + 1,5 \times 8618,095$				
		<u>A l'ELS :</u>		63612,4250 KN	
		$N_S = G + Q = 54994,33 + 8618,095$			

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

VI.7. Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{87169,488 \times 1}{519,27} \times \frac{5,35}{2}$ $= 449,050 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{449,050 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1,663 \text{ MPA}}$
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	$\tau_u = 1,663 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPA.}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>

Avec : b=100 cm ; d=0,9h_d=0,9 x 30 =27cm

b) Vérification de la stabilité du radier :

Sens longitudinal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	15,9 m
	Moment d'inertie	$I_{yy} = \frac{19,2 \times 31,8^3}{12}$	51451,8912 m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 53966,257 + 2592,86 \times 1,0 = 56559,117 \text{ KN.m}$	
	<u>ELU</u>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{87169,488}{519,27} + \frac{56559,117}{51451,8912} \times 15,9$ $= 185,348 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{87169,488}{519,27} - \frac{56559,117}{51451,8912} \times 15,9$ $= 150,391 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 185,348 + 150,391}{4} = 176,609 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 176,609 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266,00 \text{ KN / m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
	<u>l'ELS</u>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63612,4250}{519,27} + \frac{56559,117}{51451,8912} \times 15,9$ $= 139,982 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63612,4250}{519,27} - \frac{56559,117}{51451,8912} \times 15,9$ $= 105,982 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 139,982 + 105,982}{4} = 131,482 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 131,482 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>		

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

Sens transversal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$	9,6 m
	Moment d'inertie	$I_{xx} = \frac{31,8 \times 19,2^3}{12}$	18756,4032 m⁴.
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_y = 58887,989 + 2796,53 \times 1,0 = \mathbf{61684,519 \text{ KN.m}}$	
	<u>ELU</u>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{87169,488}{519,27} + \frac{61684,519}{18756,4032} \times 9,6$ $= \mathbf{199,440 \text{ KN/m}^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{87169,488}{519,27} - \frac{61684,519}{18756,4032} \times 9,6$ $= \mathbf{136,297 \text{ KN/m}^2}$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 199,440 + 136,297}{4} = \mathbf{198,514 \text{ KN/m}^2}$	
	Observation	$\sigma_m = 198,514 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{KN} / \text{m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
	<u>P'ELS</u>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63612,4250}{519,27} + \frac{61684,519}{18756,4032} \times 8,25$ $= \mathbf{154,075 \text{ KN/m}^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63612,4250}{519,27} - \frac{61684,519}{18756,4032} \times 8,25$ $= \mathbf{90,931 \text{ KN/m}^2}$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 154,075 + 90,931}{4} = \mathbf{138,289 \text{ KN/m}^2}$	
Observation	$\sigma_m = 138,289 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée.</p>		

Tableau VI.9: Vérification de la stabilité du radier sens transversal.

VI.8. Ferrailage du radier :

VI.8.1. 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 :

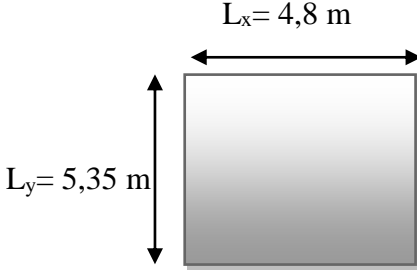
Dimension : Panneau le plus sollicité		
Domaine de portance	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.	
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(176,609; 198,514)$ $= 198,514 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(131,482; 138,289)$ $= 138,289 \text{ KN/m}^2$
Chargements	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(198,514 - \frac{12790,61}{519,27}\right) \times 1\text{m}$ $= 173,882 \text{ KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(138,289 - \frac{12790,61}{519,27}\right) \times 1\text{m}$ $= 113,657 \text{ KN/ml}$

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

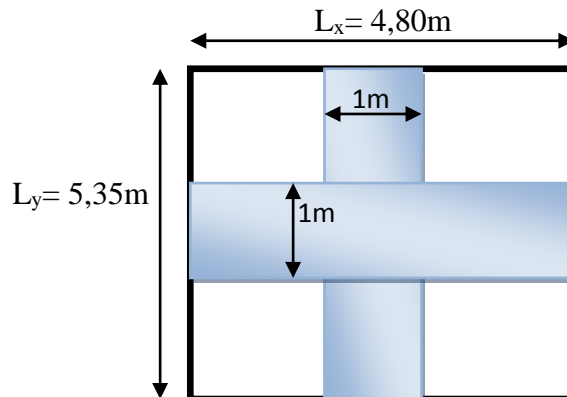
❖ Sollicitations :

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

Avec :

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

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$



	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0,89	0,89
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0,0468	0,0539
μ_y	0,759	0,832
M_{x1}	$0,0468 \times 173,882 \times 4,80^2$ = 187,492 KN.m	$0,0539 \times 113,657 \times 4,80^2$ = 141,146 KN.m
M_{y1}	$0,759 \times 187,492$ = 142,30 KN.m	$0,832 \times 121,81$ = 117,43 KN.m

Tableau VI.11: 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 :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 187,492 = \mathbf{140,619 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 142,30 = \mathbf{106,725 \text{ KN.m}}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 187,492 = \mathbf{-93,746 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 142,30 = \mathbf{-71,15 \text{ KN.m}}$$

ELS :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 141,146 = \mathbf{105,859 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 117,43 = \mathbf{88,0725 \text{ KN.m}}$$

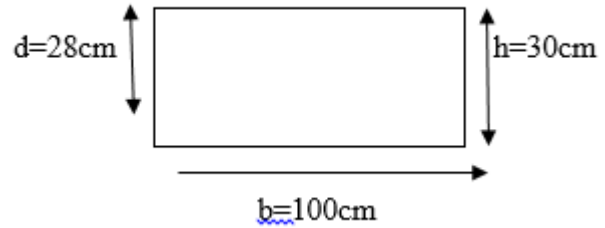
Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 141,146 = \mathbf{-70,573 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 117,43 = \mathbf{-58,715 \text{ KN.m}}$$

❖ Ferrailage (flexion simple) :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple.



Sens X-X	En travée	Aux appuis
Le moment	$M_{tx} = 140,619 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 93,746 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,126 < 0,392$ S.S.A ($A_c = 0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,0842 < 0,392$ S.S.A ($A_c = 0$).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,932$	$\beta = 0,956$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 15,48 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 10,06 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$W_x \geq W_0 \frac{3-\rho}{2} \quad \text{avec : } W_x = \frac{A_{st}}{b \cdot h}, \rho = \frac{L_x}{L_y}$ <p>Avec :</p> <p>W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale dans unedirection donnée à la section totale de béton.</p> <p>W_0 : Taux d'aciers minimal.</p> <p style="text-align: center;">$W_0 = 8 \text{ ‰}$ pour H.A(Fe400)</p>	
A_{adp}	8HA16= 16,09 cm²	8HA14= 12,31cm²
Espacement	$S_t = 12,5 \text{ cm}$	$S_t = 12,5 \text{ cm}$

Tableau VI.12 : Ferrailage de la dalle de radier à ELU sens x-x.

Sens Y-Y	En travée	Aux appuis
Le moment	$M_{tx} = 106,725 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 71,15 \text{ KN.m.}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu}bd^2} = 0,0958 < 0,392$ S.S.A (A_c=0).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu}bd^2} = 0,0639 < 0,392$ S.S.A (A_c=0).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,95$	$\beta = 0,9675$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	A_{st} = 11,53 cm²	A_{st} = 7,55 cm²
Condition de non fragilité	$W_x \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$ avec : $W_x = \frac{A_{st}^2}{b \cdot h}$, $\rho = \frac{L_x}{L_y}$	
A _{adp}	8HA14 = 12,31cm²	8HA12 = 9,05 cm²
Espacement	S_t = 12,5cm	S_t = 12,5cm

Tableau VI.13 : Ferrailage de la dalle de radier à ELU sens y-y.

❖ vérification a ELU:

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L_x : $S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = \mathbf{33\text{cm}}$	En travée : S _t = 12,5cm. En appuis : S _t = 12,5cm
	Sens L_y : $S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = \mathbf{45\text{cm}}$	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	$p = q_{um} l_x l_y = 173,882 \times 4,8 \times 5,35 = 4465,29 \text{ KN}$
	V_u	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4465,29}{3 \times 4,80} = 310,09 \text{ KN}$
$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d}$		$= \frac{310,09 \times 10^3}{1000 \times 280} = 1,1074 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}$		$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$
Observation		$\tau_u = 1,1074 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

		A _{adoptée}	A _{min}	Observation
Sur xx	Sur appuis	16,09	2,532	CV
	Sur travée	12,31	2,532	CV
Sur yy	Sur appuis	12,31	2,24	CV
	Sur travée	9,05	2,24	CV

Tableau VI.14 : vérification de la condition de non fragilité.

❖ Vérification a ELS :

Sens X-X

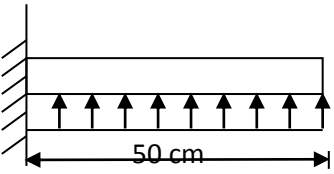
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	A _s	M _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
travée	16,09	105,859	0,574	0,88746	29,43	264,77	348	8,99	15	Cv
appuis	12,31	70,573	0,572	0,894	32,60	229,03	348	7,03	15	Cv

Sens Y-Y

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	A _s	M _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
travée	12,31	88,0725	0,572	0,887	29,30	288,07	348	9,83	15	Cv
appuis	9,05	58,715	0,482	0,894	32,60	259,18	348	7,95	15	Cv

VI.8.2.Ferrailage du débord :

❖ Sollicitation de calcul :

	Longueur	L = 0,50 m.
	ELU : $P_u = q_u$	173,882 KN/ml
	ELS : $P_s = q_s$	113,657 KN/ml
Sollicitation	$M_z = q_u \cdot \frac{x^2}{2}$	$M_z = -21,735 \text{ KN.m}$ (ELU)
	$M_z = q_s \cdot \frac{x^2}{2}$	$M_z = -14,207 \text{ KN.m}$ (ELS)

Calcul des armatures : b = 100 cm; d = 28 cm

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,019 \leq \mu_l = 0,392 \ll \text{Pas d'aciers comprimés} \gg \text{S.S. A}$		
Calcul des moments réduits		
A partir des abaques		$\beta=0,9905$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$\frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$	$A_s = 2,25 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\frac{0,23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$	$A_{min} = 3,381 \text{ cm}^2$
$A_p = 3,38 \text{ cm}^2$ soit 4HA12 = 4,52 cm ² Avec un espacement : S = 25cm < S_{max} = min (2h, 25cm) = 25cm.		
Les armatures de répartition	$\frac{A}{4}$	1,13cm²
4HA10=3,14cm², avec un espacement : S=25cm < S_{max}=min (3h, 33cm) =33cm.		

Tableau VI.15: Ferrailage du débord à ELU.

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures		
Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	aucune vérification a effectue	
Contrainte d'acier calcule $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$	Avec : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 28} = 0,16$ $\beta = 0,934 \text{ et } k_1 = 60,76$	$\sigma_s = 120,18 \text{ MPA}$

b) Vérification des contrainte dans le béton		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{120,18}{60,76}$	$\sigma_b = 1,98 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$	$1,98 < 15 \text{ MPA}$ C.V

VI.8.3. 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 : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$ Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$
Cas de chargement triangulaire :		Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

Tableau VI.16: répartitions simplifiées des charges.

❖ Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(198,514 - \frac{12790,61}{519,27} - \frac{3622,5}{207} \right) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{191,38 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(138,289 - \frac{12790,61}{519,27} - \frac{3622,5}{207} \right) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{131,16 \text{ KN/ml}}$$

❖ Sollicitations :

Moments fléchissant :

$$Q_u = q_u l_m$$

$$Q_s = q_s l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_u = q_u l_t$$

$$Q_s = q_s l_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

Travée										Moment fléchissant				Effort tranchant	
	Panneaux	L _x	L _y	ρ	Chargement	l _m	L _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u
01-févr	1	2	3,6	0,55555556	Triangulaire	0,666	0,5	191,38	131,16	127,45908		87,35256		95,69	
	2	2	4,85	0,41237113	Triangulaire	0,666	0,5	191,38	131,16	127,45908	254,91816	87,35256	174,70512	95,69	191,38
02-mars	1	3,2	3,6	0,88888889	Triangulaire	1,0656	0,8	191,38	131,16	203,93453		139,7641		153,104	
	2	3,2	4,85	0,65979381	Triangulaire	1,0656	0,8	191,38	131,16	203,93453	407,86906	139,7641	279,52819	153,104	306,208
03-avr	1	3,6	4,1	0,87804878	Trapézoïdal	1,3374182	1,10612731	191,38	131,16	255,9551		175,41577		211,69064	
	2	4,1	4,85	0,84536082	Triangulaire	1,3653	1,025	191,38	131,16	261,29111	517,24621	179,07275	354,48852	196,1645	407,85514
04-mai	1	3,6	4,8	0,75	Trapézoïdal	1,4625	1,29375	191,38	131,16	279,89325		191,8215		247,59788	
	2	4,8	4,85	0,98969072	Triangulaire	1,5984	1,2	191,38	131,16	305,90179	585,79504	209,64614	401,46764	229,656	477,25388
05-juin	1	3,15	3,6	0,875	Triangulaire	1,04895	0,7875	191,38	131,16	200,74805		137,58028		150,71175	
	2	3,15	4,85	0,64948454	Triangulaire	1,04895	0,7875	191,38	131,16	200,74805	401,4961	137,58028	275,16056	150,71175	301,4235
06-juil	1	3,6	4,8	0,75	Trapézoïdal	1,4625	1,29375	191,38	131,16	279,89325		191,8215		247,59788	
	2	4,8	4,85	0,98969072	Triangulaire	1,5984	1,2	191,38	131,16	305,90179	585,79504	209,64614	401,46764	229,656	477,25388
07-août	1	3,6	4,1	0,87804878	Trapézoïdal	1,3374182	1,10612731	191,38	131,16	255,9551		175,41577		211,69064	
	2	4,1	4,85	0,84536082	Triangulaire	1,3653	1,025	191,38	131,16	261,29111	517,24621	179,07275	354,48852	196,1645	407,85514
llokko 08-sept	1	3,2	3,6	0,88888889	Triangulaire	1,0656	0,8	191,38	131,16	203,93453		139,7641		153,104	
	2	3,2	4,85	0,65979381	Triangulaire	1,0656	0,8	191,38	131,16	203,93453	407,86906	139,7641	279,52819	153,104	306,208
09-oct	1	2	3,6	0,55555556	Triangulaire	0,666	0,5	191,38	131,16	127,45908		87,35256		95,69	
	2	2	4,85	0,41237113	Triangulaire	0,666	0,5	191,38	131,16	127,45908	254,91816	87,35256	174,70512	95,69	191,38

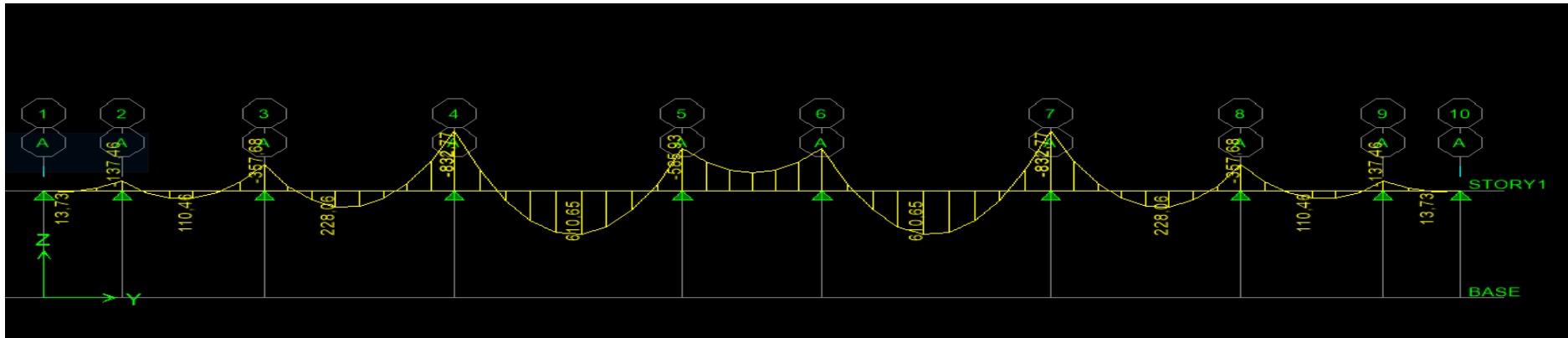
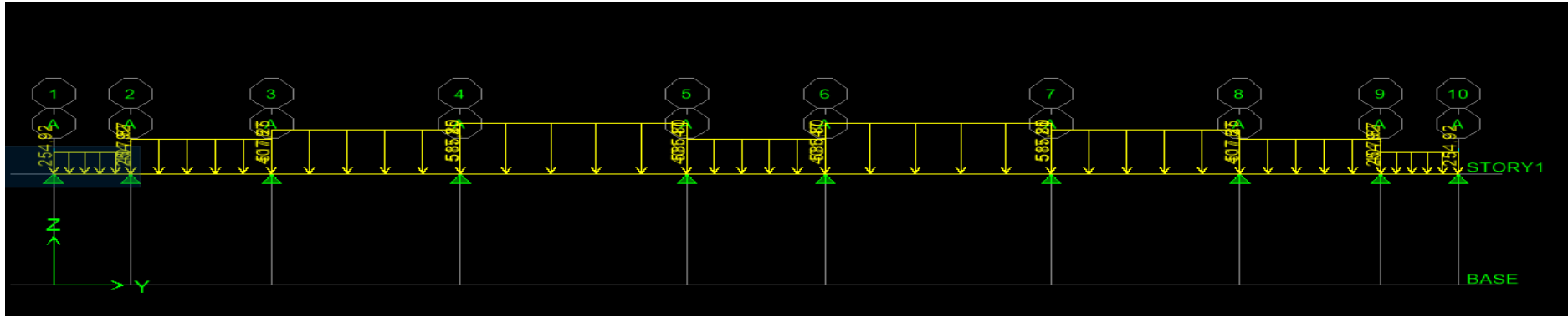
Tableau VII7: Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

										Moment fléchissant KN.m				Effort tranchant KN	
travée	panneaux	L _x	L _y	ρ	Chargement	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u
A-B	1	4,1	4,3	0,95	Trapézoïdal	1,428	1,118	191,38	131,16	273,43		187,39		213,98	
	2	4,3	4,8	0,89	Triangulaire	1,431	1,075	0	0	0	273,43	0	187,39	0	213,98
B-C	1	4,1	4,1	1	Triangulaire	1,365	1,025	191,38	131,16	261,29		179,07		196,16	
	2	4,1	4,8	0,85	Triangulaire	1,365	1,025	191,38	131,16	261,29	522,58	179,07	358,14	196,16	392,32
C-D	1	4,1	5,35	0,76	Trapézoïdal	1,648	1,448	191,38	131,16	315,52		216,24		277,12	
	2	4,8	5,35	0,89	Trapézoïdal	1,756	1,434	191,38	131,16	336,06	651,59	230,32	446,56	274,44	551,56
D-E	1	4,1	5	0,82	Trapézoïdal	1,590	1,360	191,38	131,16	304,39		208,61		260,42	
	2	4,8	5	0,96	Trapézoïdal	1,662	1,294	0	0	0	304,39	0	208,61	0	260,42

Tableau VII8: Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal

❖ DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNEE :

Sens longitudinal :



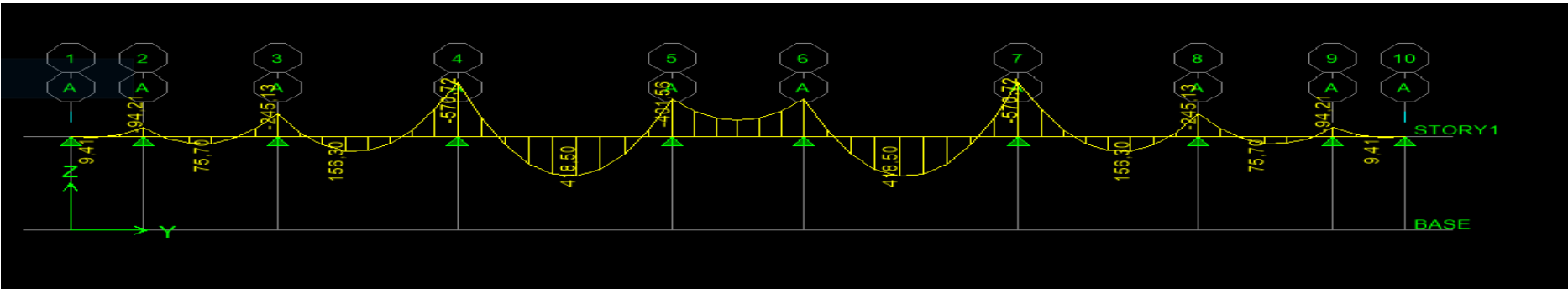
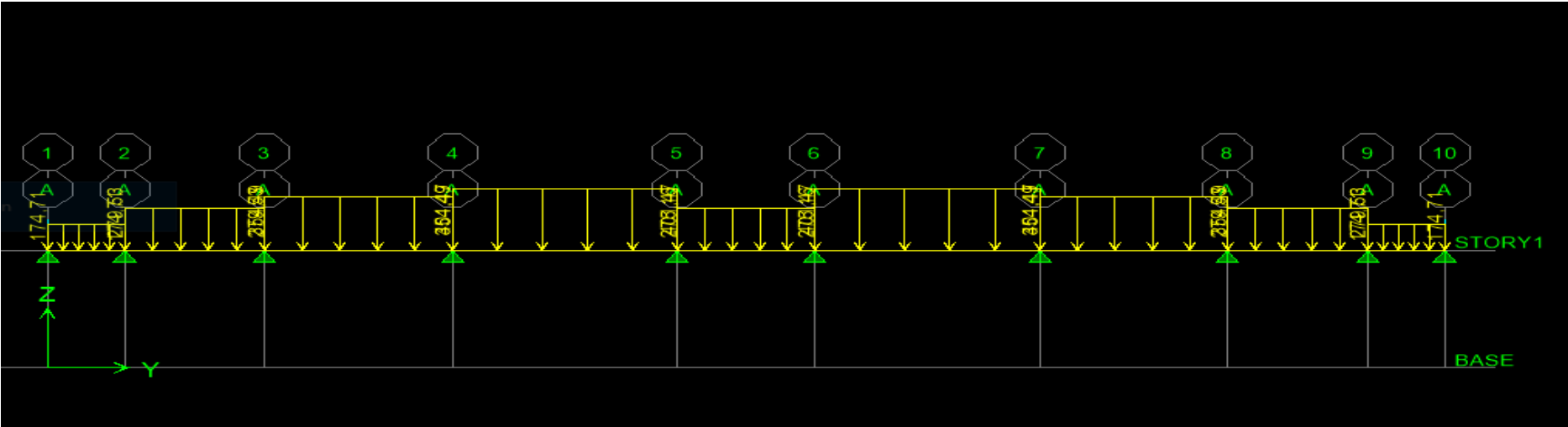


Figure VI.1: Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS respectivement.

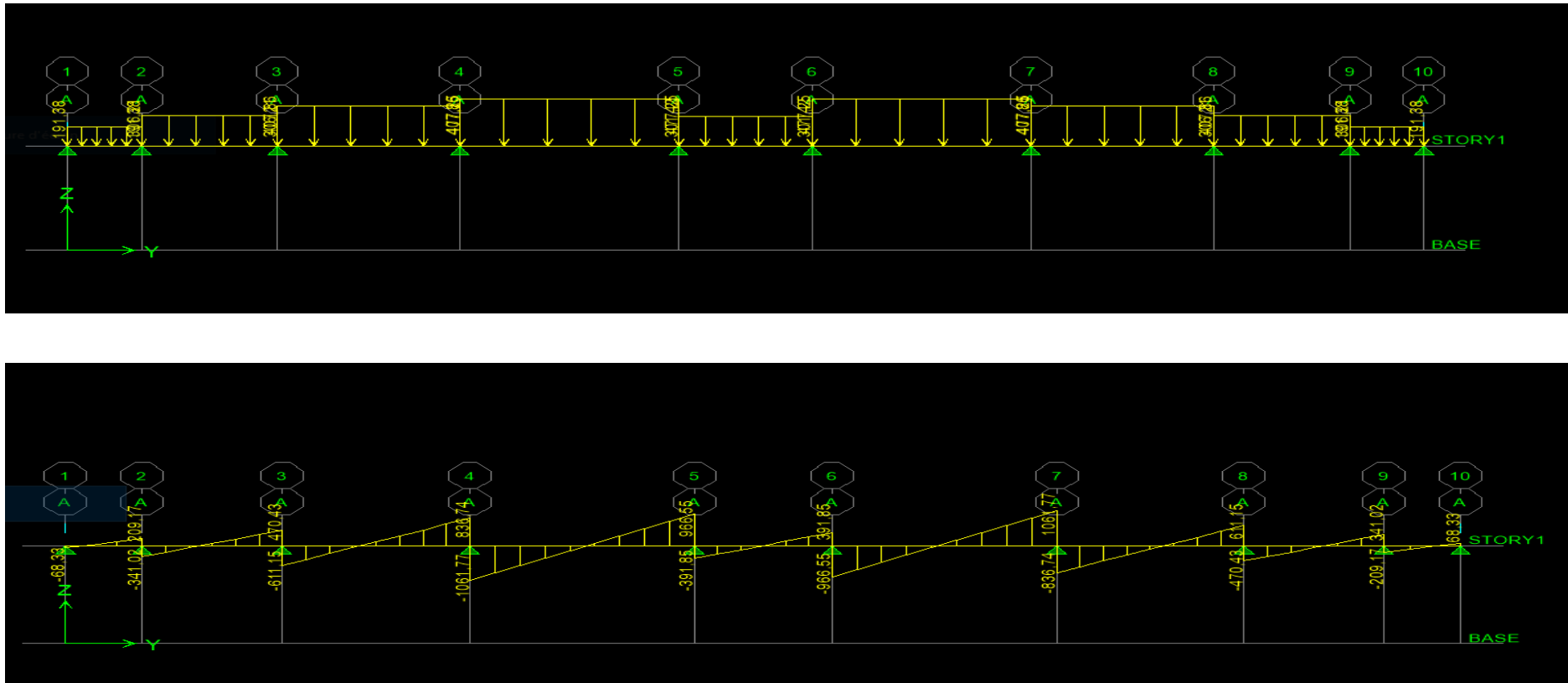
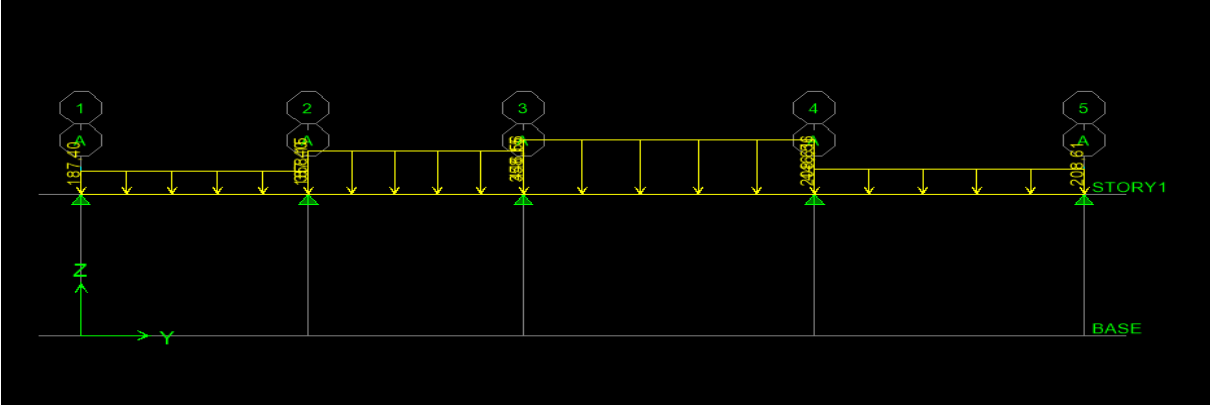
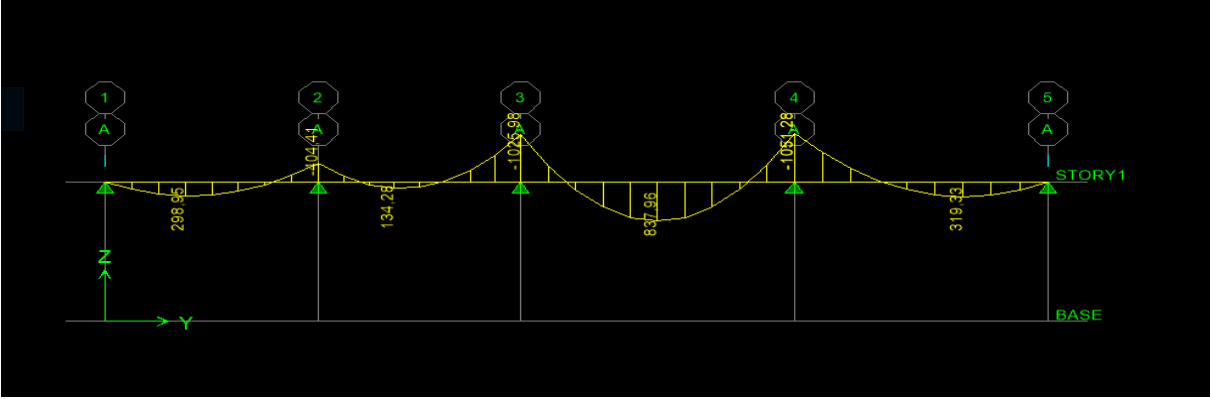
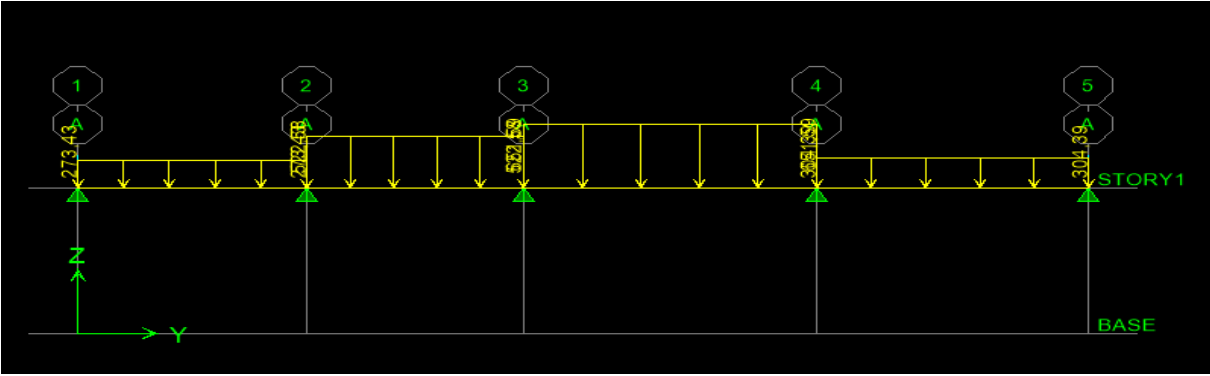


Figure VI.2 : Diagramme des efforts tranchant à ELU.

Conclusion :

Les efforts max	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{max} = 610,65 \text{ KN.m}$ en travée	$M_{max} = 418,50 \text{ KN.m}$ en travée
	$M_{max} = 832,77 \text{ KN.m}$ aux appuis	$M_{max} = 570,72 \text{ KN.m}$ aux appuis
L'effort tranchant	$T_{max} = 1061,77 \text{ KN}$	/

Sens transversal :



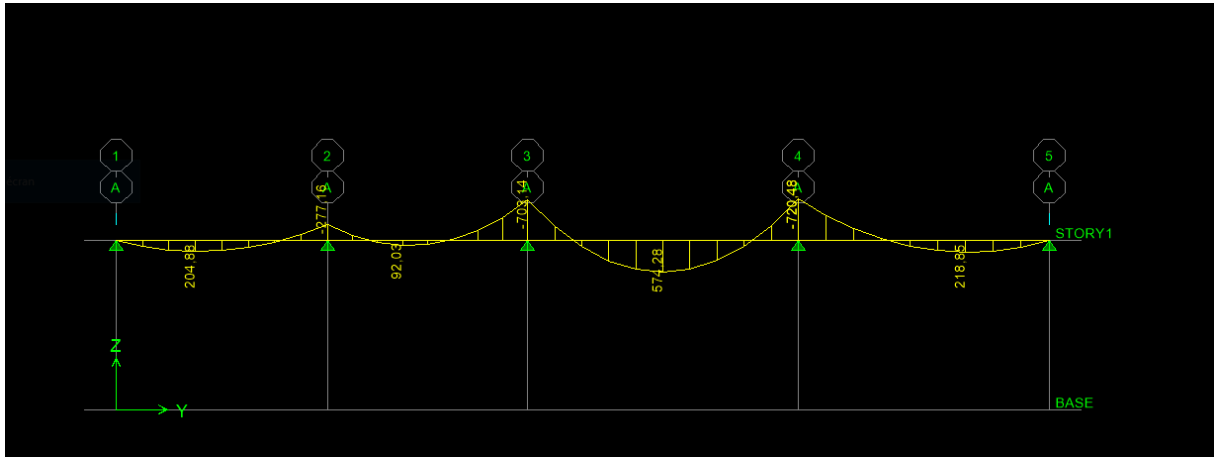


Figure VI.3 : Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS respectivement.

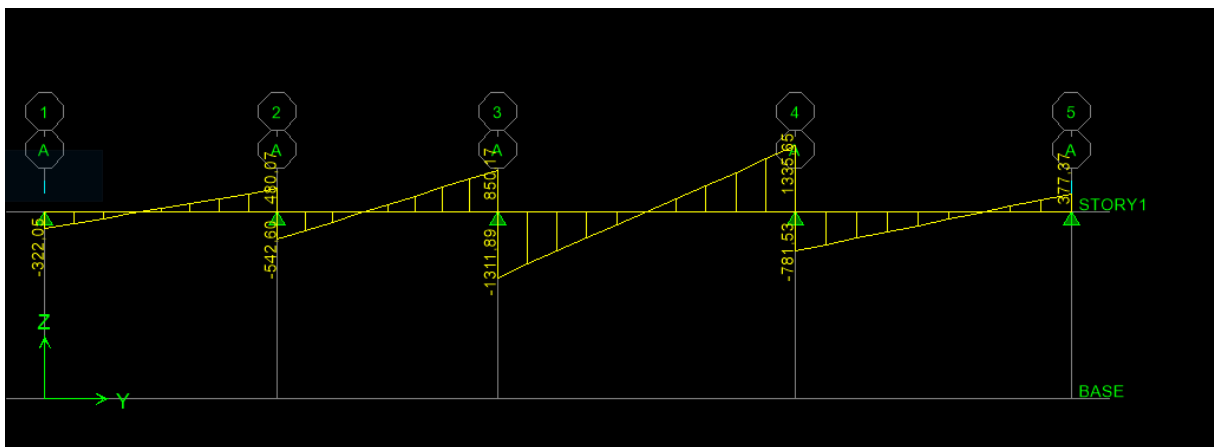
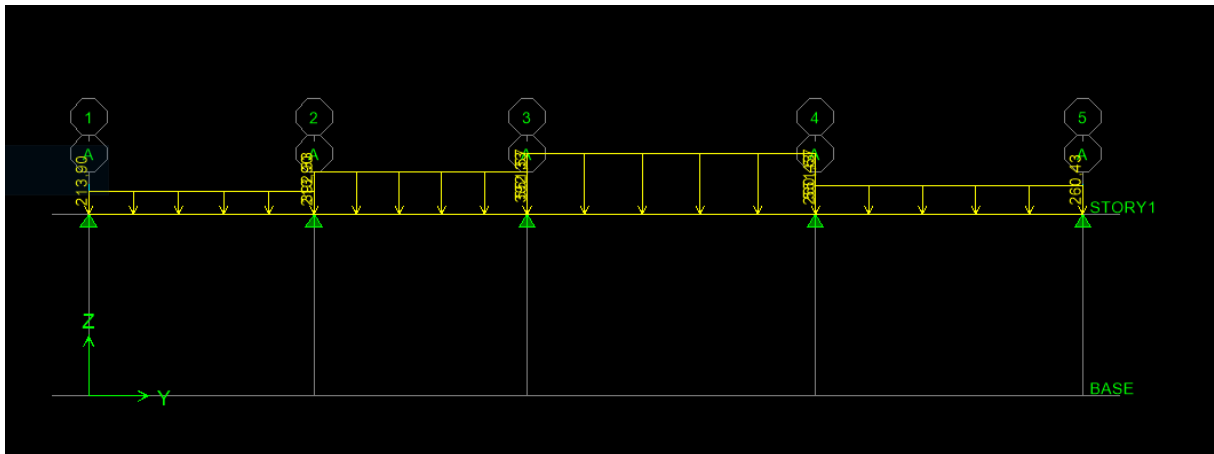


Figure VI.4: Diagramme des efforts tranchant à ELU.

Conclusion :

Les efforts max	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{max} = 837,96 \text{ KN.m}$ en travée	$M_{max} = 574,28 \text{ KN.m}$ en travée
	$M_{max} = 1051,28 \text{ KN.m}$ aux appuis	$M_{max} = 720,48 \text{ KN.m}$ aux appuis
L'effort tranchant	$T_{max} = 1335,65 \text{ KN}$	/

❖ Ferraillage de la nervure :

a) **Armatures longitudinales :** $b = 50 \text{ cm}$ $d = 98 \text{ cm}$.

Le ferraillage 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
Sens longitudinal	travée	61065	0,089	SSA	0,9535	18,78	10HA16
	appuis	83277	0,122	SSA	0,935	26,28	10HA20
Sens transversal	travée	83796	0,122	SSA	0,935	26,28	10HA20
	appuis	105128	0,154	SSA	0,916	33,65	12HA20

Tableau VI.19: Le ferraillage adopté pour la nervure.

b) **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$	
Espacement	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	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$ <p>Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$</p>
<u>Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)</u>		$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$ <p>Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).</p>

c) **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 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 (3cm²/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.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

❖ Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité (BAEL91 modifiées 99/ Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

A_{adoptée} ≥ A_{min} Condition vérifiée.

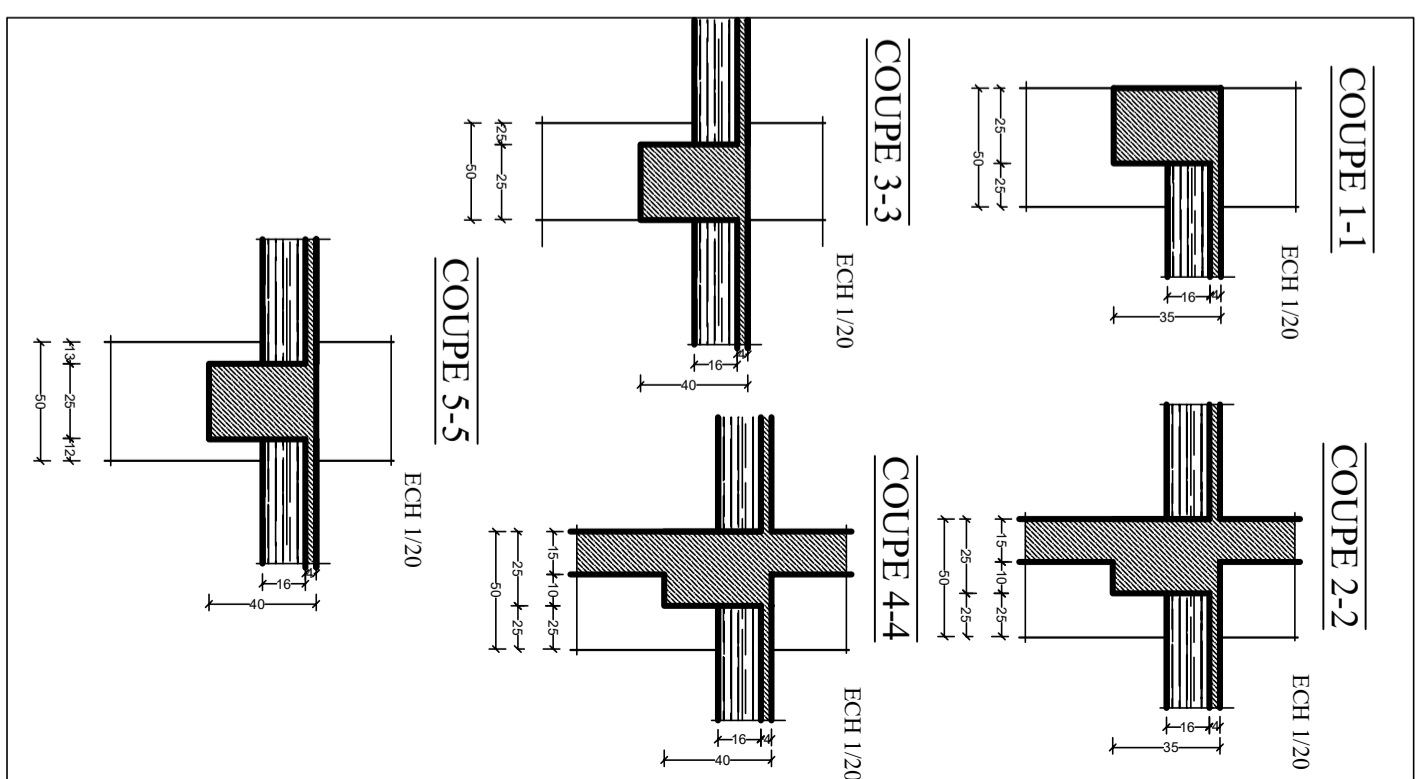
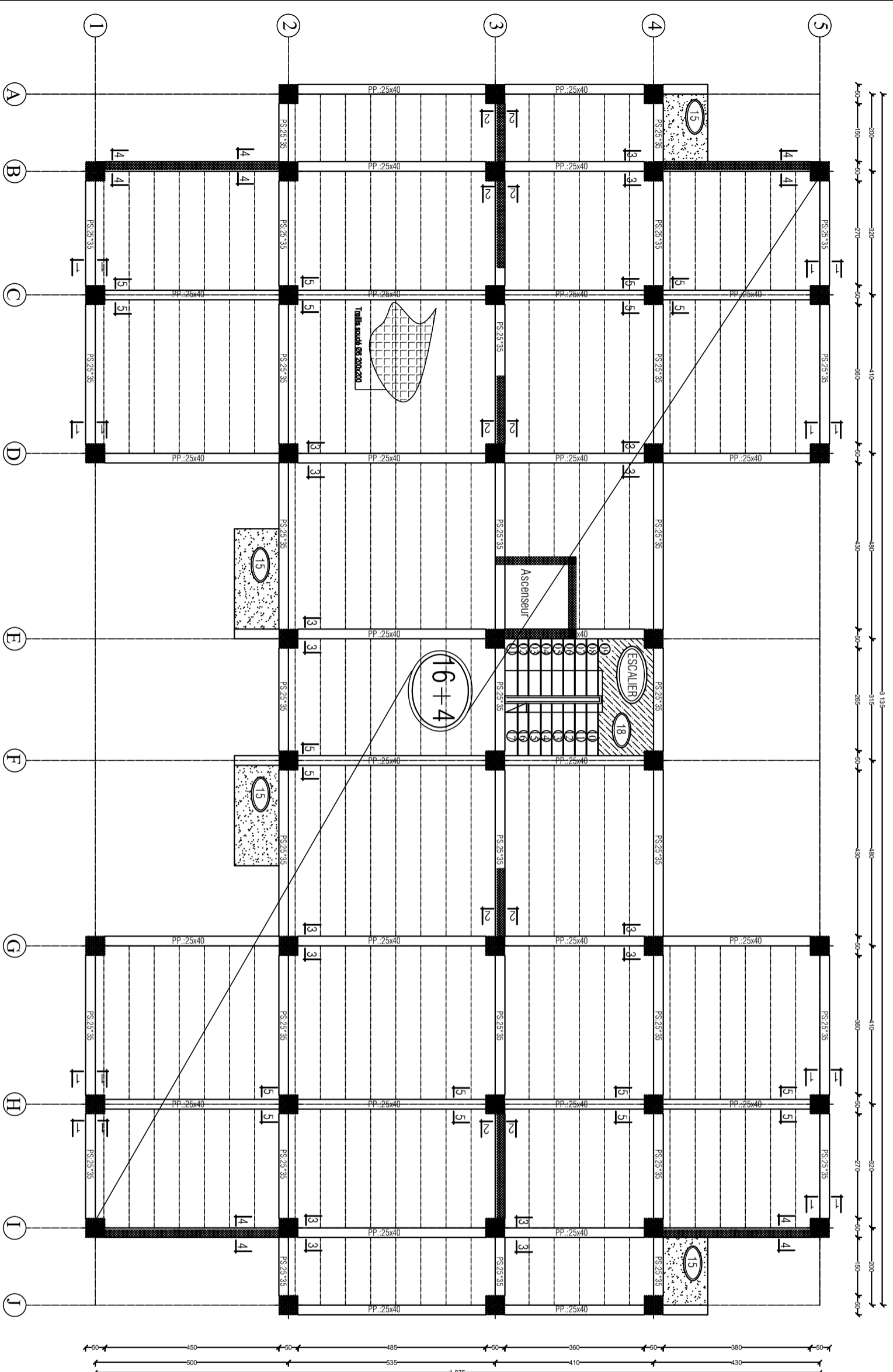
b) **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :**

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 1061,77 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{1061,77 \times 1000}{500 \times 980} = 2,17 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée
Sens transversal: $T_u^{\max} = 1335,65 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{1335,65 \times 1000}{500 \times 980} = 2,73 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée

❖ Vérification à l'ELS :

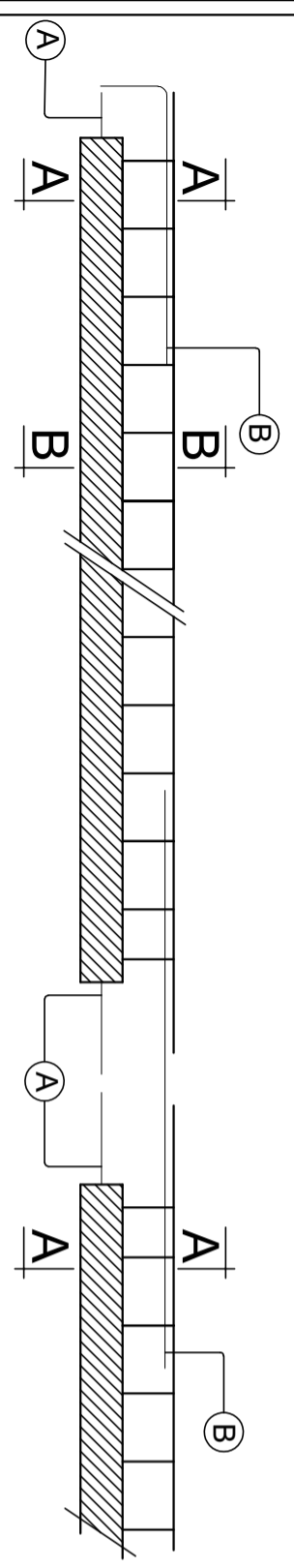
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	A _s (cm ²)	M _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _{st}	σ _b	σ _b	Obs
xx	Travée	20,11	418,50	0,410	0,9018	35,996	235,48	348	6,54	15	CV
	Appuis	31,41	570,72	0,641	0,8824	27,524	210,12	348	7,63	15	CV
yy	Travée	31,41	574,28	0,641	0,8824	27,524	210,12	348	7,63	15	CV
	Appuis	37,69	720,48	0,769	0,8738	24,641	223,23	348	9,06	15	CV

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 15,3;+18,36 ;+21,42 m



NOTA: Caractéristique des matériaux:
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 b) Le béton non armé sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Haute adhérence) c = 400MPa
 d) Treillis soudés (TS) c = 520MPa
 e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

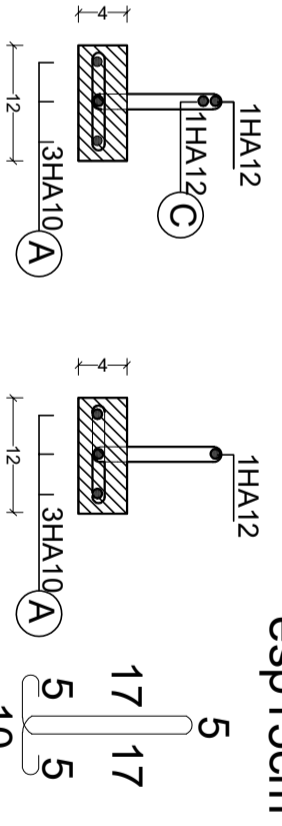
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe-A-A

Coupe-B-B

Ø8X0.59
 esp 15cm



UNIVERSITE MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Memorie de fin d'étude

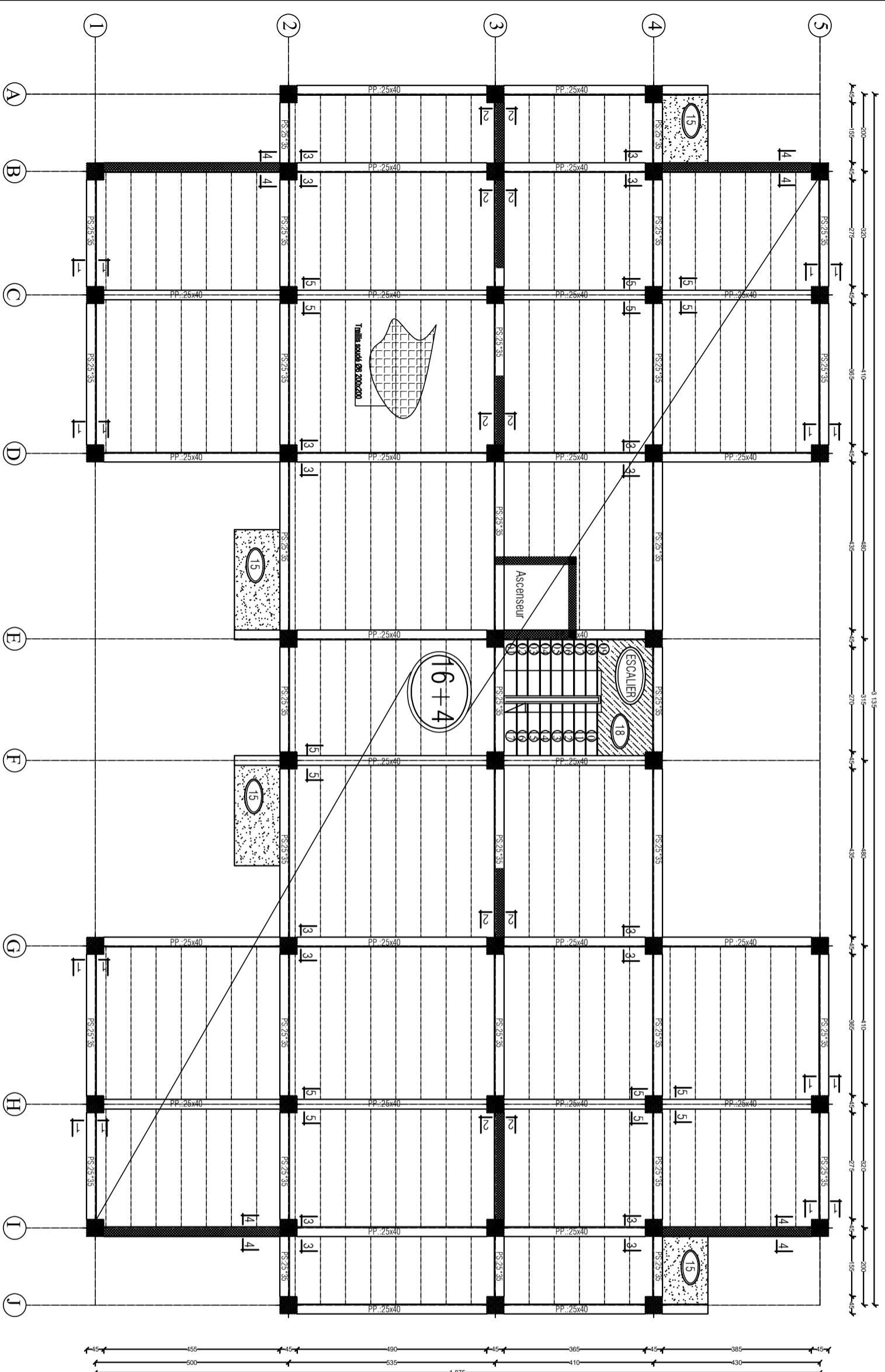
Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

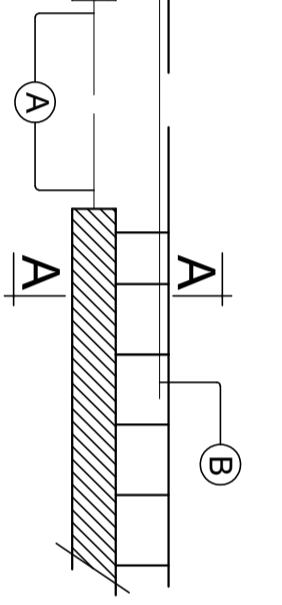
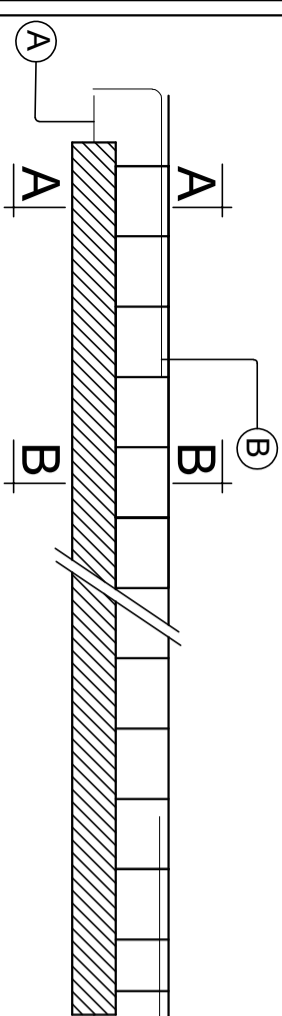
Réalise par : MERRATI MOULOUDI
 SAIDANI DALILA
 Encadrée par : Monstieur Mani.O

promotion :2022/2023

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +24,48 ; +27,54 m

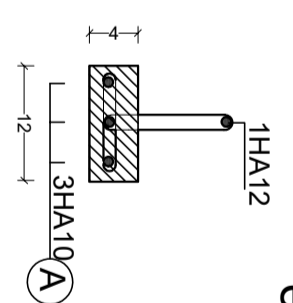
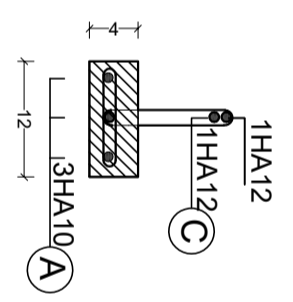


LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)

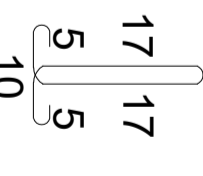


Coupe-A-A

Coupe-B-B

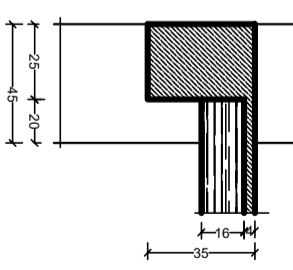


Ø8x0.59
esp 15cm



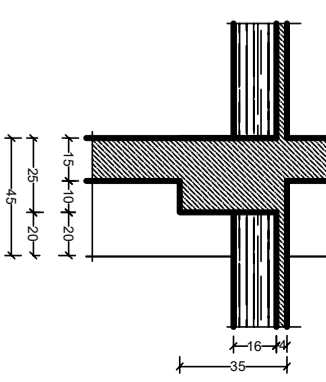
COUPE 1-1

ECH 1/20



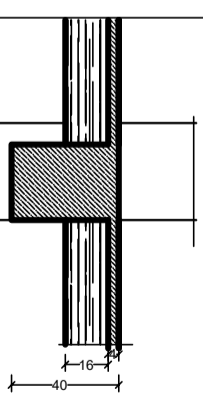
COUPE 2-2

ECH 1/20



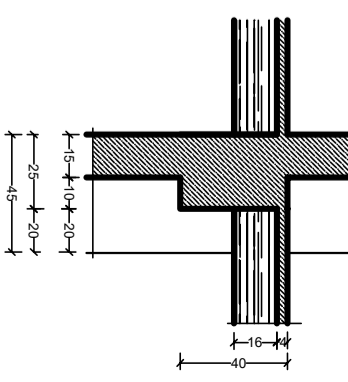
COUPE 3-3

ECH 1/20



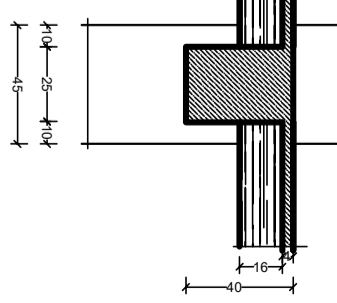
COUPE 4-4

ECH 1/20



COUPE 5-5

ECH 1/20



NOTA:
Caractéristique des matériaux:
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
b) Les aciers pour les armatures seront appropriés sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (résistance adhésive) c = 400MPa
d) Treillis soudés (TS) c = 520MPa
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

UNIVERSITE MOULOUDI MAMMERTI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

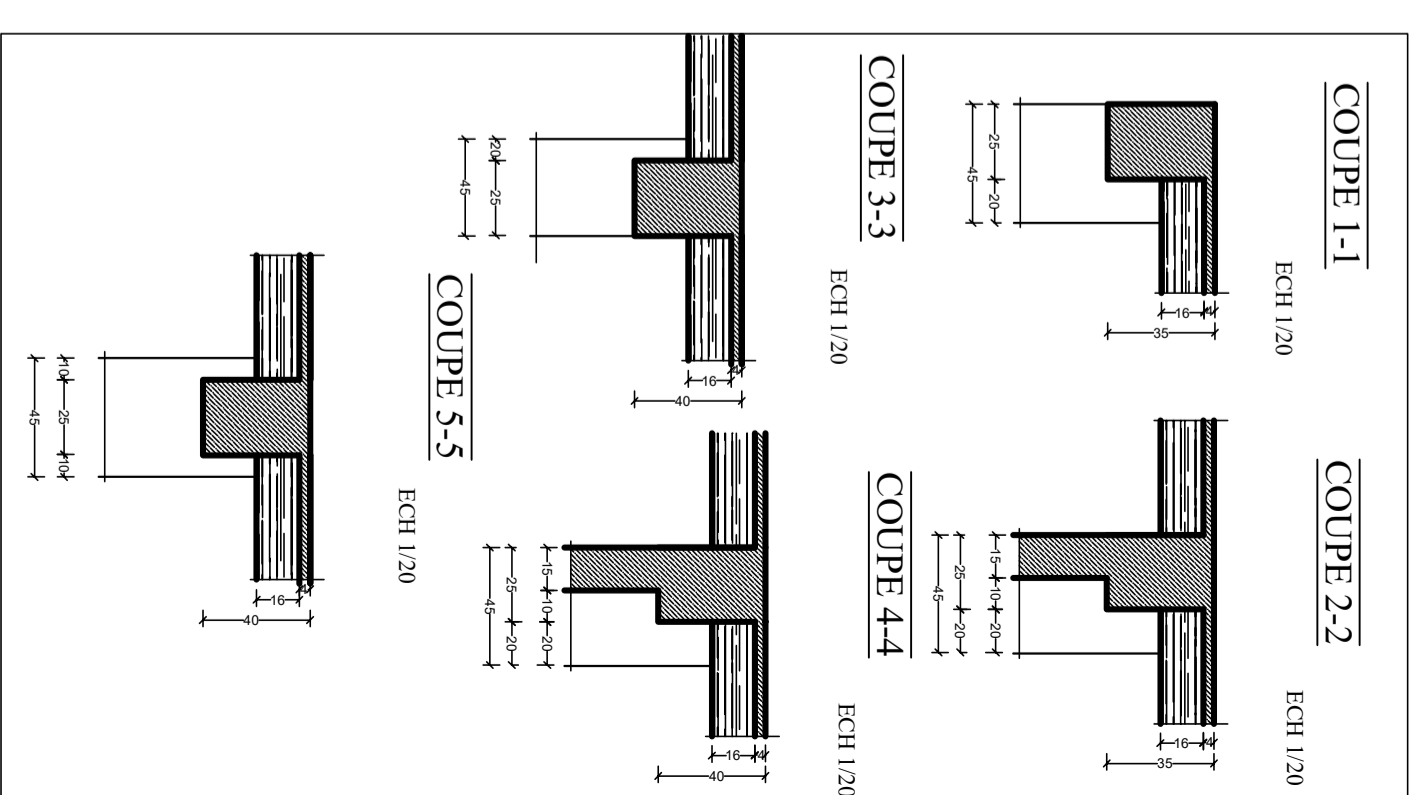
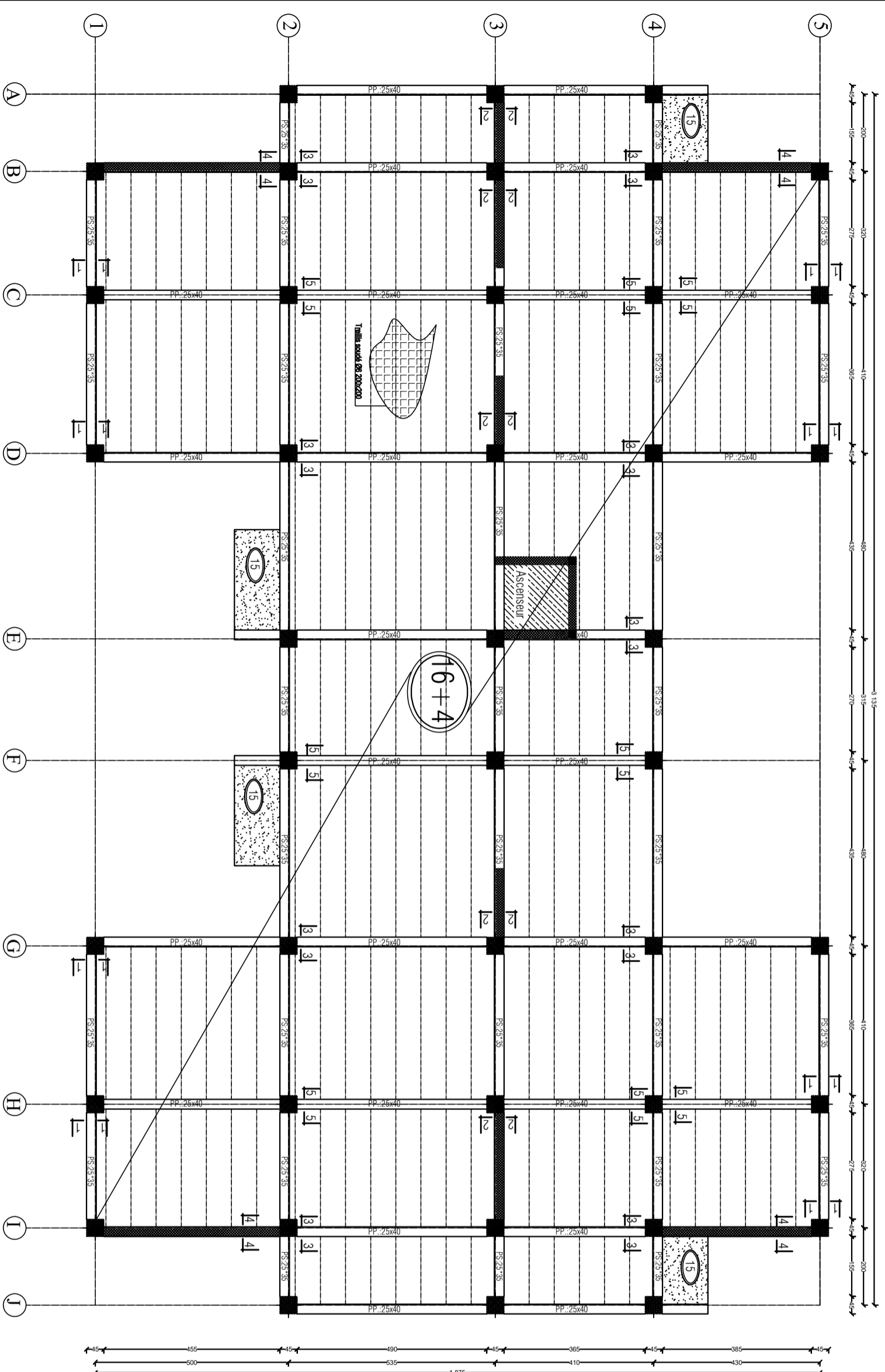
Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : MERRATI MOULOUDI
SAIDANI DALILA
Encadrée par : Monstieur Mani.O

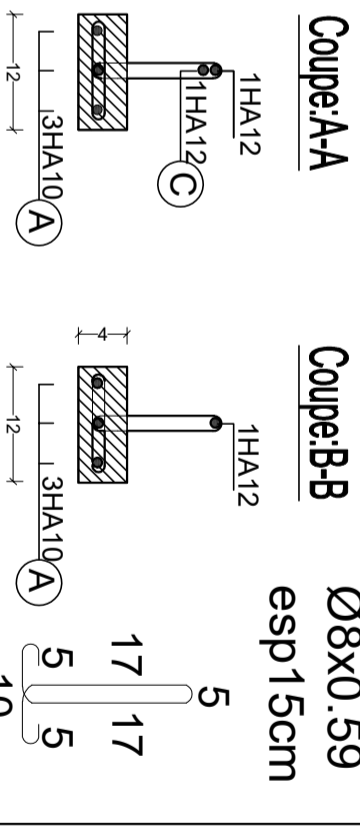
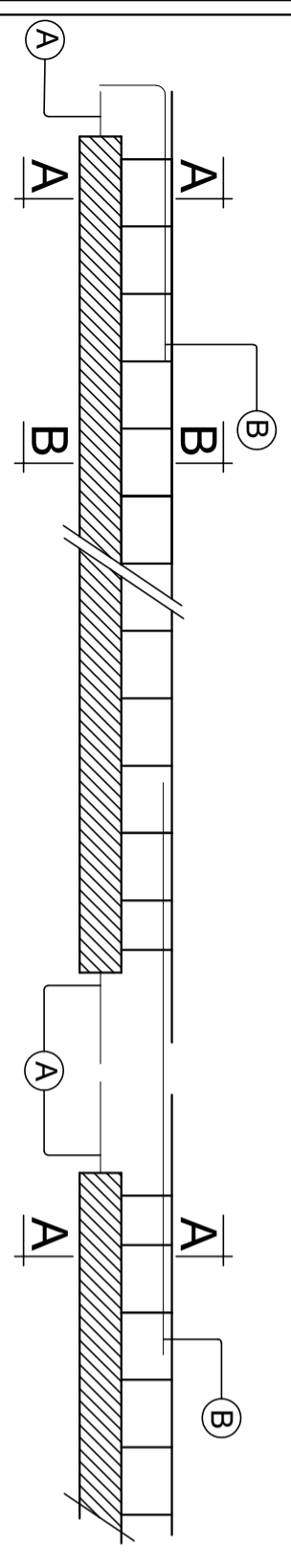
promotion :2022/2023

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +30,60 m



NOTA: Caractéristique des matériaux:
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 b) Le sable sera approprié sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Plats adhérence) c = 400MPa
 d) Treillis soudés (TS) c = 520MPa
 e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

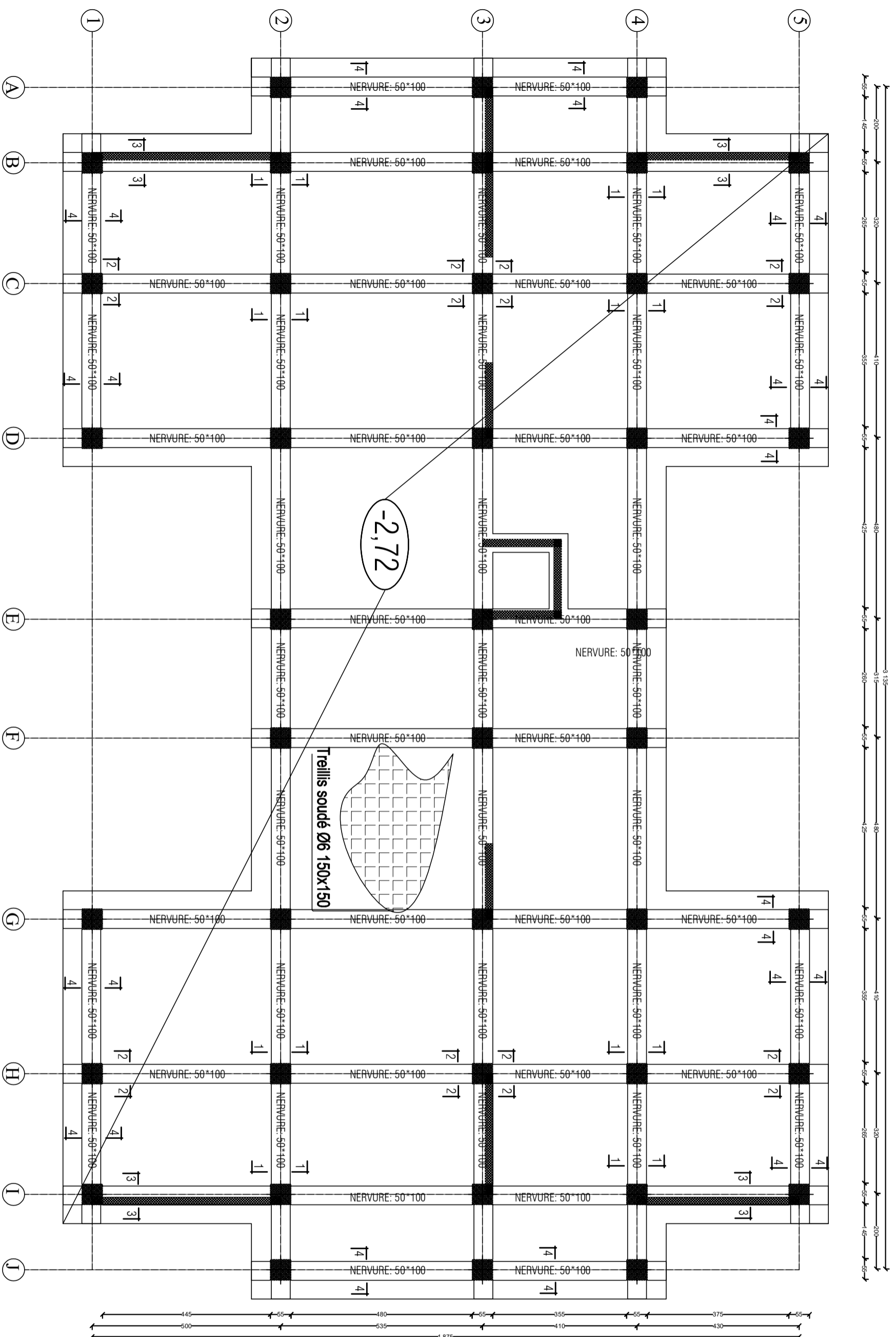
Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

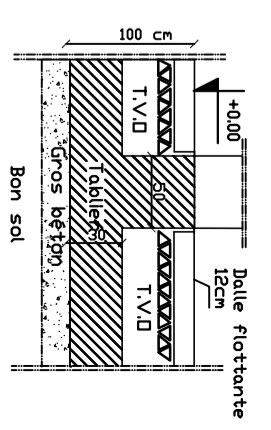
Réalise par : MERRATI MOULOUD
 SAIDANI DALILA
 Encadrée par : Monsieur Mani.O

promotion :2022/2023

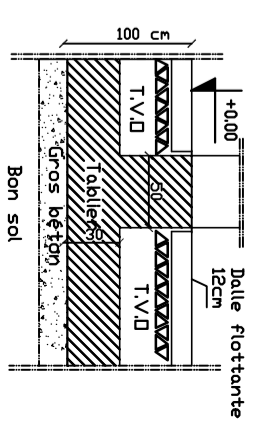
PLAN DE COFFRAGE RADIER NIV : +0,00m



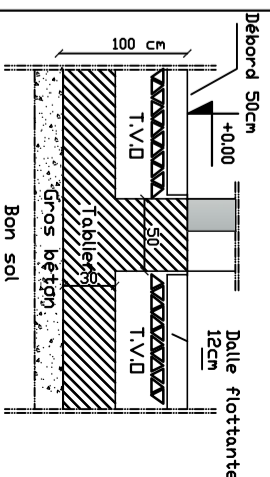
Coupe 1-1



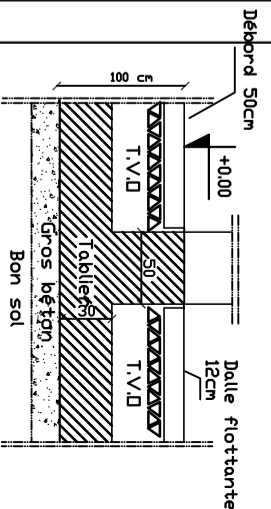
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



NOTA: Caractéristique des matériaux:
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 f_{c28}=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 MOULOUD 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

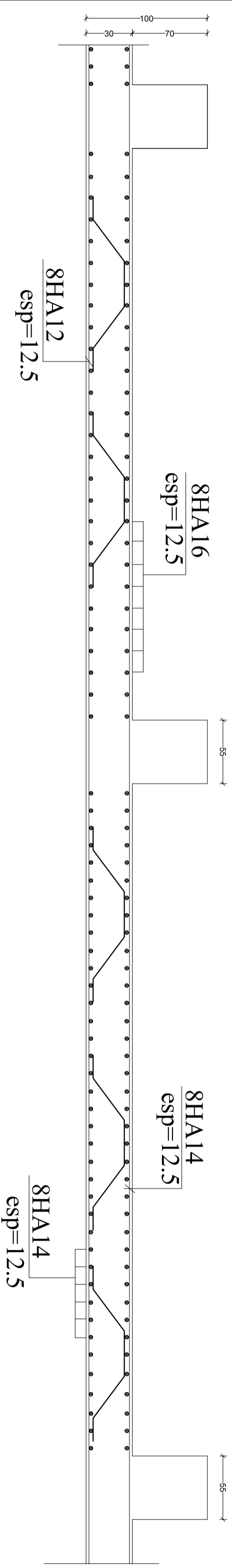
PLAN DE COFFRAGE DE RADIER

Réalisé par : MERRATI MOULOUD
 SAIDANI DALILA
 Encadrée par : Monsieur Mani.O

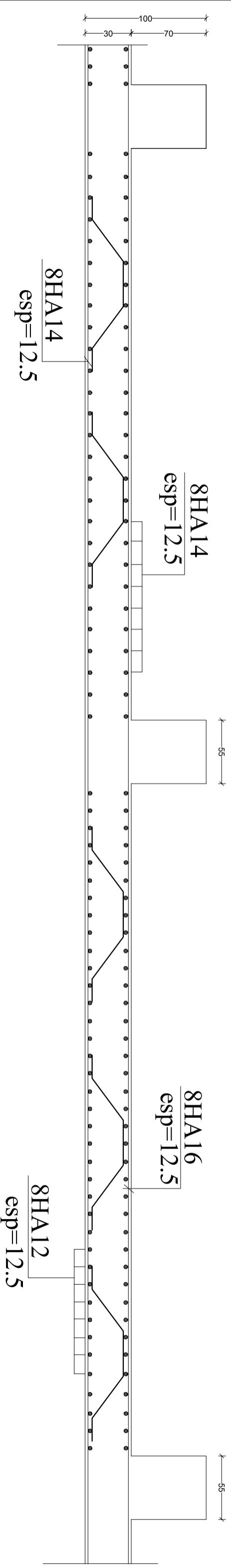
Promotion : 2022/ 2023

COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

sens X-X

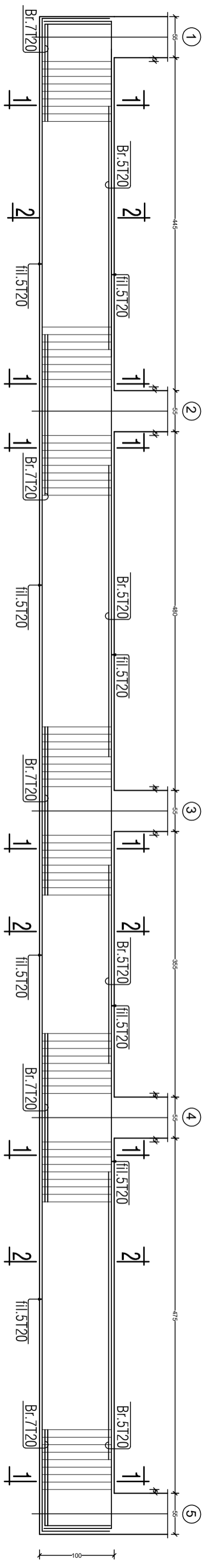


sens Y-Y

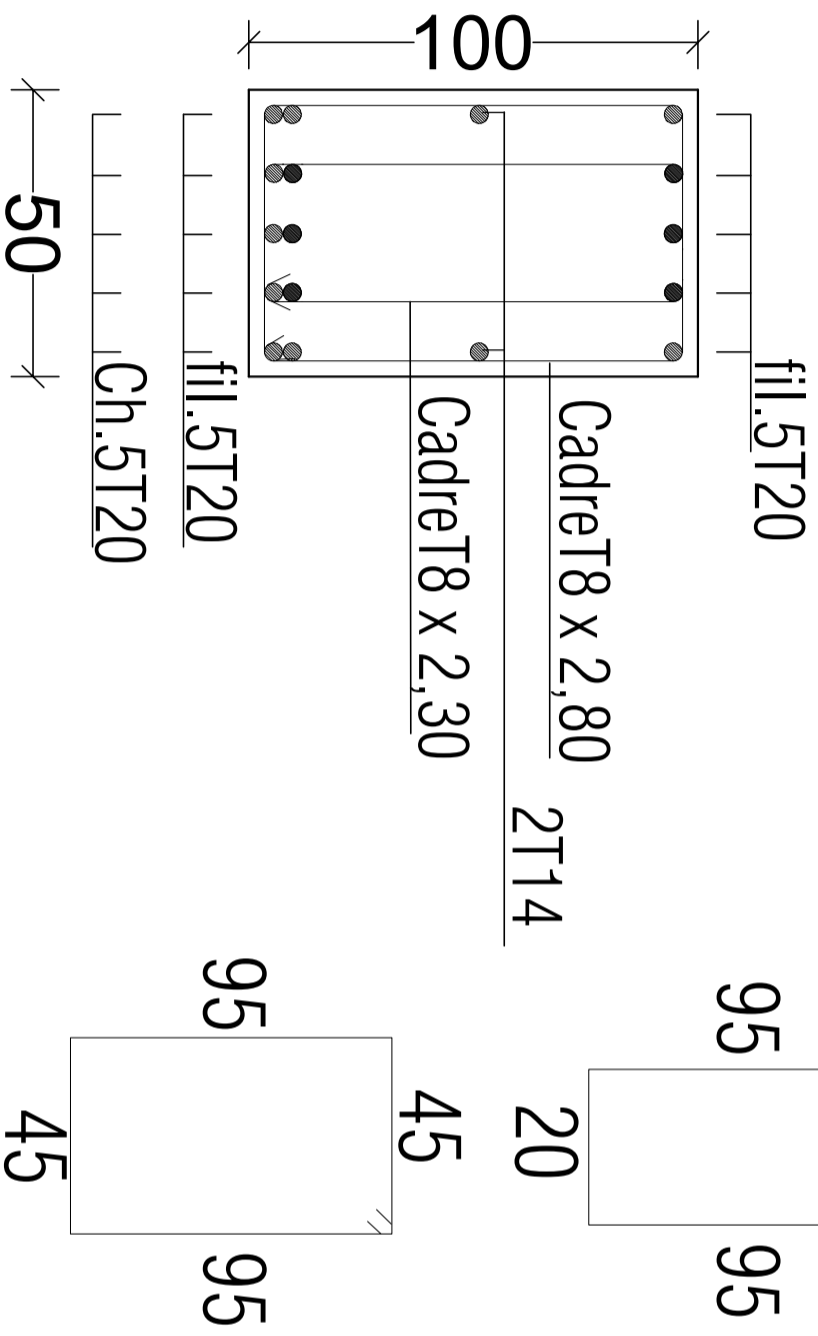


Nervure transversale (50*100).

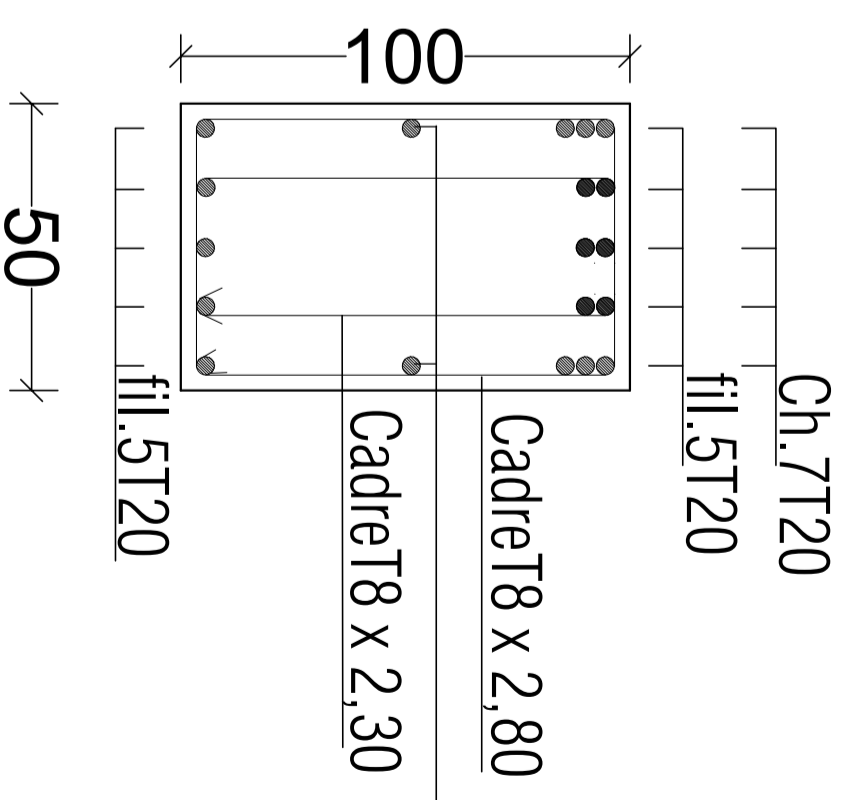
NERVURES TRANSVERSALES.:(50x100);fil: *B**C**D**G**H**I* .



COUPE 1-1

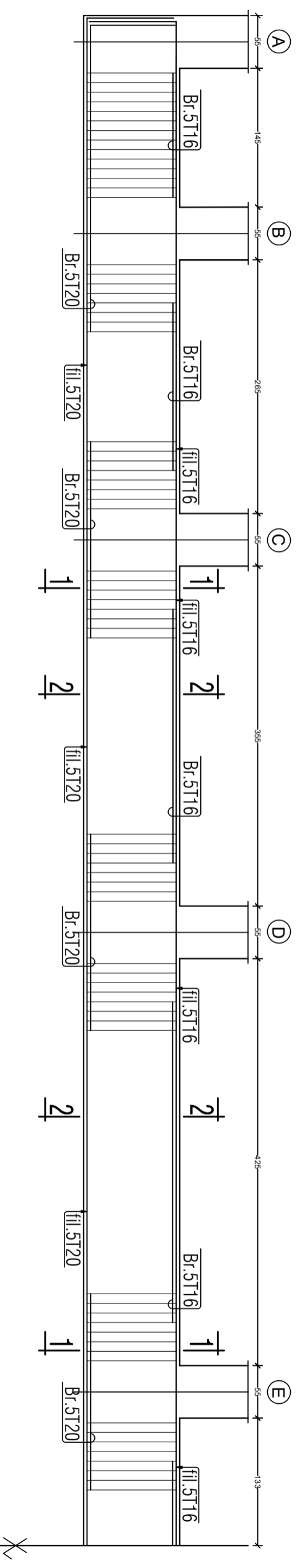


COUPE 2-2

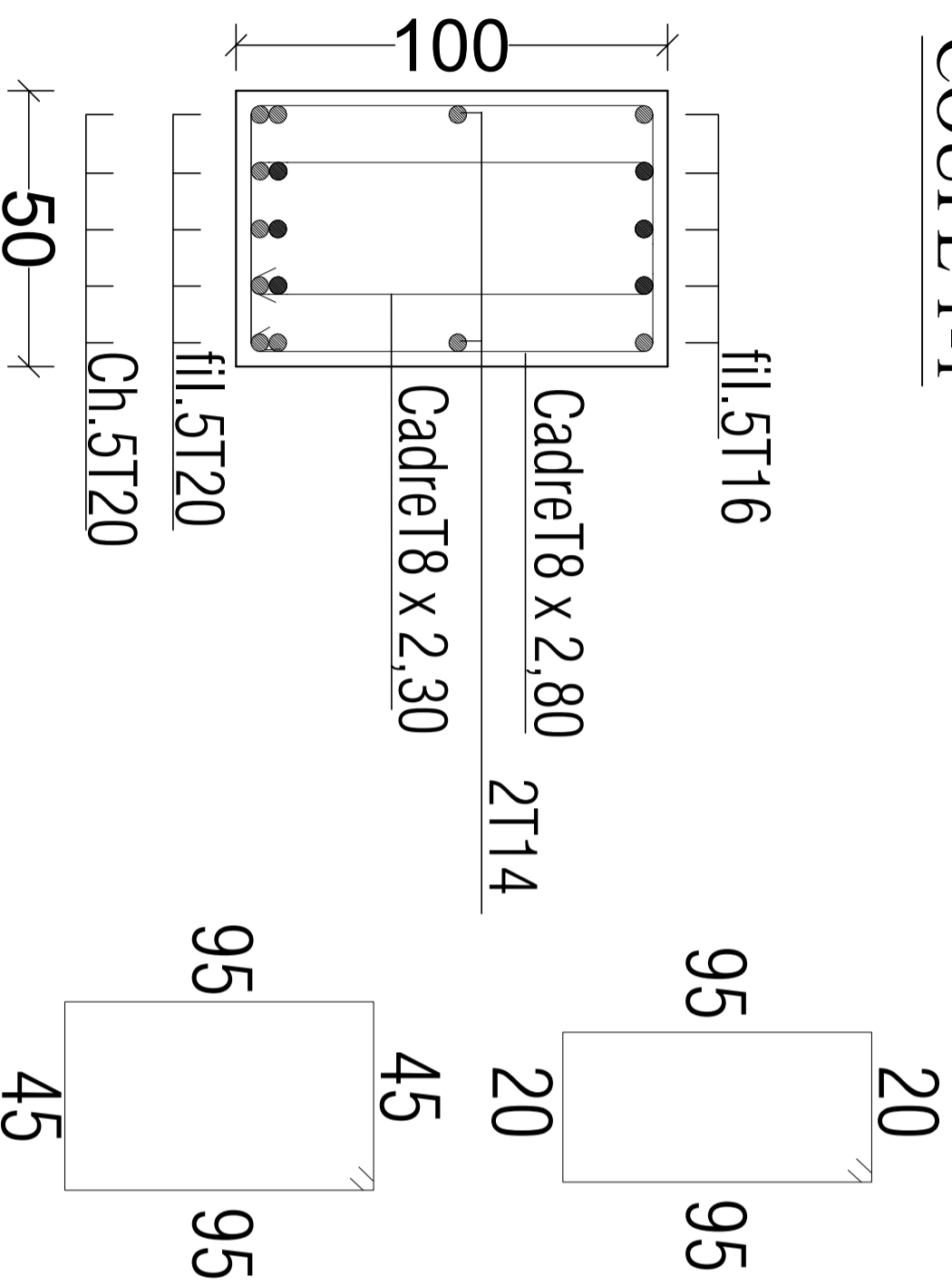


Nervure longitudinale (50*100).

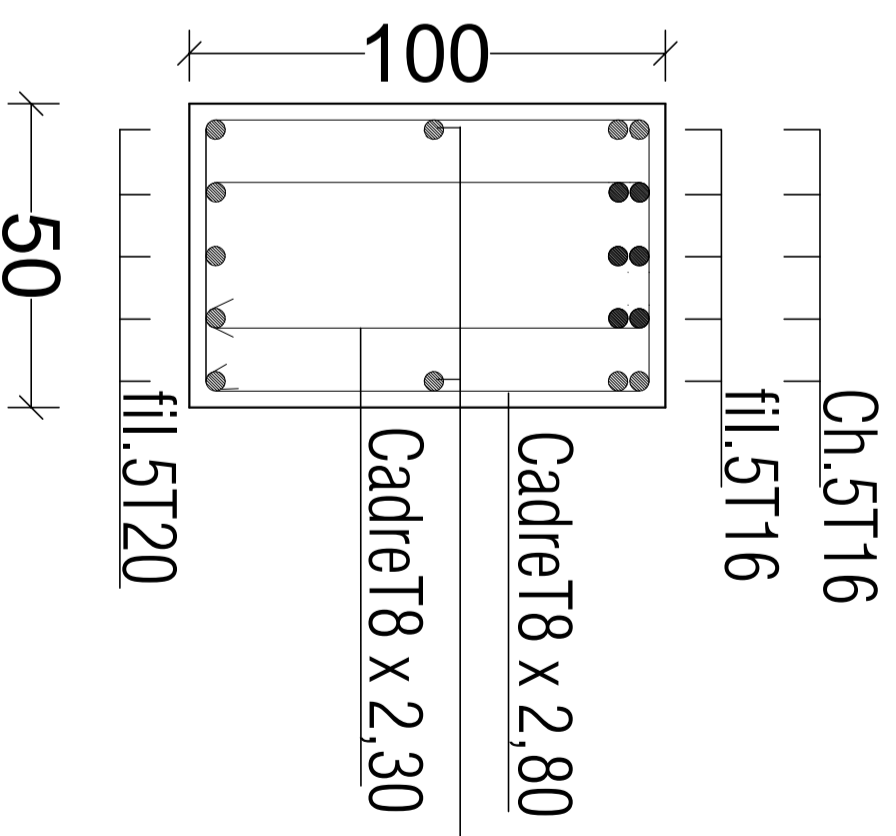
NERVURES LONGITUDINALES.:(50x100);fil: *2**3*,*4*.



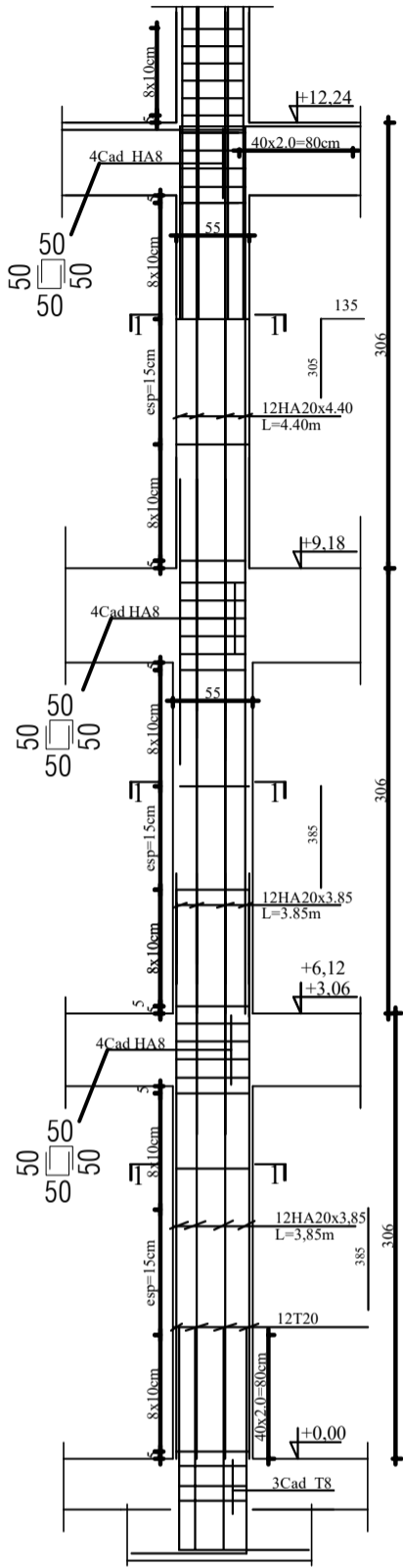
COUPE 1-1



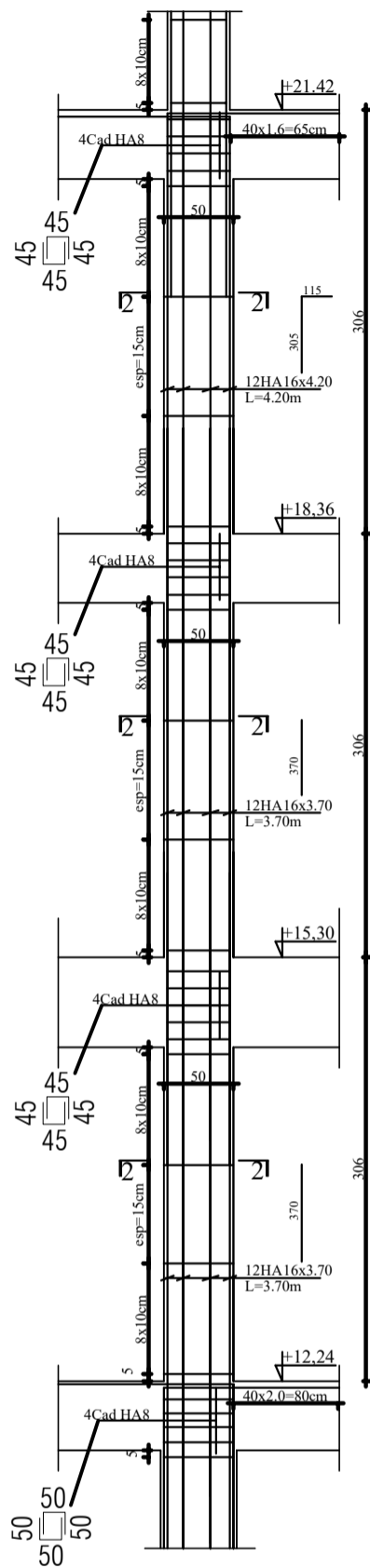
COUPE 2-2



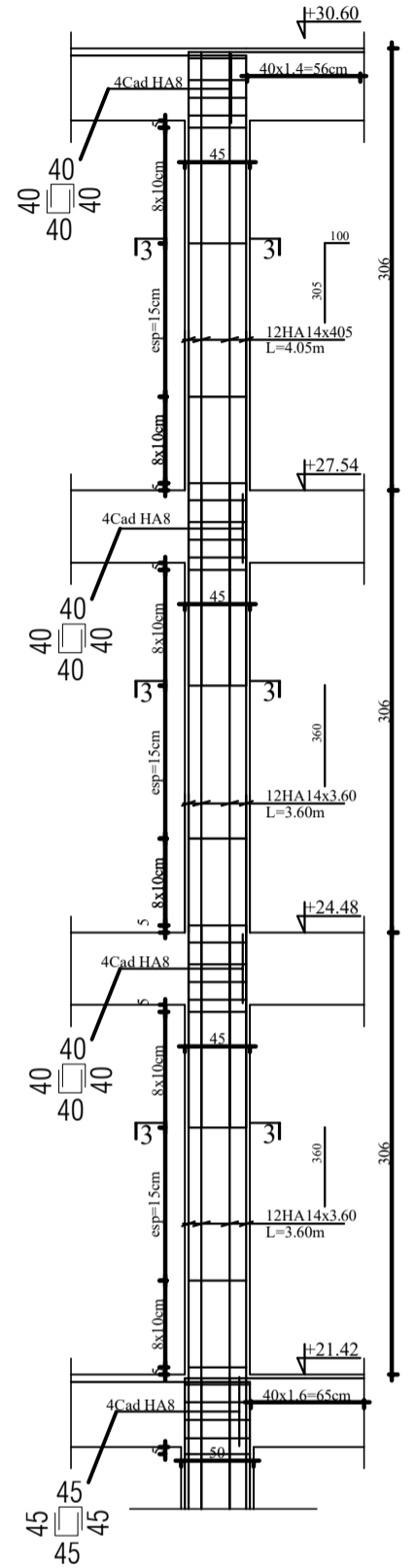
POTEAU 55*55



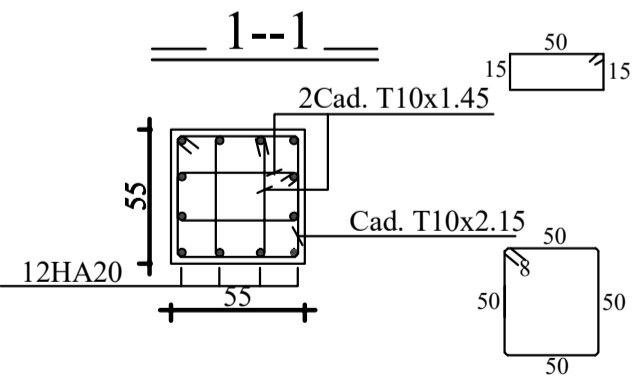
POTEAU 50*50



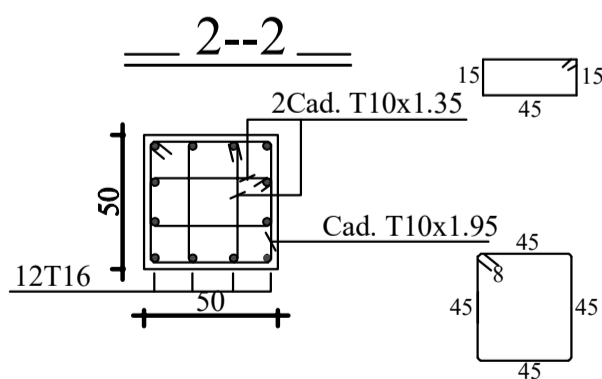
POTEAU 45*45



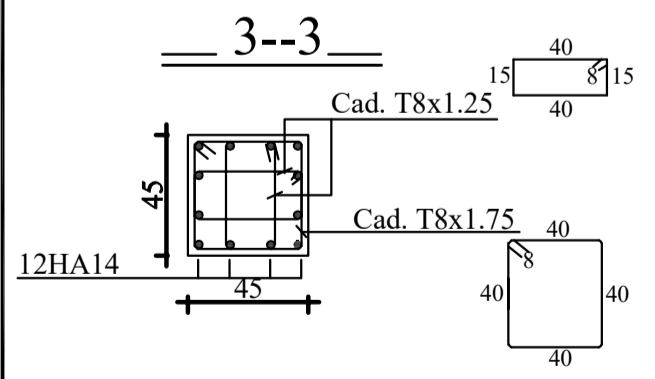
COUPE 1-1



COUPE 2-2

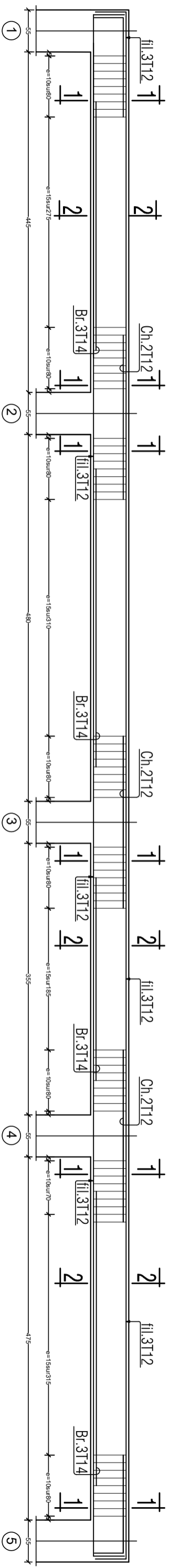


COUPE 3-3

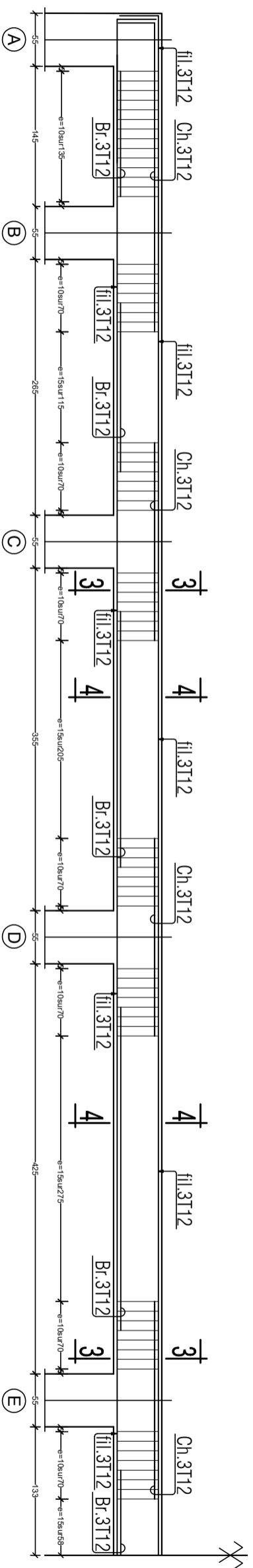


POUTRES.

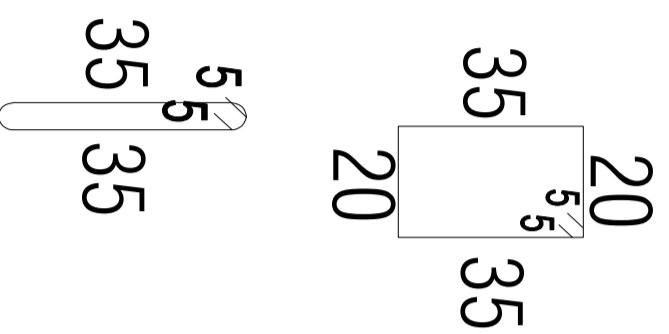
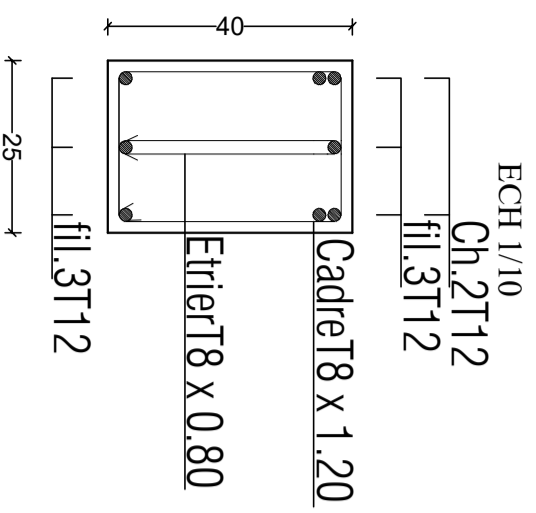
Poutre Principale.:(25x40);fil: *B*,*C*,*D*,*G*,*H*,*I* - Niv. 3.06m.



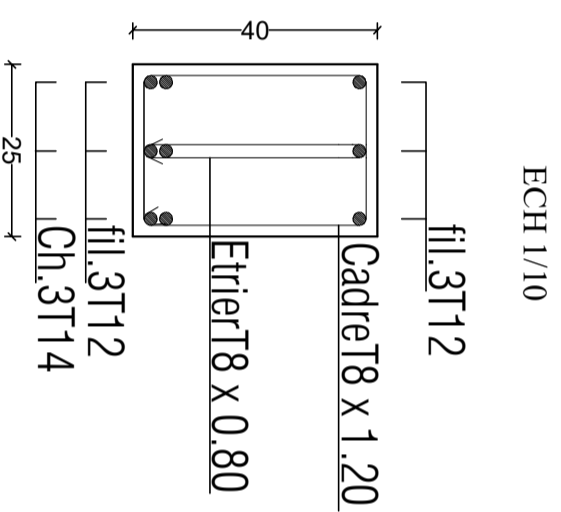
Poutre Secondaire.:(25x35);fil: *2*,*3*,*4* - Niv. 3.06m.



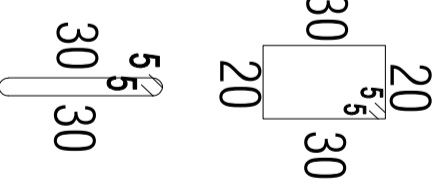
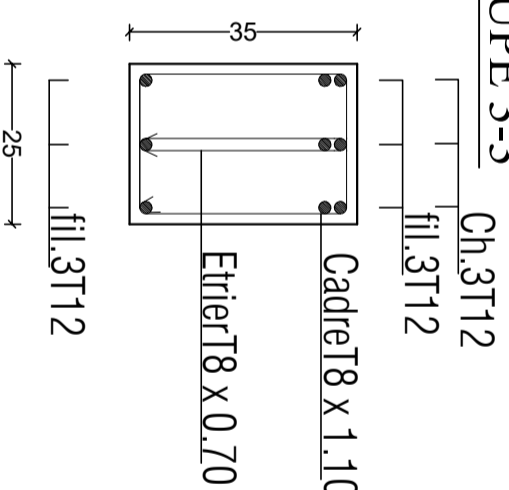
COUPE 1-1



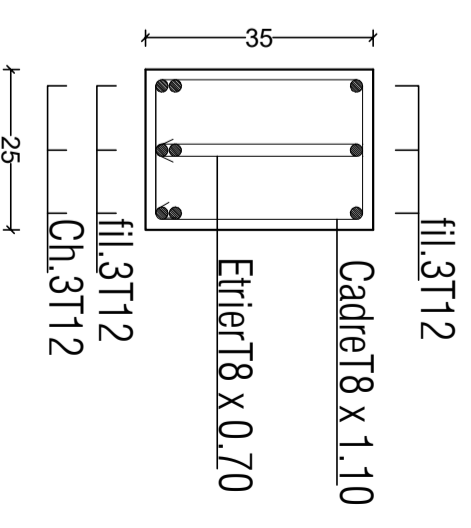
COUPE 2-2



COUPE 3-3



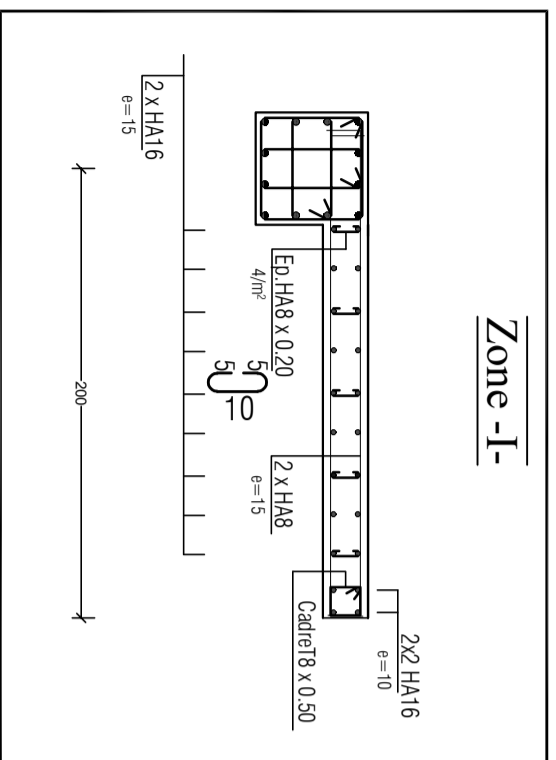
COUPE 4-4



VOILES.

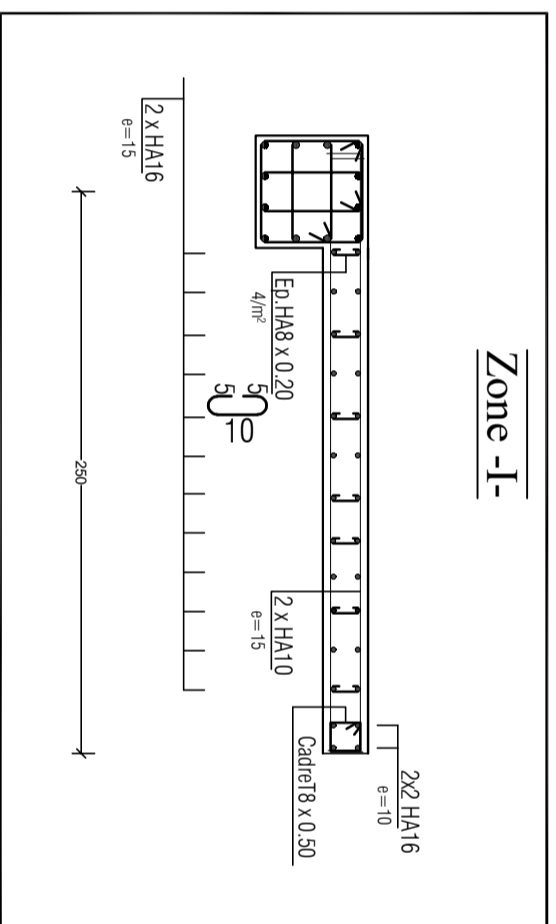
VL1=2,00 m

Zone -I-



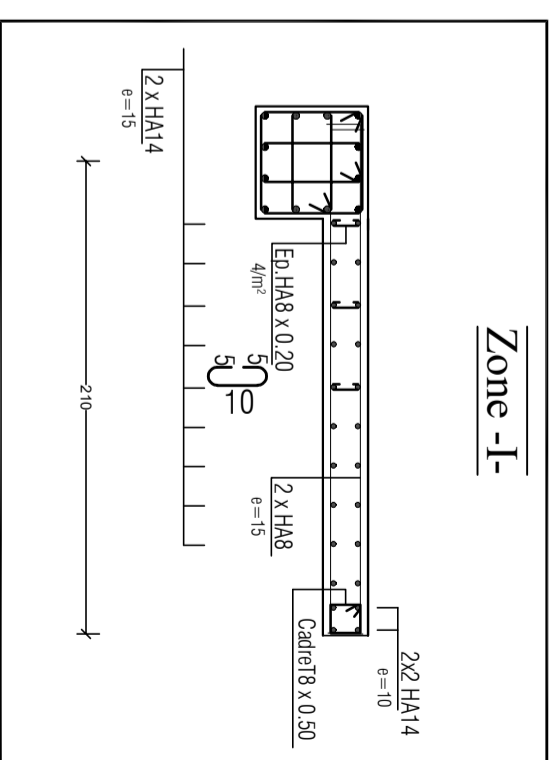
VL1=3,20 m

Zone -I-

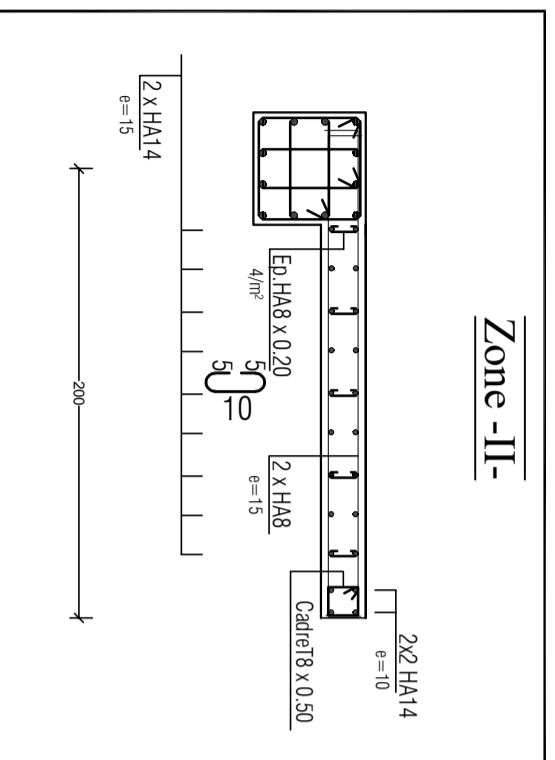


VT6=VT5=VL5=2,10 m

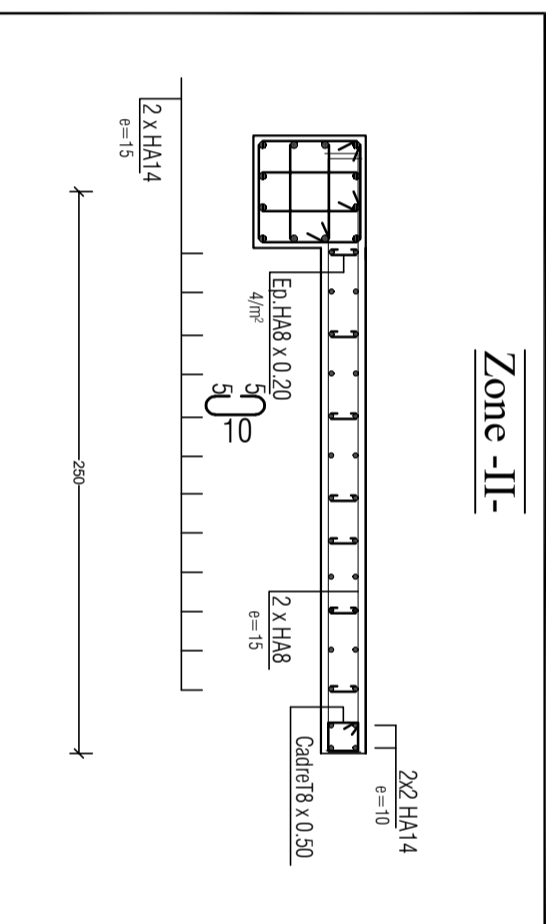
Zone -I-



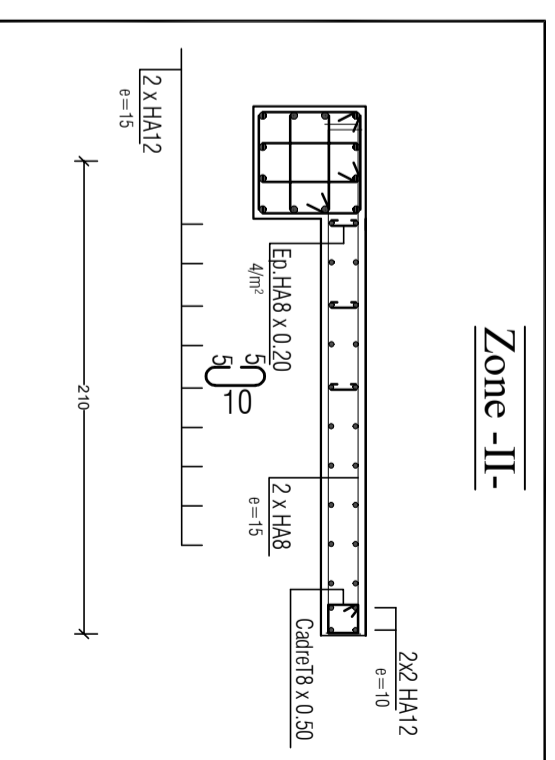
Zone -II-



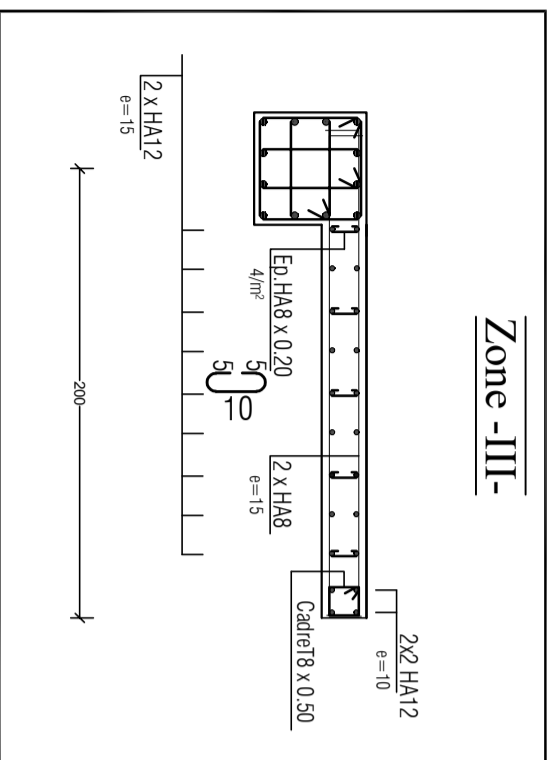
Zone -II-



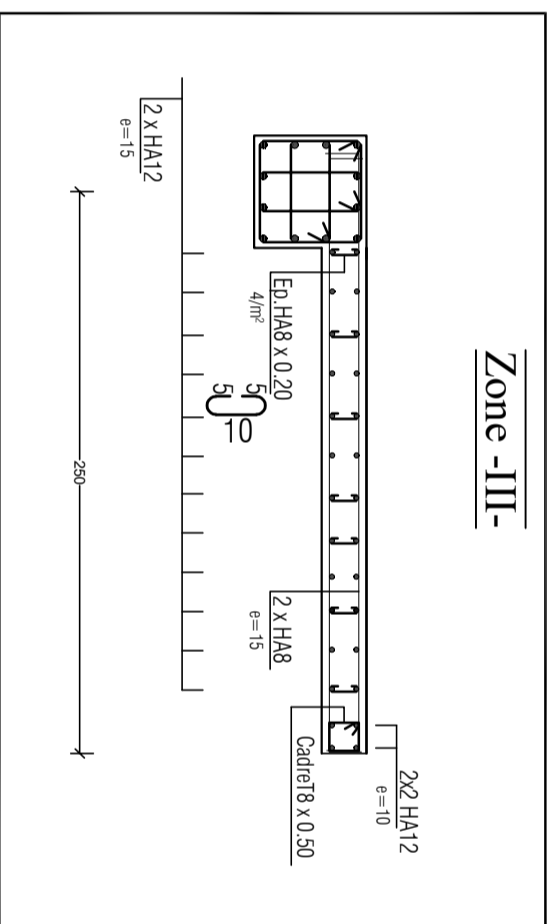
Zone -II-



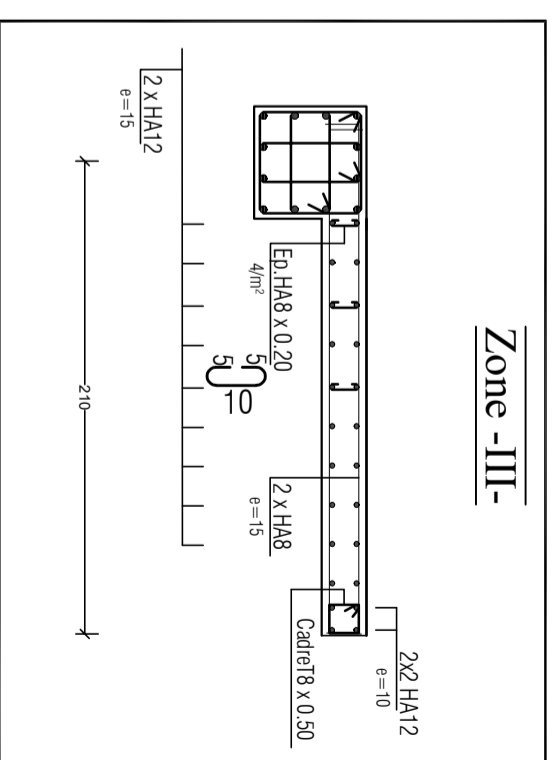
Zone -III-



Zone -III-



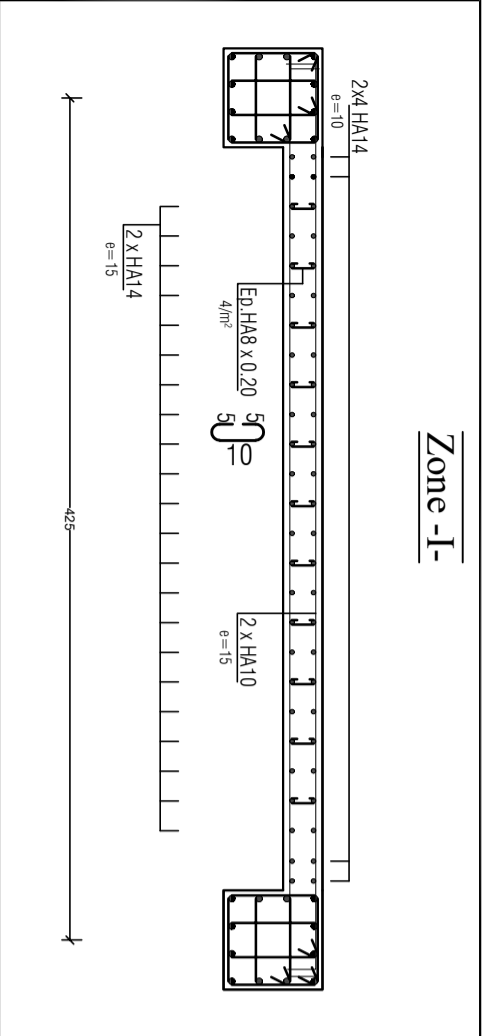
Zone -III-



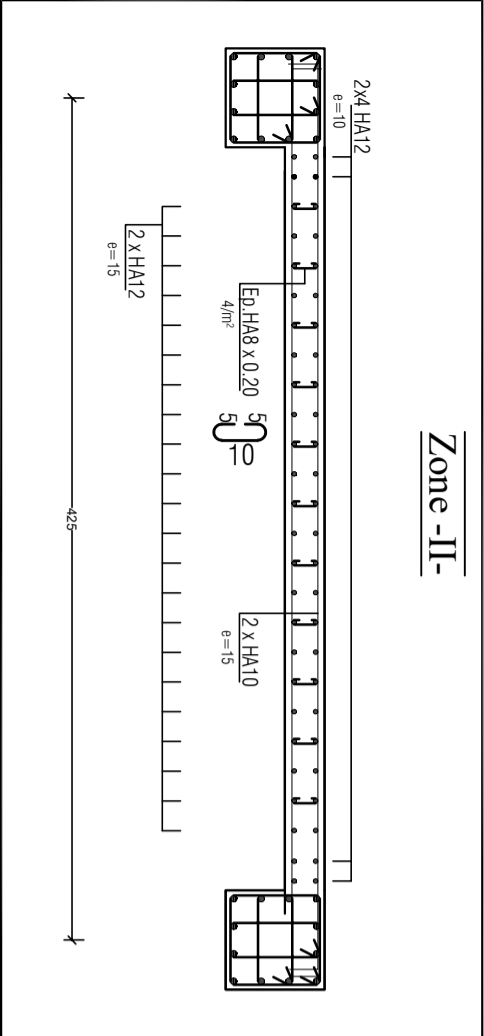
VOILES.

VT1=VT3=4,30 m

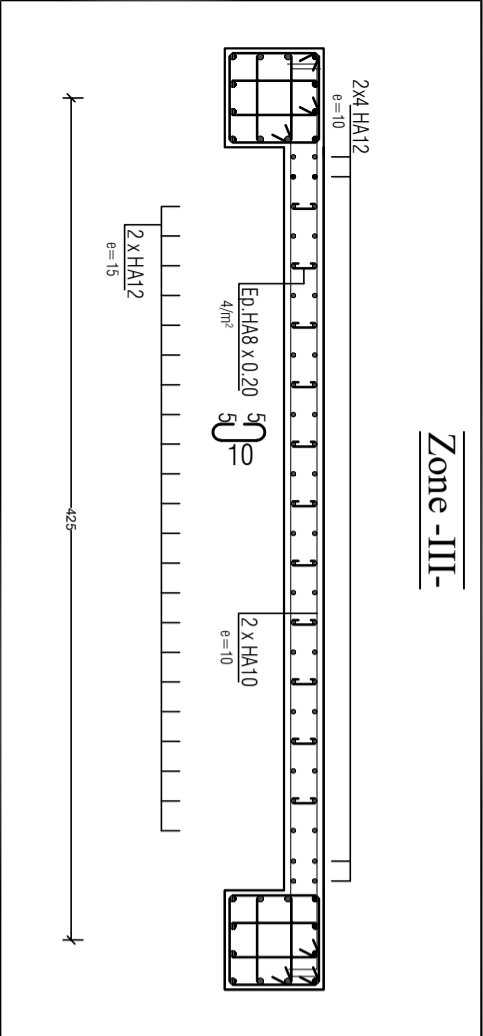
Zone -I-



Zone -II-

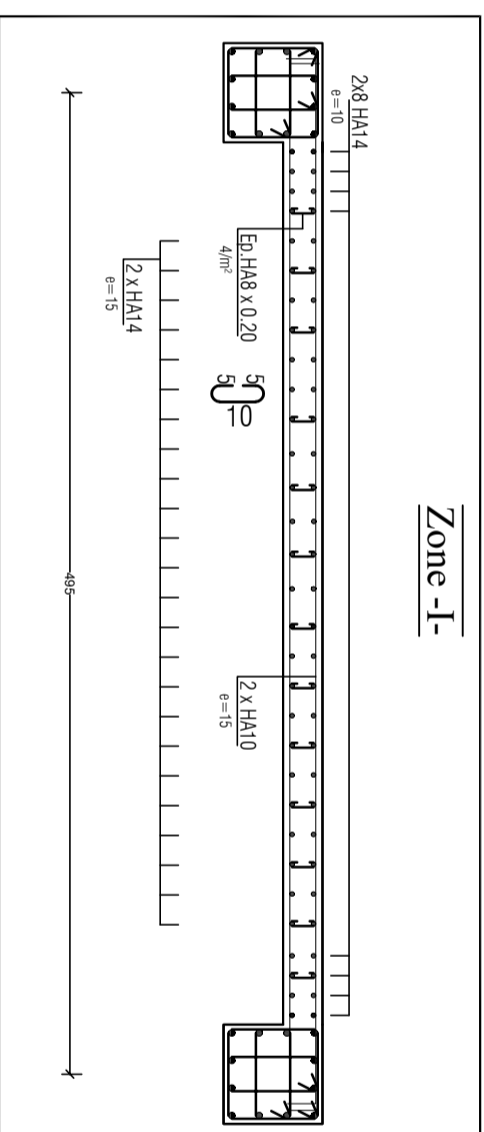


Zone -III-

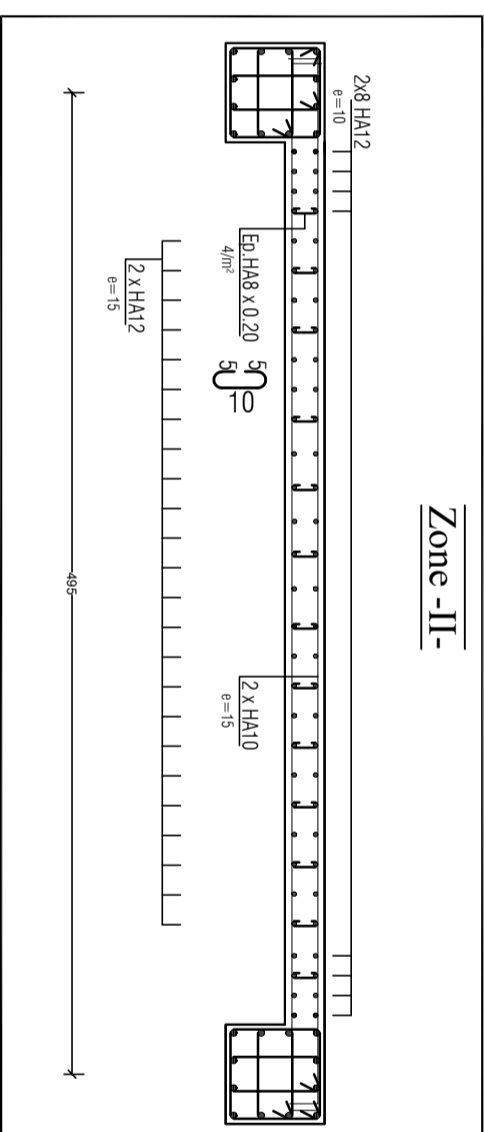


VT2=VT4=5,00 m

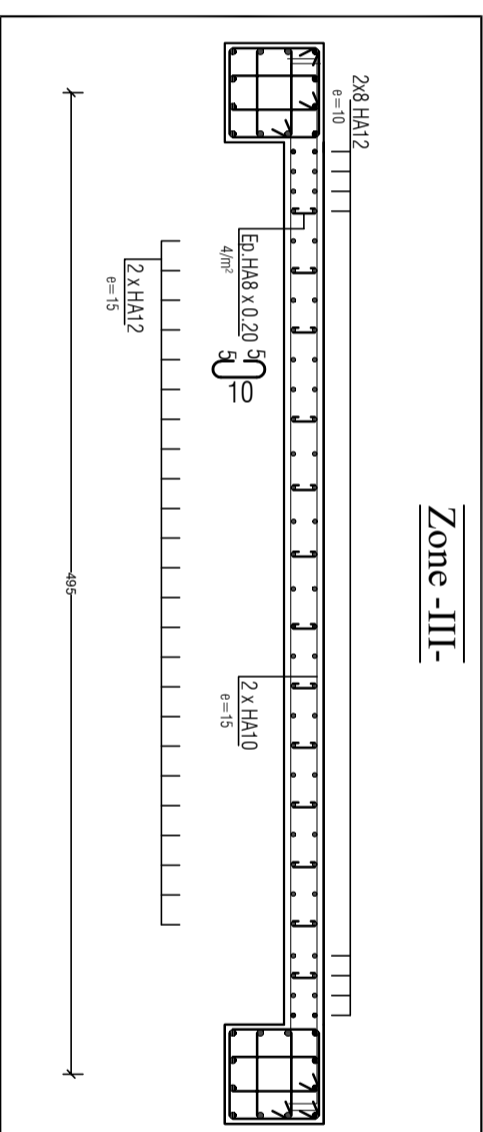
Zone -I-



Zone -II-

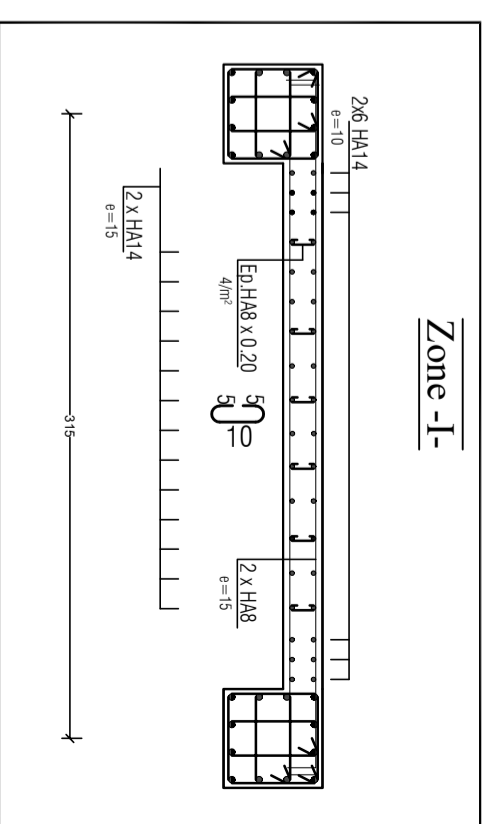


Zone -III-

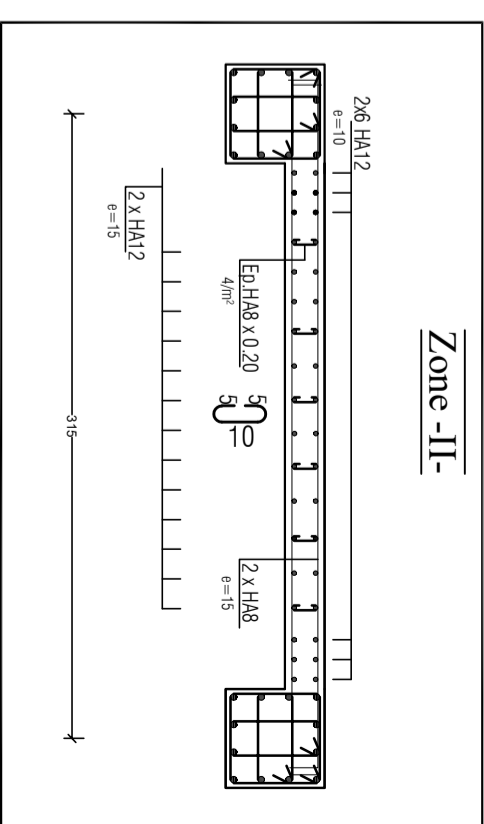


VL1=3,20 m

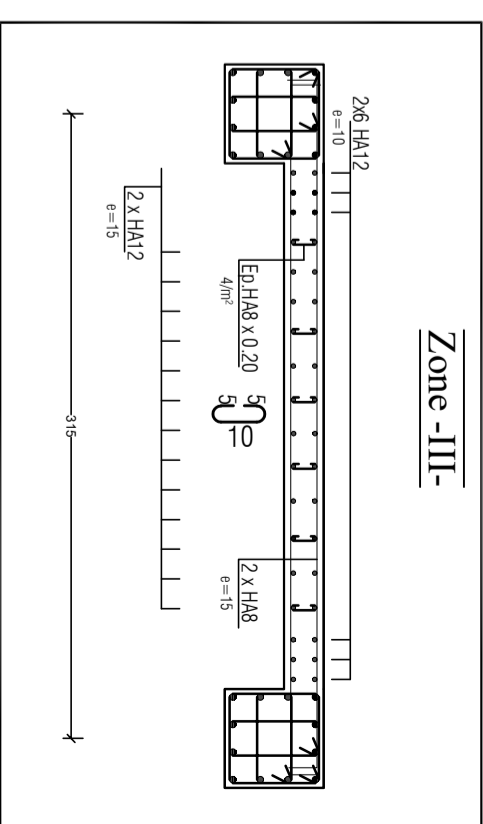
Zone -I-



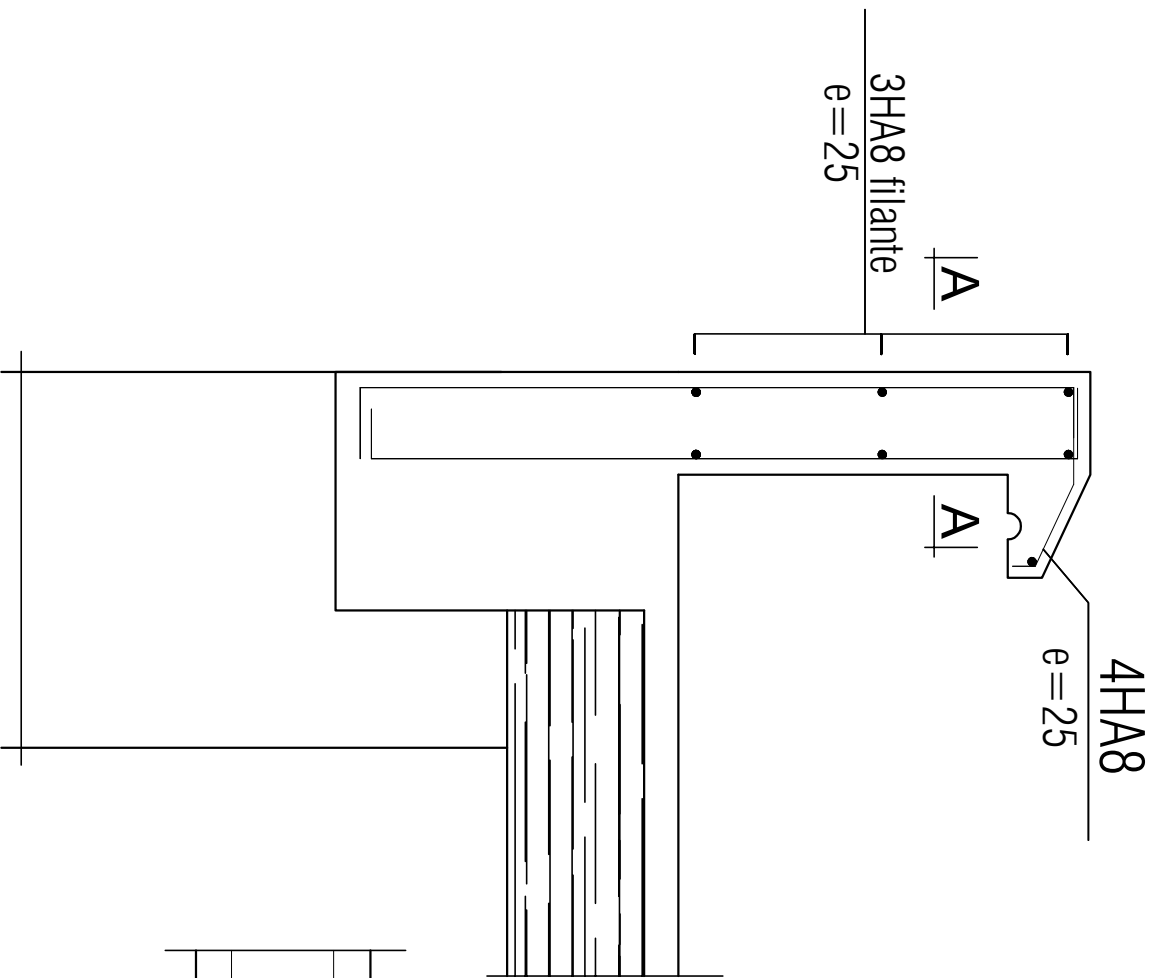
Zone -II-



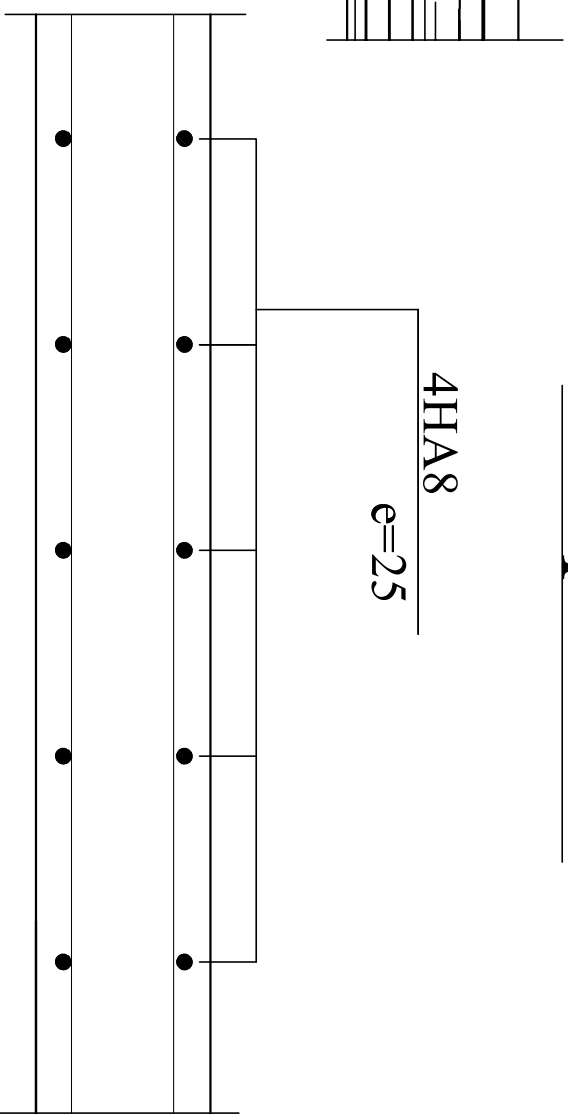
Zone -III-



Ferrailage de l'acrotère

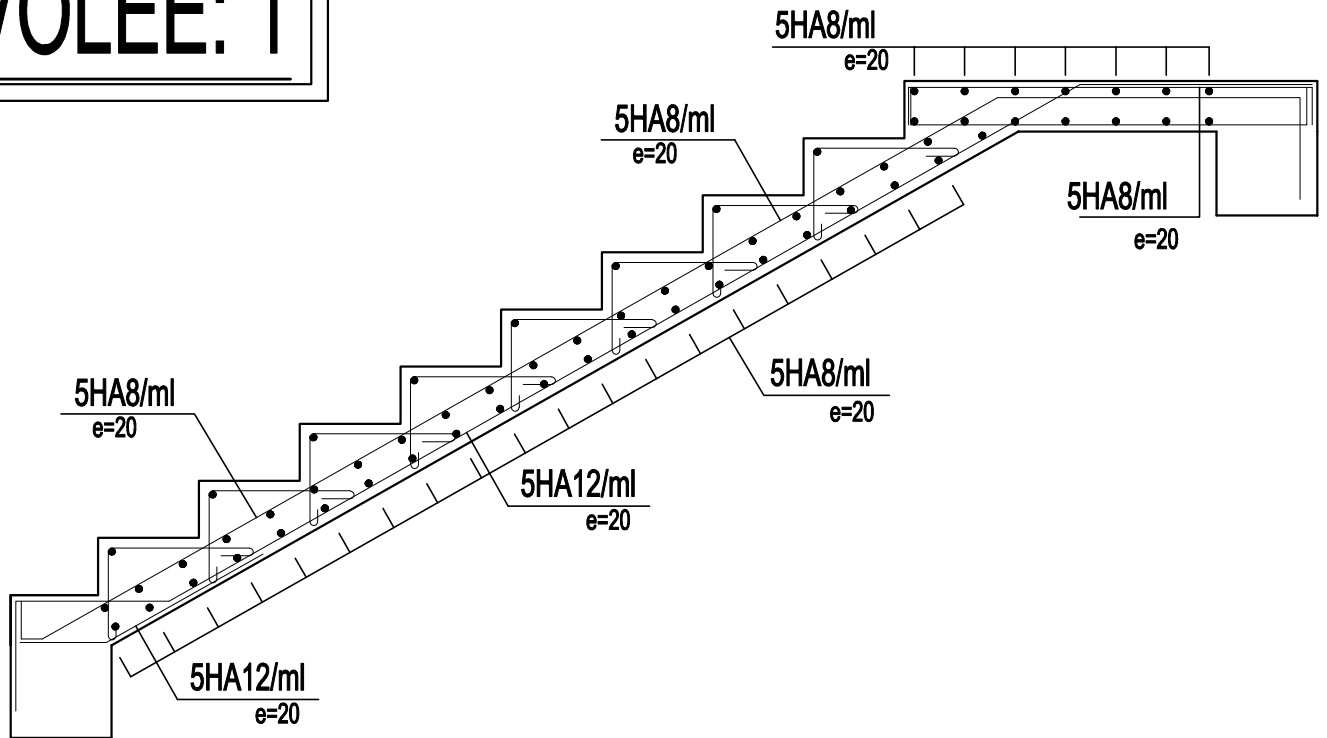


Coupe: A-A

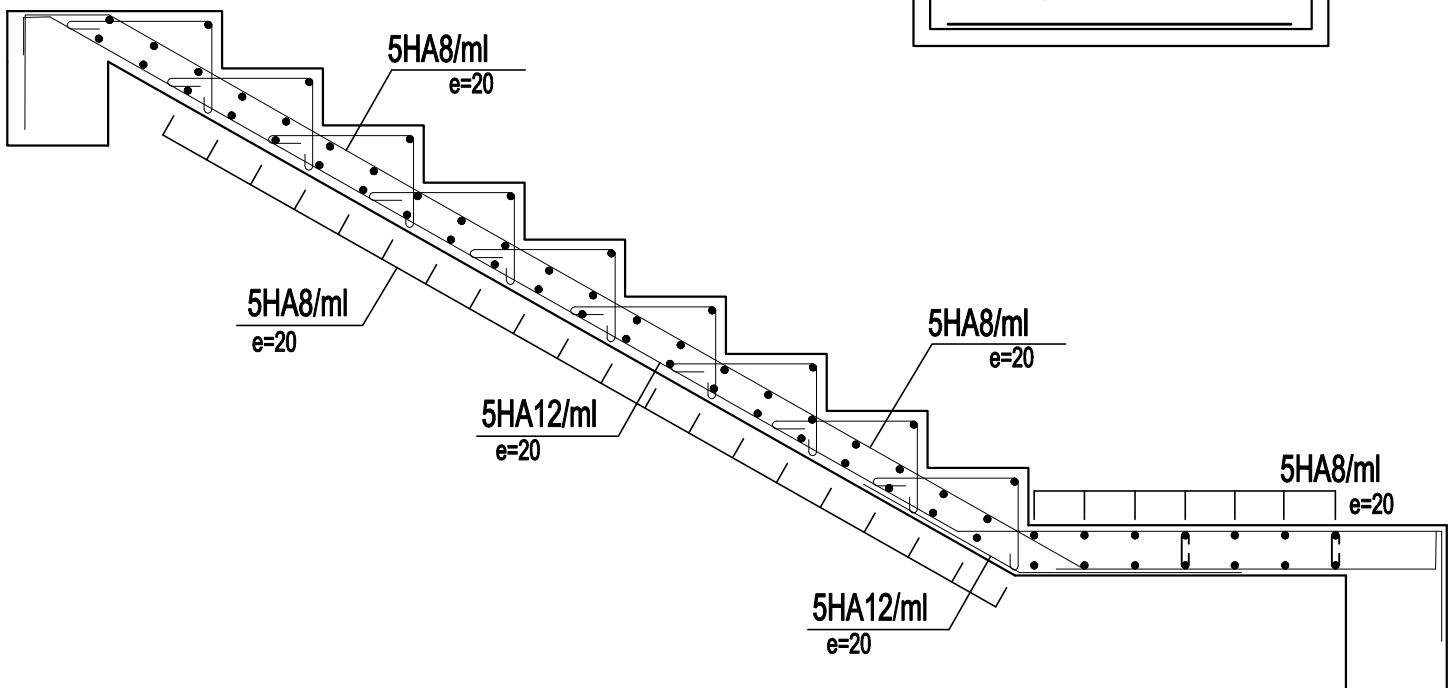


Ferrailage des escaliers

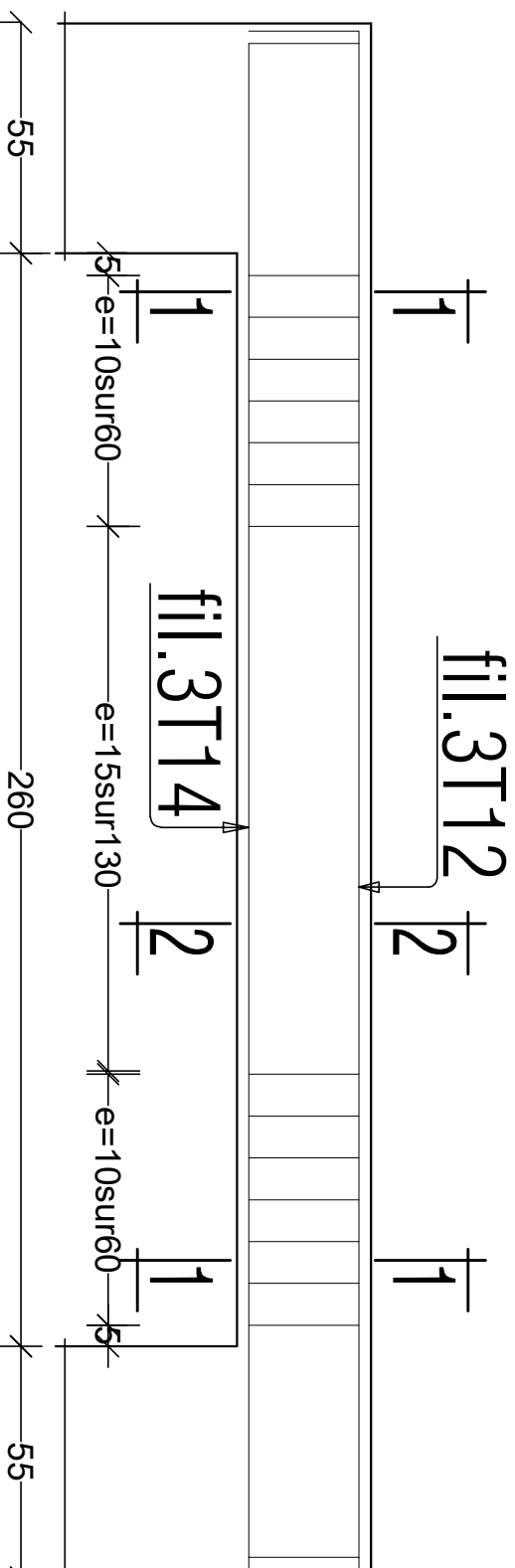
VOLEE: 1



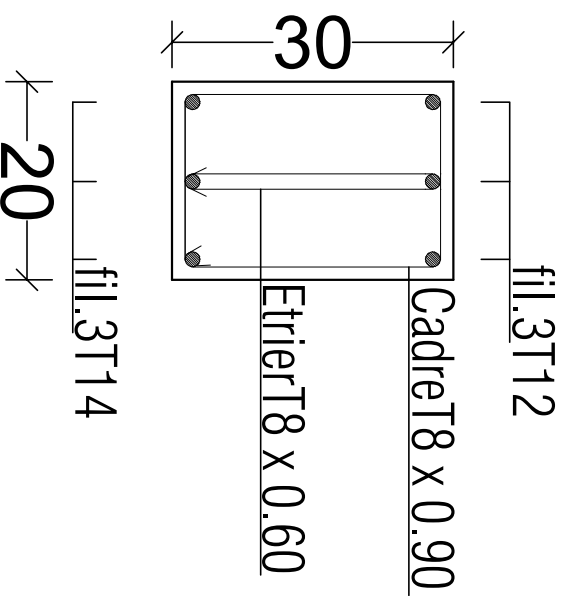
VOLEE: 2



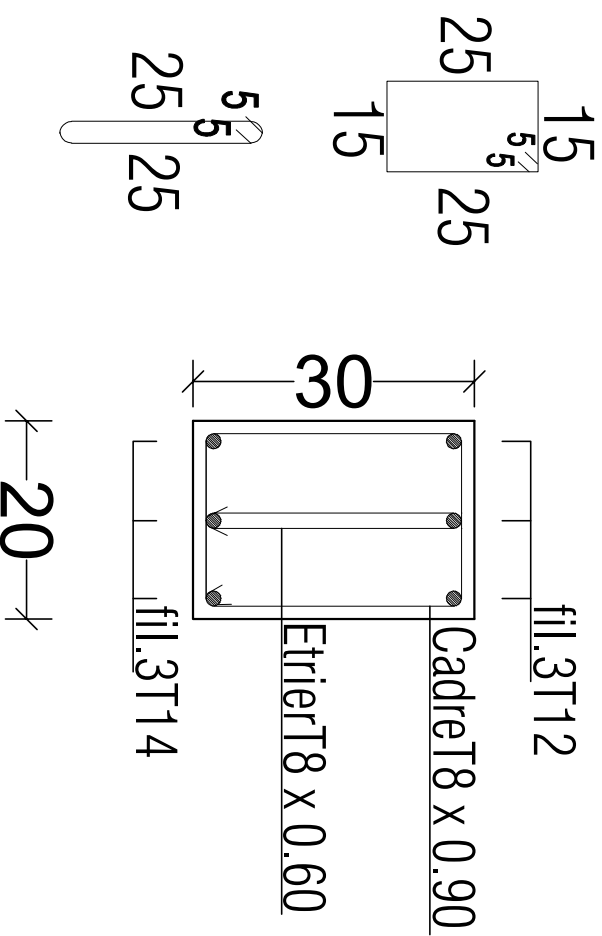
FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (20X30)



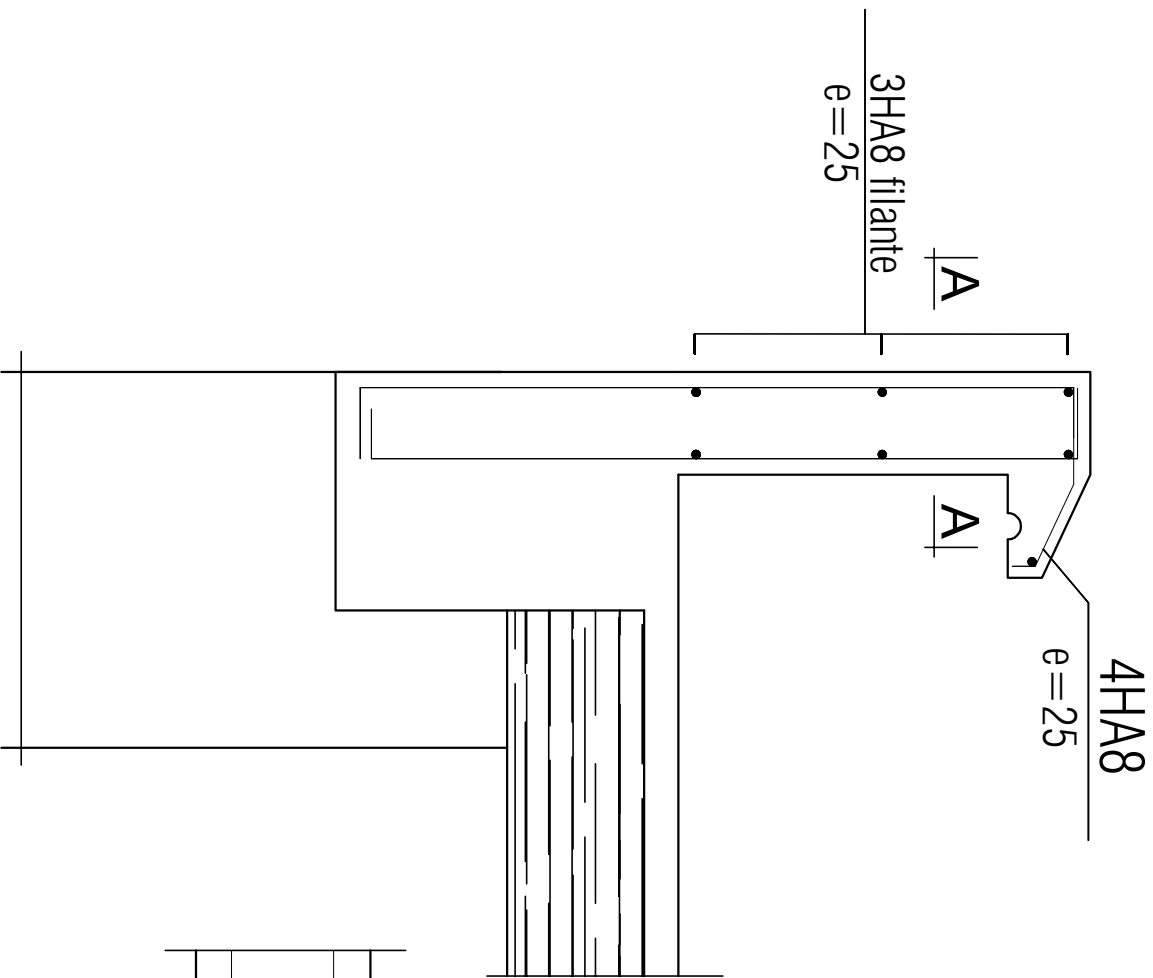
COUPE 1-1



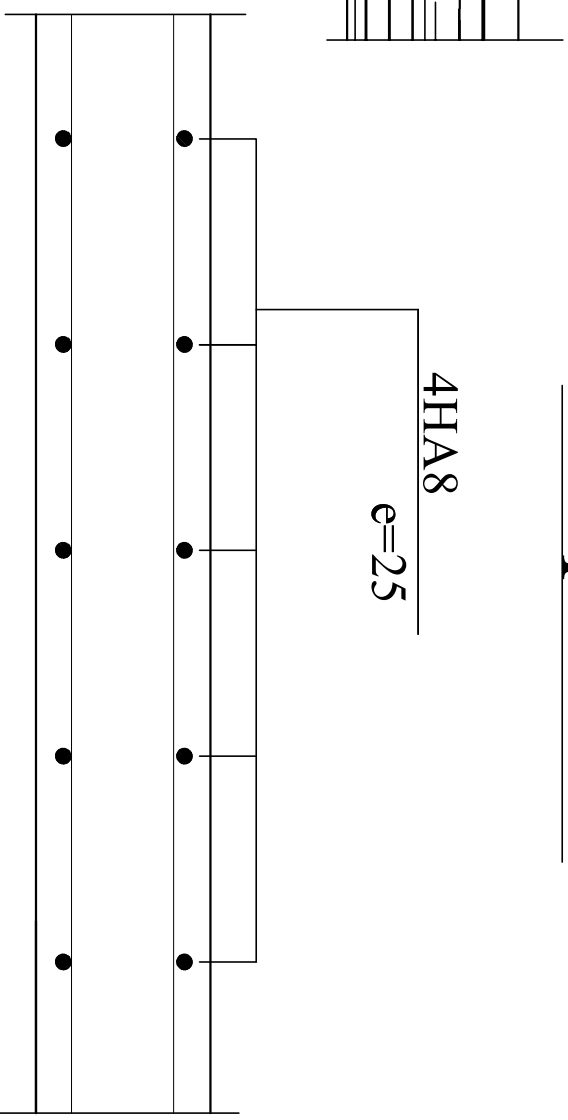
COUPE 2-2



Ferrailage de l'acrotère

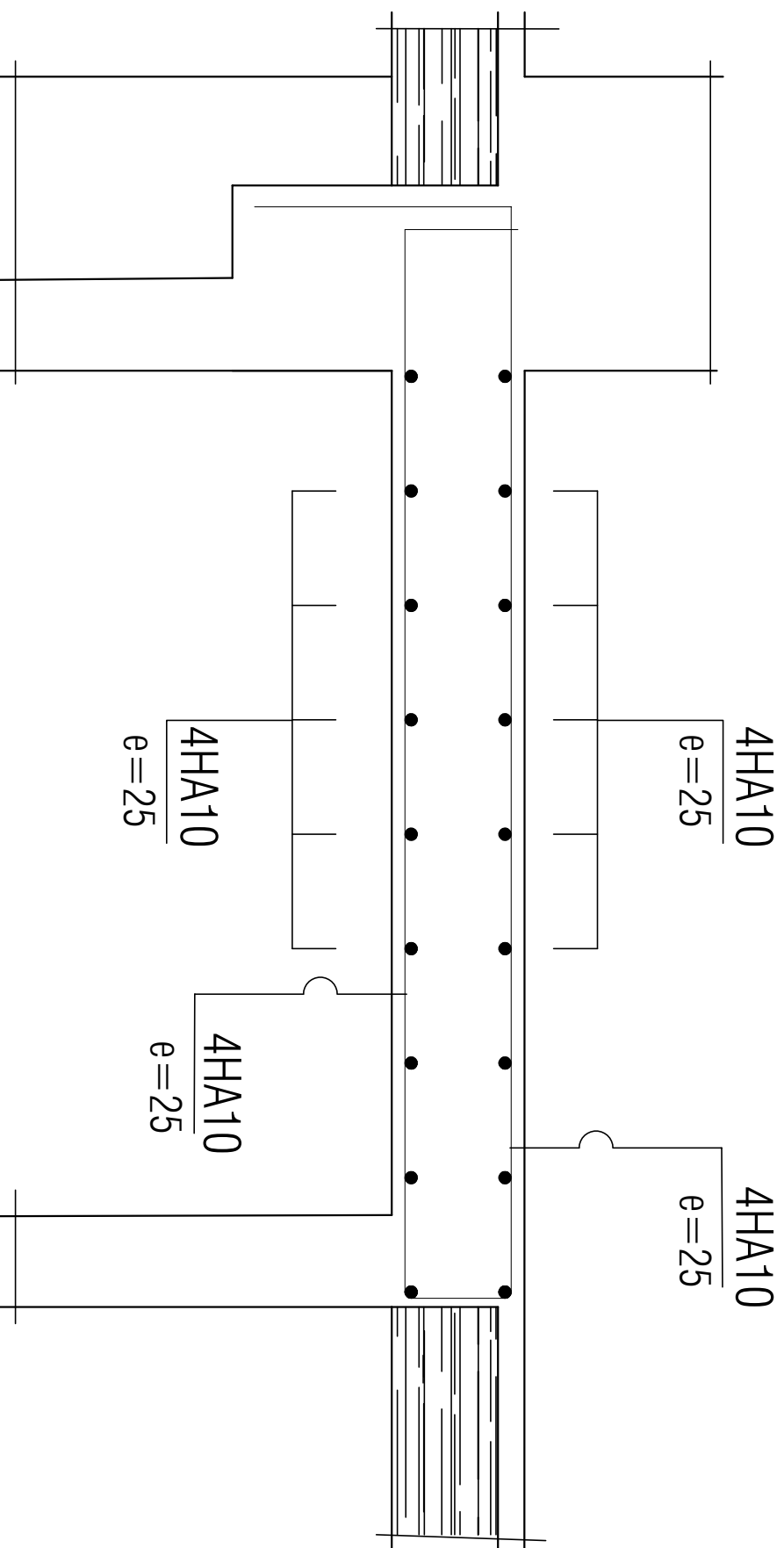


Coupe: A-A



Ferrailage dalle salle machine

sens X-X . Y-Y



Conclusion générale

La réalisation de ce mémoire de fin d'études a représenté pour nous une véritable passerelle entre la théorie académique et la réalité pratique du génie civil. À travers ce travail, nous avons eu l'opportunité d'appliquer et d'approfondir nos connaissances théoriques, acquises au fil de notre parcours universitaire, de manière exponentielle. Cela nous a permis de mieux appréhender les exigences du vaste monde professionnel qui nous attend.

Nous avons pris conscience que le rôle de l'ingénieur consiste à harmoniser les impératifs économiques et les impératifs de sécurité, cette dernière étant d'une importance cruciale lors de toute étude. Pour parvenir aux phases ultimes de dimensionnement et d'armature, nous avons minutieusement étudié les divers éléments constitutifs d'un bâtiment, en respectant scrupuleusement les réglementations en vigueur en Algérie.

Par ailleurs, l'usage du logiciel ETABS a constitué une étape décisive dans notre travail. Les résultats techniques obtenus, ainsi que les représentations graphiques générées, nous ont permis d'assimiler, d'interpréter et d'observer le comportement de la structure. Cette approche a grandement optimisé notre efficacité et notre gestion du temps.

En définitive, nous avons constaté que la conception d'un projet en génie civil ne saurait se réduire à des calculs abstraits, mais doit impérativement s'inscrire dans une perspective pragmatique. Ce modeste travail ne représente qu'une infime partie de l'immensité du domaine du génie civil, au sein duquel nous espérons continuer à évoluer dans notre future carrière professionnelle.

Bibliographie :

- Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Cours de bâtiment
- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL
- WORD
- POWERPOINT
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2010