

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master II en Génie Civil.
Option: Construction Civile et Industrielle

THEME

**Étude d'une construction (RDC+7étages)
à usage d'habitation à contreventement mixte
voiles-portiques avec l'application ETABS**



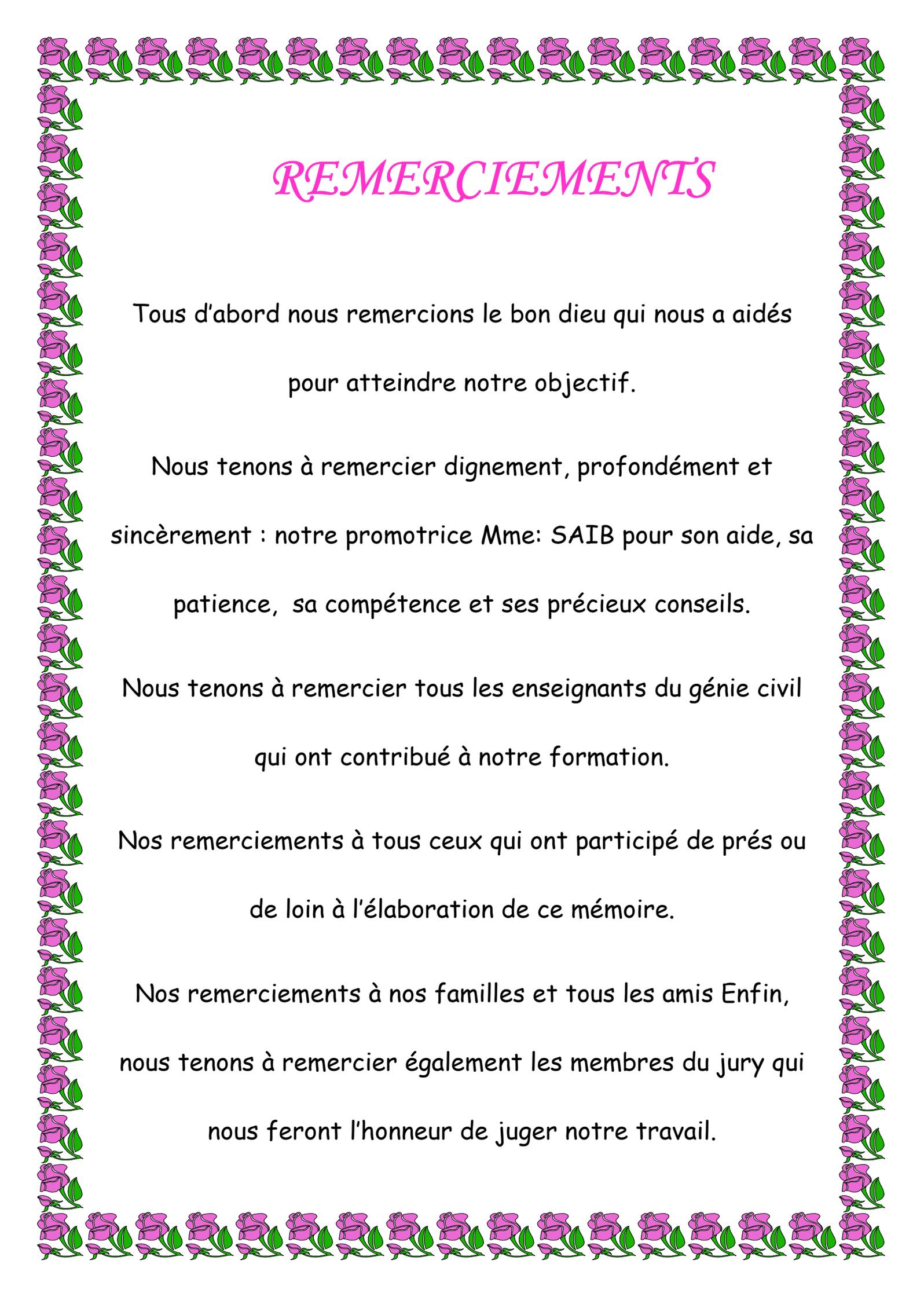
Etudié par :

M^{me} : LOUNI ANISSA
M^{me} : RAIHAH DJAMILA

Dirigé par :

M^{me} SAIB

Promotion 2018 - 2019



REMERCIEMENTS

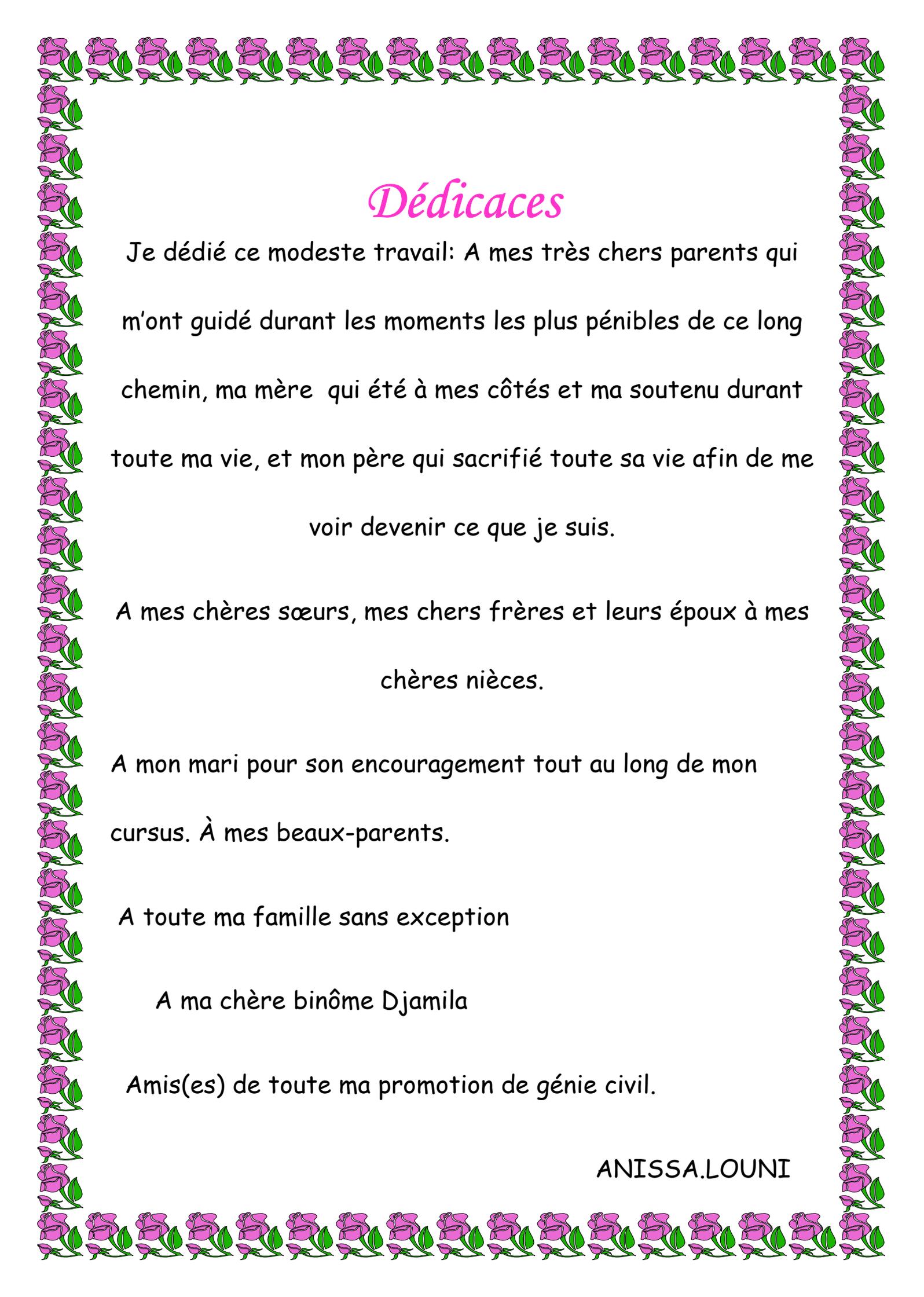
Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a aidés
pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et
sincèrement : notre promotrice Mme: SAIB pour son aide, sa
patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants du génie civil
qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou
de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis Enfin,
nous tenons à remercier également les membres du jury qui
nous feront l'honneur de juger notre travail.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail: A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mes chères sœurs, mes chers frères et leurs époux à mes chères nièces.

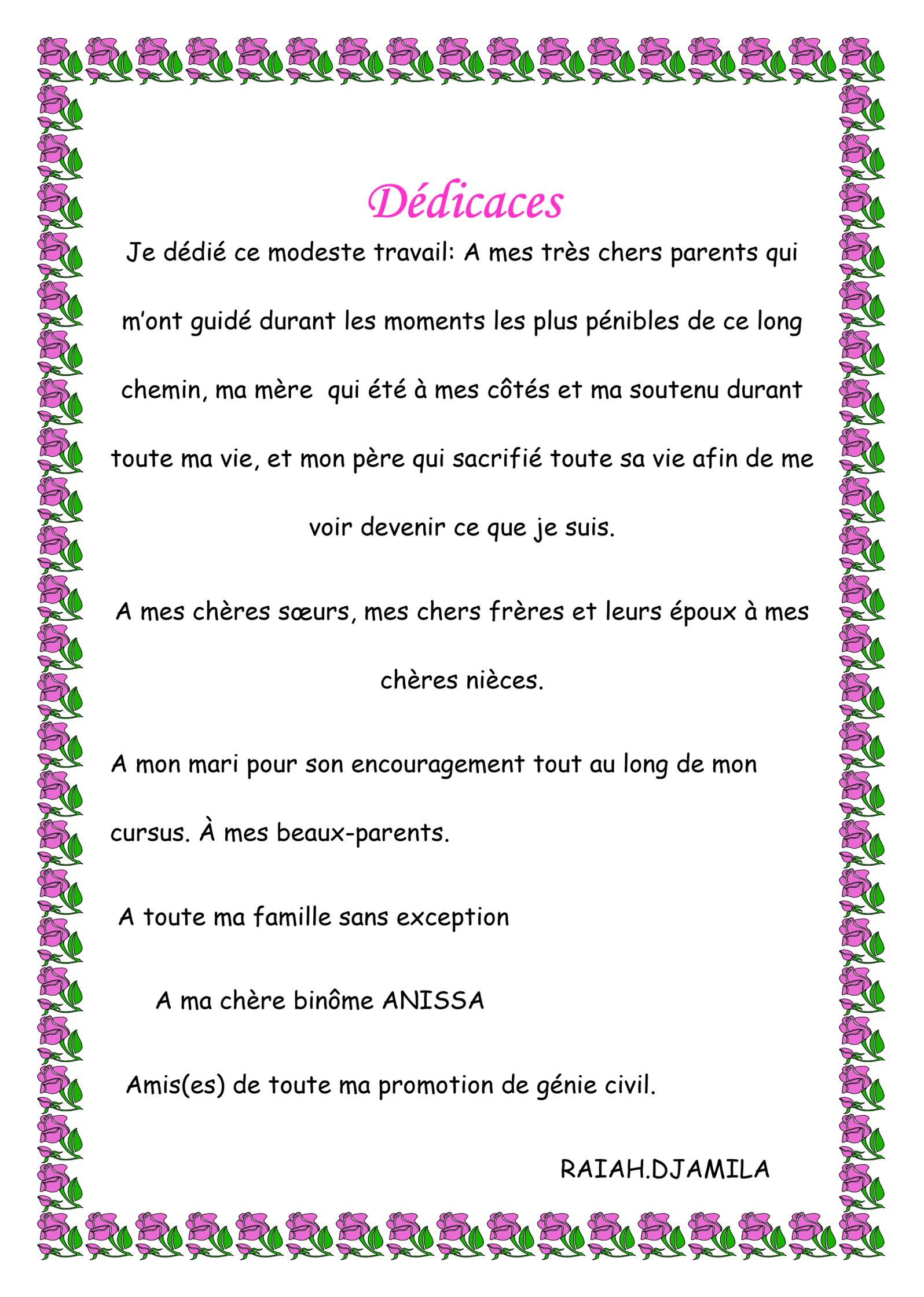
A mon mari pour son encouragement tout au long de mon cursus. À mes beaux-parents.

A toute ma famille sans exception

A ma chère binôme Djamila

Amis(es) de toute ma promotion de génie civil.

ANISSA.LOUNI



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail: A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mes chères sœurs, mes chers frères et leurs époux à mes chères nièces.

A mon mari pour son encouragement tout au long de mon cursus. À mes beaux-parents.

A toute ma famille sans exception

A ma chère binôme ANISSA

Amis(es) de toute ma promotion de génie civil.

RAIAH.DJAMILA

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Introduction.....	2
I-.présentation de l'ouvrage	2
I-1. Les composantes de la structure	2
I-2. Caractéristiques géométrique de la structure.....	2
I-3. Eléments constitutifs de l'ouvrage	2
II-.les matériaux	4
I-1. Le béton	5
I-2. Les aciers	9
Conclusion.....	11

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Introduction.....	12
I- Le pré dimensionnement des Planchers	12
I-1. Planchers en corps creux	12
I-2. En dalle pleine	13
I-3. Pré dimensionnement des poutres	14
II. Détermination des charges et surcharges	16
II-1. Charges permanentes	16
II-2. Surcharge d'exploitation	19
III. Pré dimensionnement des voiles	20
III-1-. Coupe du voile en plan	20
III-2. Coupe du voile en élévation.....	21
IV. Prés dimensionnement des poteaux	22
V. Surcharge des planchers	25
V-1. Loi de dégression des charges	25
V-2. Coefficients de dégression des surcharges	26
V-3. Calcul des surcharges selon la loi de dégression	26
Conclusion	29

Chapitre III : calcul des éléments

Introduction.....	30
I. Acrotère	30
I-1. Calcul des sollicitations	31
I-2. Ferrailage de l'acrotère	32
II. Les planchers	40
II-1. Étude et ferrailage de la dalle de compression.....	40
II-2. Calcul des poutrelles	41
III. ESCALIER	59
III-1. Description de l'escalier	59
III-2. Calcul de l'escalier	60
IV. La poutre palière	77
IV-1. Détermination des charges et des surcharges	78
IV-2. Combinaison des charges à l'ELU et à L'ELS	78
V. La salle machine	87
V-1. Calcul de la dalle de la salle machine	87
V-2. Ferrailage de la dalle	90
VI. Les balcons	96
VI-1. Etude de la dalle pleine	96
VI-2. Déterminations des sollicitations	97
VI-3. Calcul à l'ELU	98
VI-4. Vérification des efforts	99

Chapitre IV : MODELISATION ET VERIFICATION DES CONDITIONS DU RPA

Introduction	102
I. Le logiciel ETABS	102
I-1. Description du logiciel ETABS	102
I-2. Etapes de modélisation	102
I-3. Méthodes de calcul	111
Conclusion	130

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

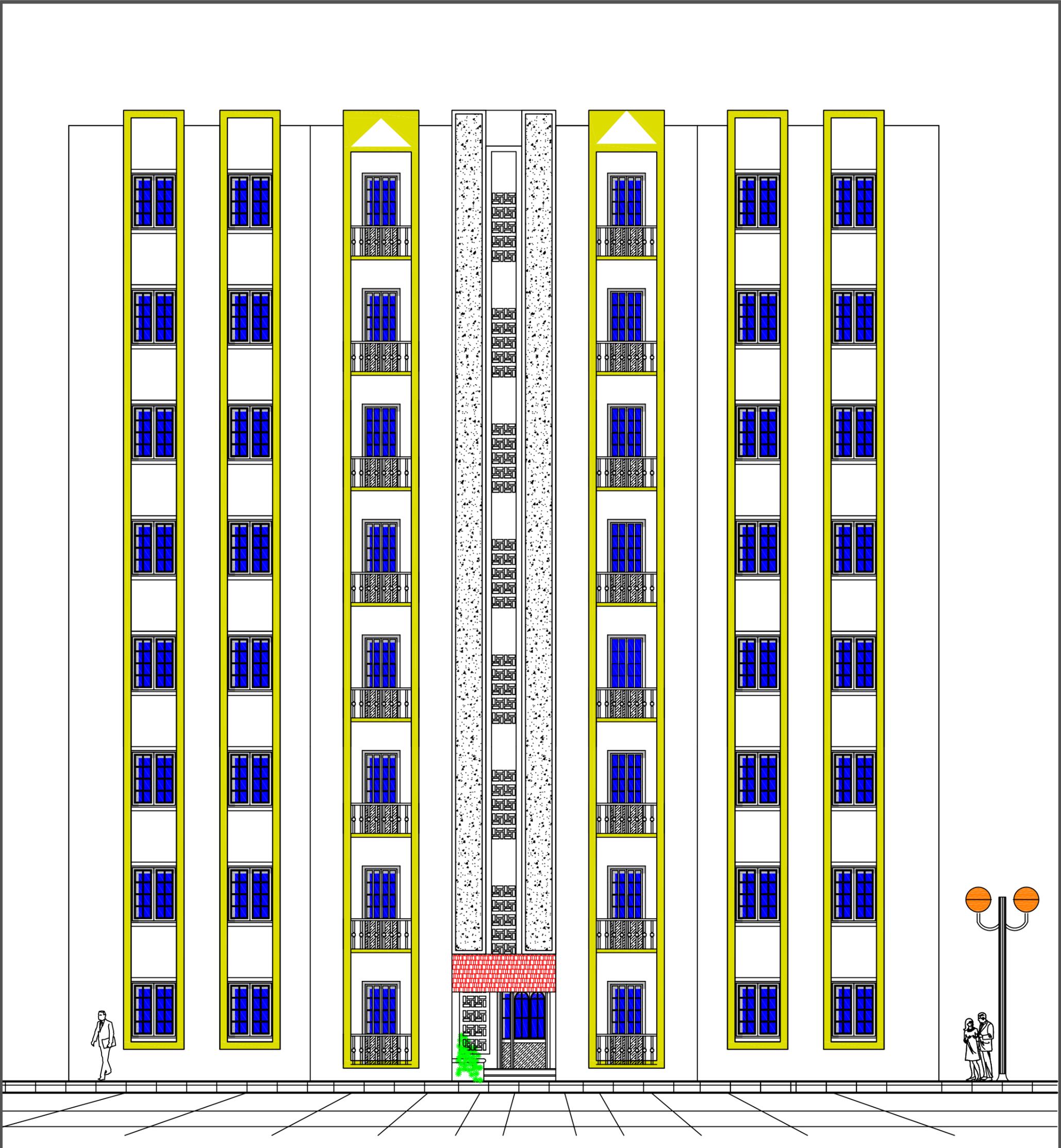
I- Les poteaux.....	131
I-1. Ferrailages des poteaux	131
I-2. Recommandation et exigence du RPA2003	131
I-3. Calcul des armatures à l'ELU.....	134
I-4. Vérification à l'ELS.....	137
Conclusion	146
II- Les poutres	148
II-1. Ferrailages des poutres.....	148
II-2. Recommandation du RPA99/version 2003	149
II-3. Calcul des armatures à l'ELU	150
II-4. Vérification à l'ELS	156
III- Les Voiles	160
III-1. Ferrailages des Voiles à l'ELU	160
III-2. Détermination des armatures	162
III-3. Exigences du RPA99revise 2003.....	164
III-4. Vérification à l'ELS	165

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

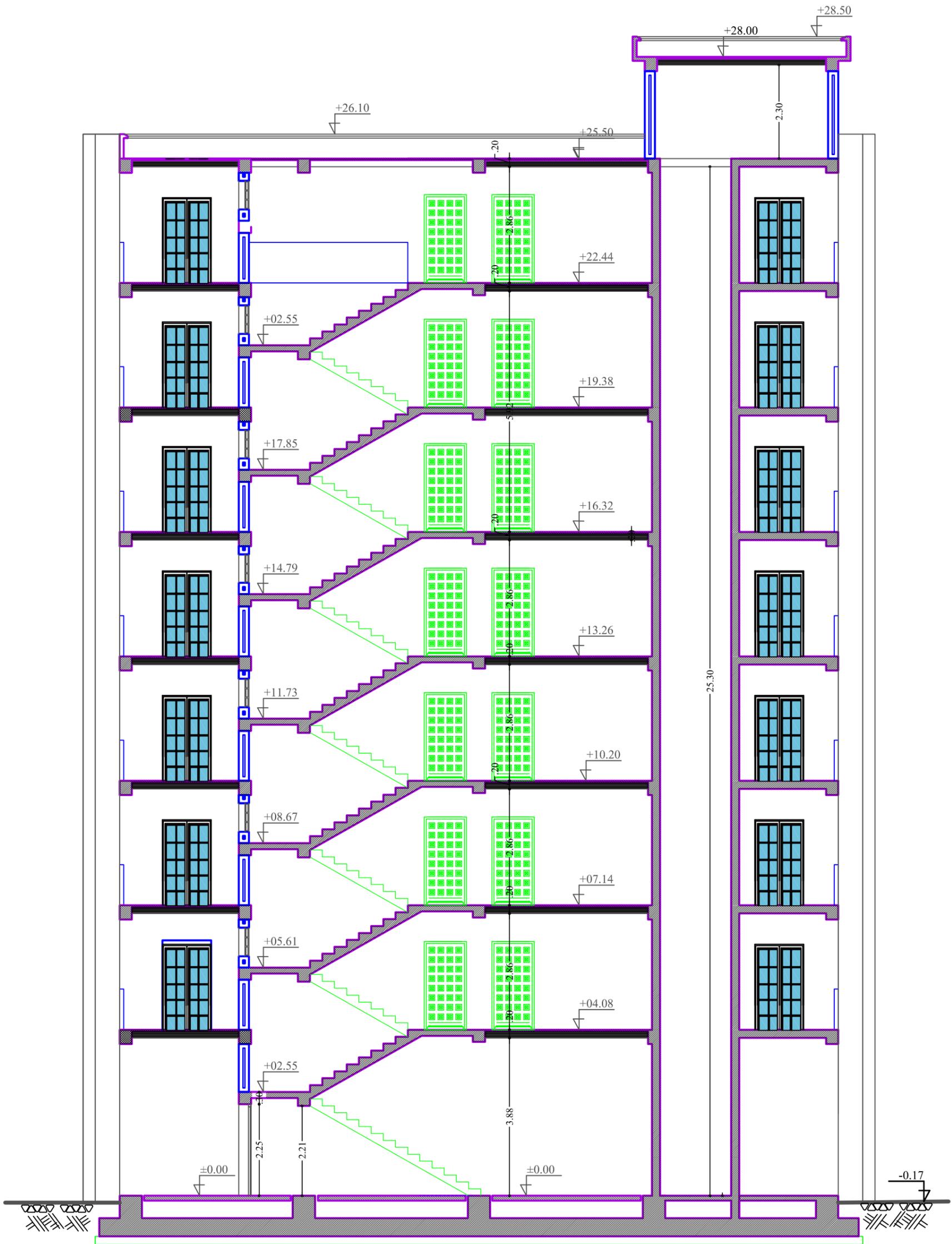
I- Les fondations	175
I-1. Définition des fondations.....	175
I-2. Type des fondations.....	175
I-3. Choix et type de fondation	175

II. Dimensionnement	176
II-1.Semelle isolée.....	176
II-2. Semelle filantes	177
III. Etude du radier générale	181
III-1. pré-dimensionnement du radier	181
III-2. Détermination des efforts	182
III-3.Calcul de la surface du radier	183
III-4. Calcul des sollicitations à la base du radier	183
III-5. Détermination de la surface nécessaire du radier	185
III-6. Ferrailage du radier	188
III-7. Ferrailage du débord	194
III-8. Ferrailage des nervures	195

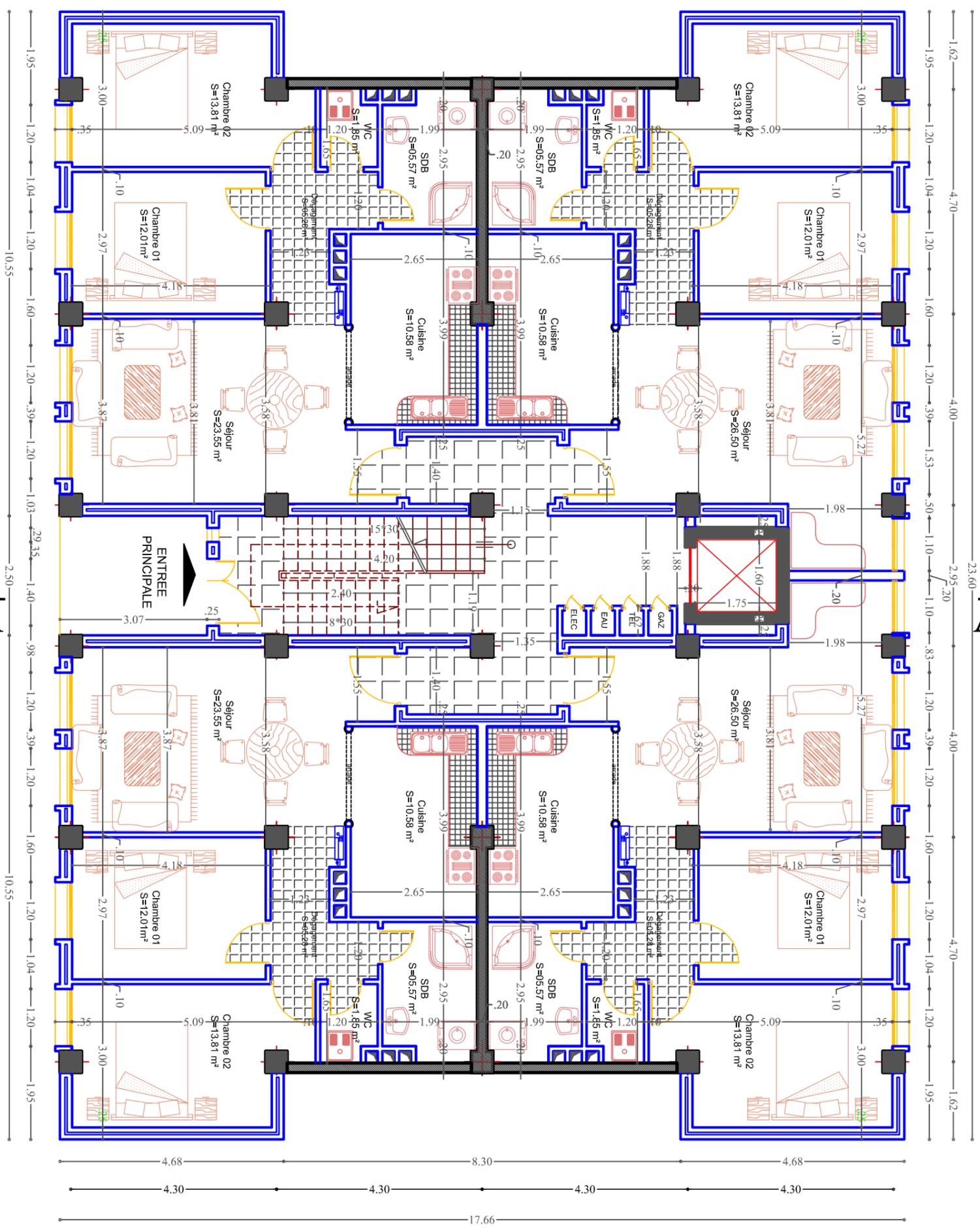
Conclusion générale



- FACADE PRINCIPALE -**



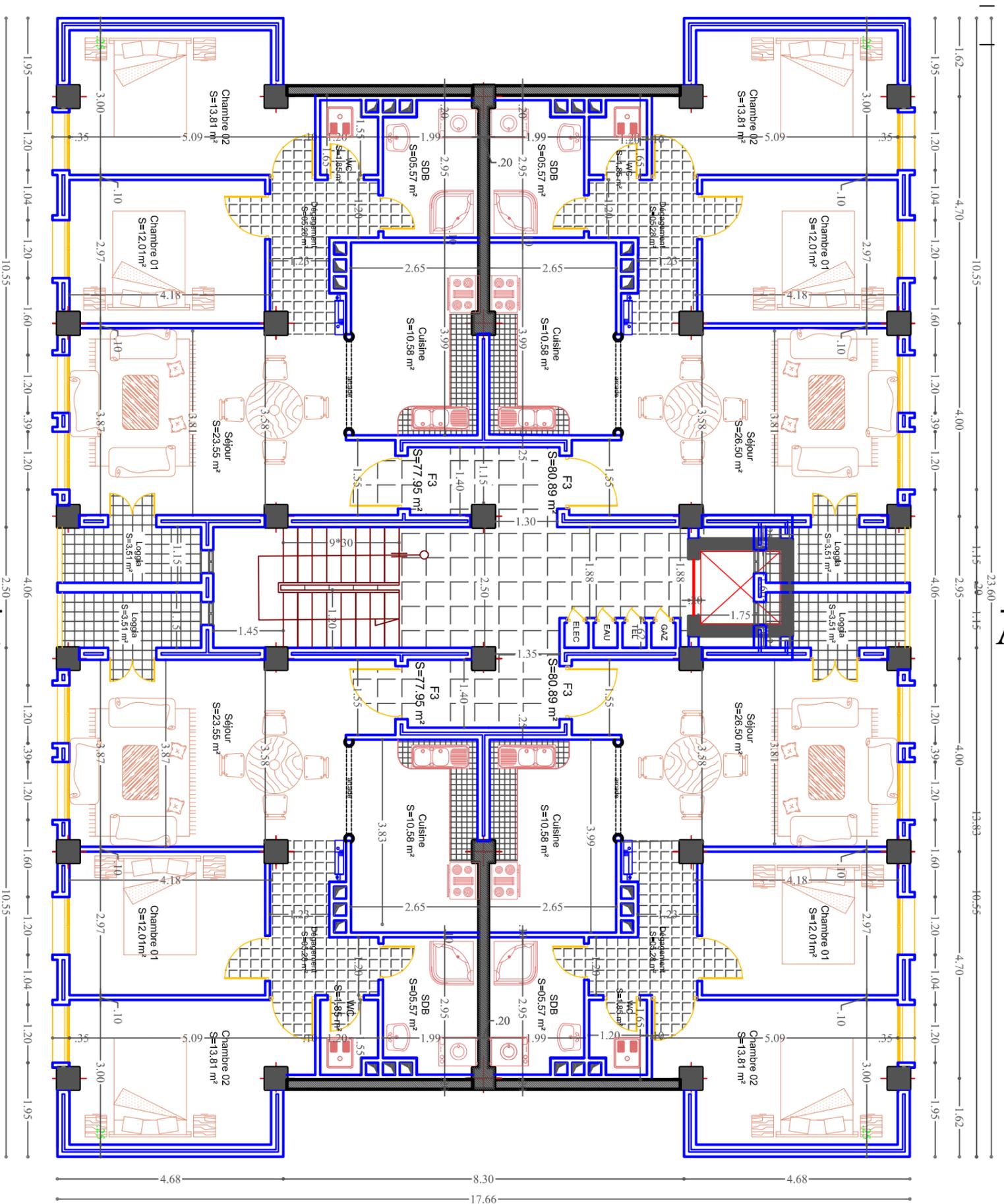
- COUPE *AA* -**



4A

4A

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

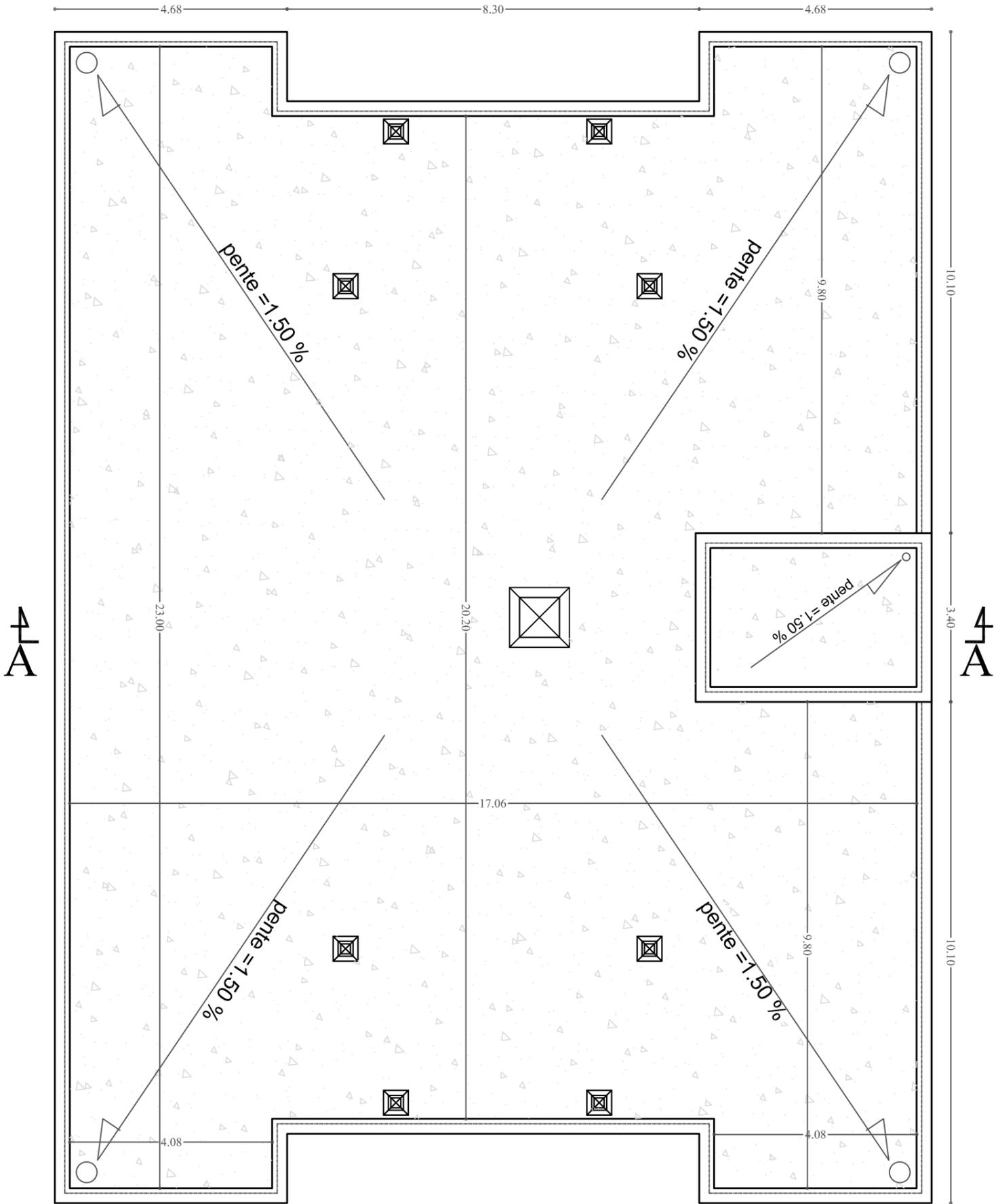


4A

PLAN D'ETAGE

4A

PLAN DE TOITURE



INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

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

Certes, nous ne devons pas appliquer seulement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Pour cela, les ingénieurs disposent actuellement de plusieurs outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Le projet en cours d'étude s'agit d'une structure constituée d'un R.D.C et de sept(7) étages (**R+7**) à usage d'habitation, à contreventement mixte voile/ portique avec interaction.

La structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99/version2003 et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel etabs **V9.7.0**



CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

I .Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste en l'étude et le calcul d'une structure (R+7) à usage d'habitation. Ce bâtiment est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à TIZI - OUZOU ville, classée selon le **RPA 99 version 2003** comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**). Cet ouvrage est assise sur un sol de contrainte $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$.

I-1. Les composants de la structure :

La structure est composée de :

- Un (01) rez de chaussé
- Sept (7) étages à usage d'habitation.
- Une(01) cage d'escalier
- Une (01) cage d'ascenseur.
- Terrasse inaccessible.

I-2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

I-2-1. Dimension en plan :

- Longueur totale 23.60m.
- Largeur totale 17.70m.

I-2-2. Dimension en élévation :

- Hauteur du rez-de-chaussée..... 4.08m.
- Hauteur d'étage courant3.06m.
- Hauteur totale31.66 m.
- Hauteur de l'acrotère.....0.6 m.

I-3. Eléments constitutifs de l'ouvrage :

I-3-1. La superstructure:

C'est la partie de la construction au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

I-3-1-1. L'ossature :

L'immeuble est à ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destiné à reprendre la majorité des charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales et reprennent une partie des charges verticales.

I-3-1-2. Les planchers :

- Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.
- Il supporte son poids propre et les charges d'exploitations, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)
- Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de plancher :

- Planchers en corps creux portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).
- Planchers en dalle pleine en béton armée : Sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourds comparés aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

I-3-1-3. Maçonnerie :

On distingue deux types :

- Les murs de façade sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure sont réalisés en simple cloison de brique de 10cm.

I-3-1-4. Escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pied entre différents niveaux d'un bâtiment. Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers droits composés de deux volées avec un palier de repos.

I-3-1-5. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile.

I-3-1-6. Les revêtements :

Ils sont en :

- Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et la cage d'escaliers.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

I-3-1-7. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

I-3-1-8. Balcon :

Les balcons sont réalisés en dalles pleines ou en corps creux.

I-3-1-9. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse.

I-3-2. L'infrastructure :**I-3-2-1. Les fondations :**

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

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

Réglementation :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles **BAEL 91** [1], conformément au règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003** et le **DTR (BC22)** [3] (charges et surcharges d'exploitation).

II. Les matériaux :

Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que : le coût, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre.

II-1. Béton :

II-1-1. Composition :

C'est un mélange optimal de :

- Ciment
- Granulat (sable, graviers, gravillons...)
- Eau
- Adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer la qualité du béton.

II-1-2. Résistance caractéristique du béton :

II-1-2-1. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours noté f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et d'une hauteur 32 cm.

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

Pour $j \leq 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :
(BAEL91/A.2.1 ,11)

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28}$$

Pour $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40+0,95j)} f_{c28}$$

Pour $f_{c28} > 40\text{Mpa}$.

Avec :

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à **28** jours.

II-1-2-2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}; \text{ avec } f_{cj} < 60\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A. 2.1, 12})$$

Dans notre cas on a : $f_{tj} = f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\text{MPa}$.

II-1-3. Contrainte limite à la compression :**II-1-3-1. Hypothèses de calcul :**

Le calcul de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements **BAEL 91** (béton Armé aux états limites) base sur la théorie des états limites.

a. Etat limite ultime (E.L.U) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante de la structure est Atteinte (Il est borné par les limites de résistance du béton et des armatures), et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

➤ **Contrainte limite ultime à la compression du béton :**

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \quad (\text{BAEL91modifie99/A.4.3 ,41})$$

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ_b	1.5	1.15

Tableau I-1. Coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation de l'action.

(BAEL91modifie99/A.4.3 ,41).

Durée d'application	T > 24h	1h ≤ T ≤ 24h	T < 1h
θ	1	0.9	0.85

Tableau I.2 : Coefficient θ en fonction de la durée (T) de l'application des actions

(BAEL91modifie99/A.4.3 ,41).

→ Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Dans le cas d'une situation courante :

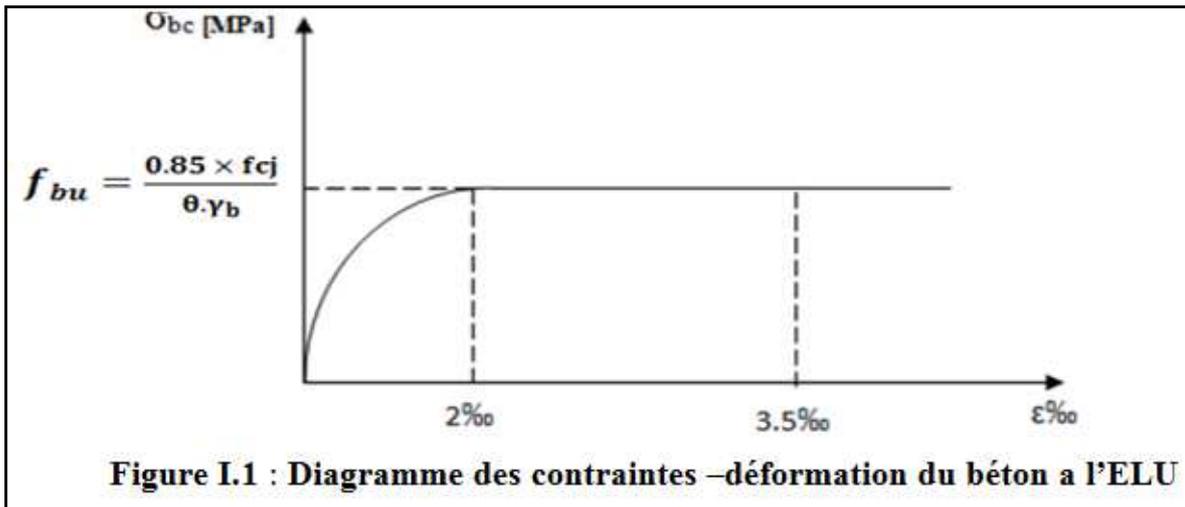
On a : $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ → $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$

Dans le cas d'une situation accidentelle:

On a : $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$ → $f_{bu} = 21.74 \text{ Mpa}$

➤ **Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.U)**

Le diagramme contraintes –déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit (parabole- rectangle).



Avec : (ε raccourcissement du béton).

b- Etat limite de service (E.L.S)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissurations et de déformation ne sont plus satisfaites.

➤ **Contrainte limite de service à la compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{BAEL91modifié/A.4.5 ,2})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 25$

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

➤ **Contrainte ultime de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL91modifié/A.5.1 ,1})$$

Avec :

V_u : effort tranchant.

b₀ : largeur de la section considérée.

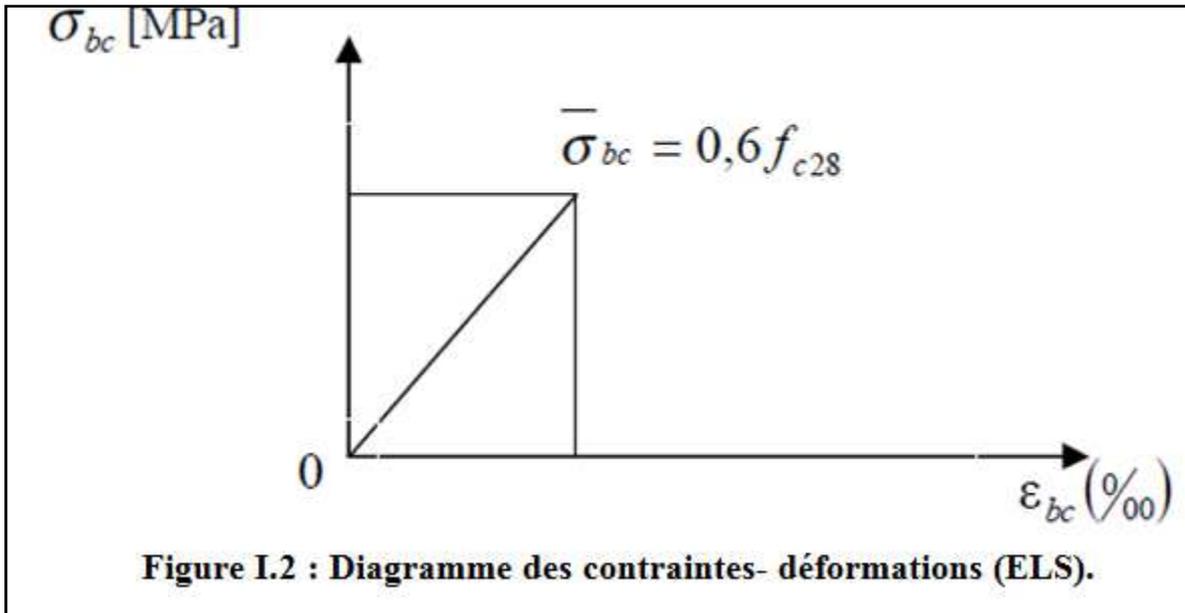
d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

$$\tau u \leq \min\left\{0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} \dots\dots\dots \text{Cas de fissurations non préjudiciables.}$$

$$\tau u \leq \min\left\{0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \dots\dots\dots \text{Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.}$$

➤ **Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.S) :**



C. Module de déformation :

➤ **Module de déformation longitudinal du béton :**

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

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{(BAEL91 modifié 99/A.2.1 ,21)}$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ **on aura :** $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation égale à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.2.1, 22})$$

Pour : notre cas, $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ **on aura :** $E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation transversale du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes tangentielles engendrées par l'effort Tranchant. Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1, 3})$$

Avec :

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton (module de Young).

ν : coefficient de poisson.

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à :

ν = 0,0 pour des justifications à l'ELU.

ν = 0,2 pour des justifications à l'ELS.

II-2. Les aciers :

Les aciers: Les aciers utilisés se distinguent suivant leurs nuances, leurs états De surfaces et la valeur de la limite d'élasticité «Fe».ils sont classés de la façon Suivante :

Type	Nuance	Fe (MPa)
Haute adhérence	FeE40	400
	FeE50	500
Treillis soudés	TL50 (Ø > 6mm)	500
	TL50 (Ø ≤ 6mm)	520

II-2-1. Module d'élasticité longitudinale : (BAEL91/Art A.2.2, 1)

Le module élasticité longitudinal (E_a) de l'acier est pris égal à :

$$E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa.}$$

II-2-2. Contrainte limite de l'acier :**II-2-2-1. À l'état limite ultime ELU :**

La contrainte limite ultime est définie par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : coefficient de sécurité.

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ_s	1,15	1

Tableau I.3 : coefficient de sécurité γ_s en fonction de la situation de l'action.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 500 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 500 \text{ MPa}$

Tableau I.4 : limites d'élasticité des aciers utilisés.

II-2-2-2. À l'état limite de service ELS :

L'état limite de service (ELS) est borné par des limites de déformation ou de fissuration des éléments.

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures dans le béton, c'est-à-dire, éviter le risque de corrosion des armatures, et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du BAEL.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

a. Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est Nécessaire.

$$\sigma_s = f_e \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.4.5, 32}).$$

b. Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_t j})\right\} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/Art A.4.5, 33}).$$

c. Fissuration très préjudiciable :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assuré une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} = \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_t j} \right\} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.4.5, 34})$$

Avec :

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

η : Coefficient de fissuration.

η = 1 pour les ronds lisses.

η = 1,6 pour les HA (Φ ≥ 6 mm).

η = 1,6 pour les HA (Φ < 6 mm).

II-2-2-3. Protection des Armatures (BAEL91 modifié 99/A.7.1)

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et à fin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers, on doit veiller à ce que l'enrobage **C** des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres Atmosphères très agressives telles les industries chimiques.
- **C ≥ 3 cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des Condensations.
- **C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées Aux condensations.

CHAPITRE II

PRE-DEMENTIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

Le pré dimensionnement sera fait selon les règles **du BAEL91**, le **RPA 99/version 2003** et le **DTR 2-2**.

I. Le pré dimensionnement des Planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e " faible par rapport à leur dimension en plan, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

Leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, assurant aussi une fonction d'isolation acoustique et thermique entre étages.

On distingue deux types de planchers:

I-1. Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles disposées suivant le sens de la plus petite portée :

Le pré dimensionnement se fait en utilisant la formule suivante :

$$ht \geq L_{max} / 22,5 \quad (\text{BAEL91/art B.6.5.1 modifié 99}).$$

$$L \text{ (min (b, h) } 25 \text{ cm) en zone IIa on prend min = 25 cm)}$$

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

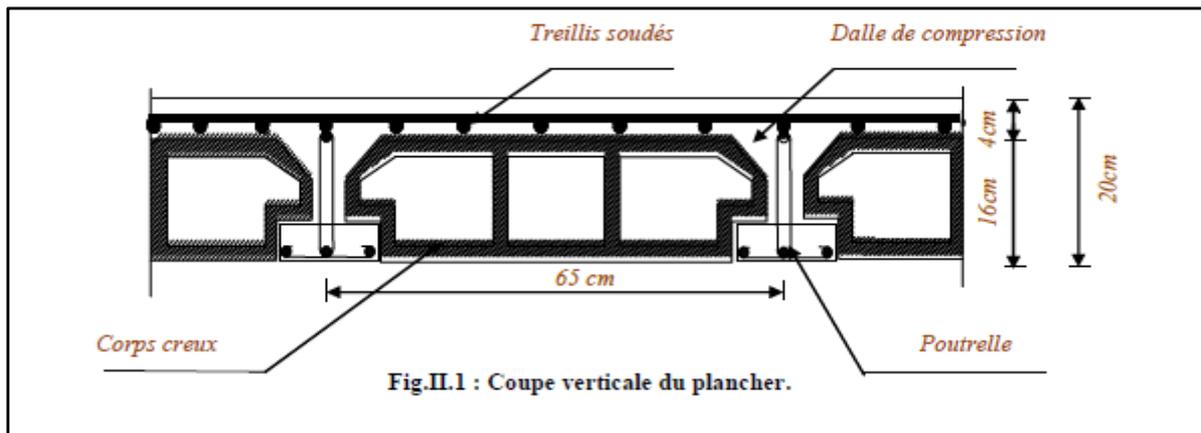
ht : l'épaisseur totale du plancher.

Dans notre cas : **L_{max} = 430cm**

$$\text{Donc : } ht = 430 - 25 / 22.5 = 18 \text{ cm}$$

On prend: **ht=20cm**

Conclusion : On opte pour un plancher de hauteur **ht=20cm**, (Corps creux de **16 cm** et une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur) .le même raisonnement reste valable pour tous les autres planchers.



I-2. Plancher en dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé de **15 à 20-cm** d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

I-2-1. Condition de résistance à la flexion :

❖ Dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis :

D'après les règles de CBA93 :

Si $\alpha \leq 0,4$: $ep \geq lx/30$ \longrightarrow Panneau travaillant dans un seul sens.

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: $ep \geq lx/40$ \longrightarrow Panneau travaillant dans les deux sens.

Avec : $\alpha = lx/ly$

lx : Petit côté du panneau de dalle considéré.

ly : Grand coté du panneau de dalle considéré.

On a : $\alpha = lx/ly = 1.62/4.30 = 0.37$

Donc : $0,4 \leq \alpha \leq 1$: $ep \geq lx/40 \implies ep \geq 162/30 \implies ep \geq 5.4$ cm

On prend l'épaisseur $ep = 15$ cm

I-2-2. Condition de résistance au feu :

e = 7 cm : pour une heure de résistance au feu.

e = 11 cm : pour deux heures de résistance au feu.

e = 17.5 cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire : **ep = 15 cm.**

I-2-3. Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93) :

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

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = M/\rho = 350/2500 = 0,14 \text{ m} = \mathbf{14 \text{ cm}}$$

On prend : **ep = 15 cm.**

Conclusion : l'épaisseur de la dalle est de **15 cm**

I-3. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leurs rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

D'après les prescriptions préconisés par le RPA99 (modifiée 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Hauteur des poutres « ht »:**

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

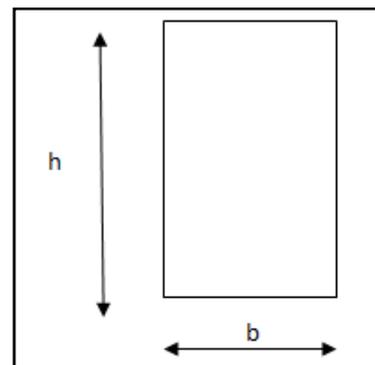
Avec :

L : porté de la plus grande travée considéré.

Leurs hauteurs sont données par :

➤ **Largeur des poutres « b »**

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$



➤ Condition exigés par le RPA:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ ht \geq 30\text{cm} \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b \end{array} \right.$$

I-2-1. Poutres principales: (poutres porteuses)

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.

$$L_{\max} = 470 - 25 = 445\text{cm}$$

$$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10}$$

$$29.66 \leq ht \leq 44.5 \text{ cm} \quad \text{On prend: } \mathbf{ht=40 \text{ cm}}$$

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{pour faciliter le coffrage On prend : } \mathbf{b= 35\text{cm}}$$

Vérification des conditions du RPA99 : (Art A.7.5.1)

$$B = 35\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

$$ht = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

$$ht/b = 40/35 = 1.14 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

On constate que les conditions de l'article A.7.5.1 du RPA99 sont vérifiées.

La section adoptée pour les **poutres principales** est : **(35x40) cm²**

I-2-2. Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

$$L_{\max} = 430 - 25 = 405\text{cm}$$

$$27 \text{ cm} \leq ht \leq 40.5 \text{ cm} \quad \text{on prend: } \mathbf{ht=35\text{cm}}$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{pour faciliter le coffrage on prend: } \mathbf{b=30\text{cm}}$$

Vérification des conditions du RPA99 : (Art A.7.5.1)

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

$ht = 40\text{ cm} \geq 30\text{cm}$ condition Vérifiée

$ht/b = 40/25 = 1,6 \leq 4$ condition Vérifiée

Les conditions de l'article A.7.5.1 du RPA99 sont vérifiées.

La section adoptée pour les **poutres secondaires est : (30x35) cm²**

II. Détermination des charges et surcharges : (DTR BC.2.2)**II-1. Charges permanentes G:**

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire **(DTR B.C.2.2)** qui nous conduit aux données ci-après :

II-1-1. Plancher terrasse (inaccessible) :

N°	Composition	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	G (KN/ m ²)
1.	Couche de gravier	0.05	20	1.00
2.	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3.	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4.	Feuille de poly âne	-	-	0.01
5.	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6.	Plancher en corps creux	(16+4)	14	2.80
7.	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G=5.61 (KN/ m ²)				

Tableau II.2. Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

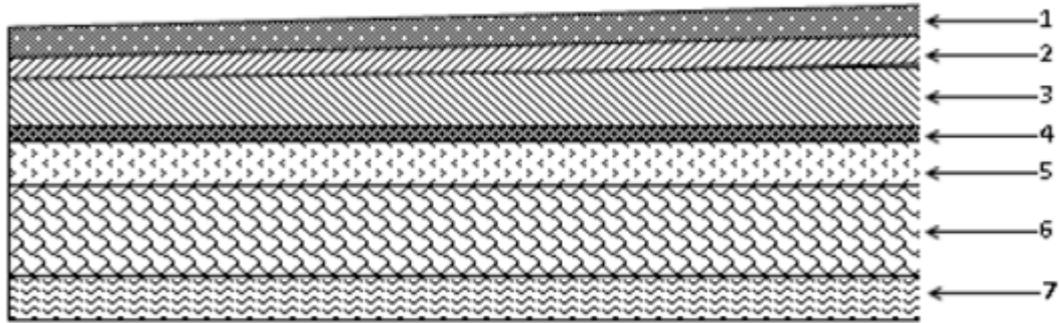


Figure II.3. Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

II-1-2. Plancher d'étage courant :

N°	Composition	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1.	Cloison en briques creuses	10	0.09	0.9
2.	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
3.	Mortier de pose	0.02	22	0.44
4.	Couche de sable	0.02	20	0.40
5.	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
6.	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				G=5.14 (KN/m ²)

Tableau II.4. Charges permanentes (G) de l'étage courant.

II-1-3. La maçonnerie

II-1-3-1. Murs extérieur :

En double cloisons (avec briques creuse).

N°	Composition	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1.	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2.	Briques creuses	0.10	9	0.9
3.	Lame d'air	0.05	0	0.0
4.	Briques creuse	0.10	9	0.9
5.	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				G=2.36 (KN/m ²)

Tableau II.5. Charge permanentes revenant aux murs extérieurs.

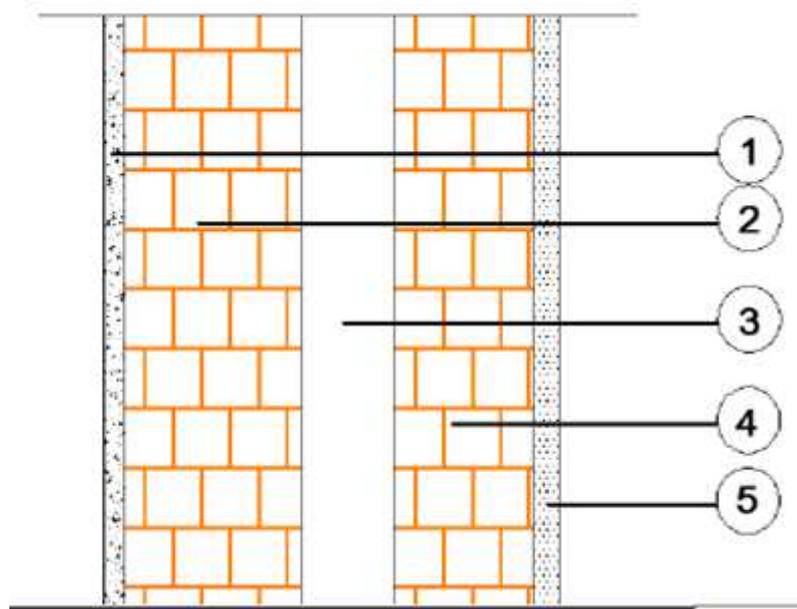


Figure II.6. Coupe verticale d'un mur extérieur.

II-1-3-2. Murs intérieurs :

N	Composition(m)	Epaisseur	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
2.	Brique creuse	0.10	9	0.90
3.	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G=1.5 (KN/m ²)				

Tableau II-7. Charge permanentes revenant aux murs intérieurs.

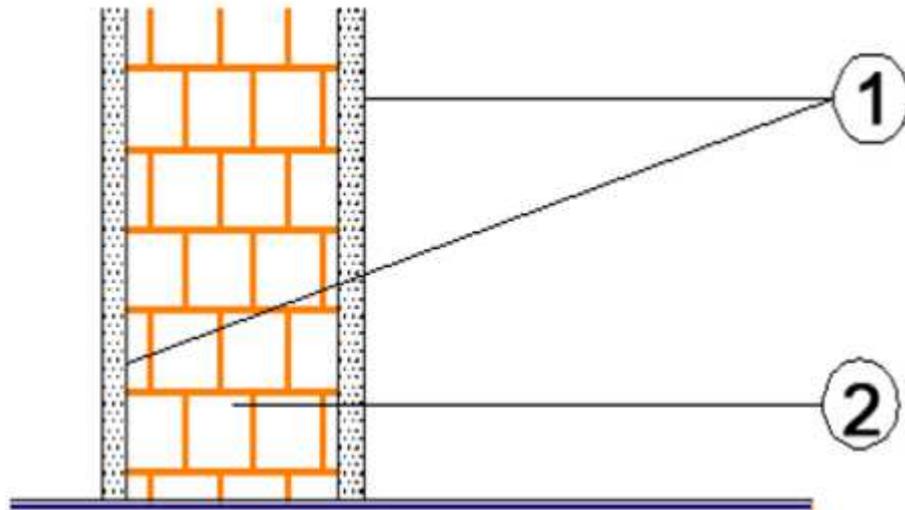


Figure II-8. Coupe verticale d'un mur intérieur

II-1-4. Acrotère :

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \times 1ml$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = 25 \times 1 \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right]$$

$$G = 1.713 \text{ kn/ml.}$$

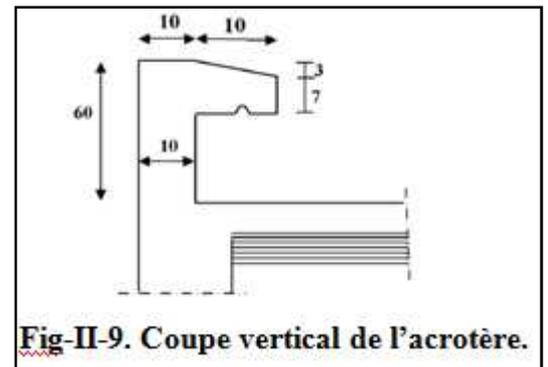


Fig-II-9. Coupe verticale de l'acrotère.

II-2. Surcharge d'exploitation :(DTR B.C.2.2)

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$: planchers d'étages courant

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$: terrasse inaccessible.

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$: balcons d'étage courant.

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$: balcon dernier étage.

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$: escalier.

III. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 de RPA99 version 2003 qui définit ces éléments satisfaisant la condition suivante $L \geq 4 ep$.

Avec :

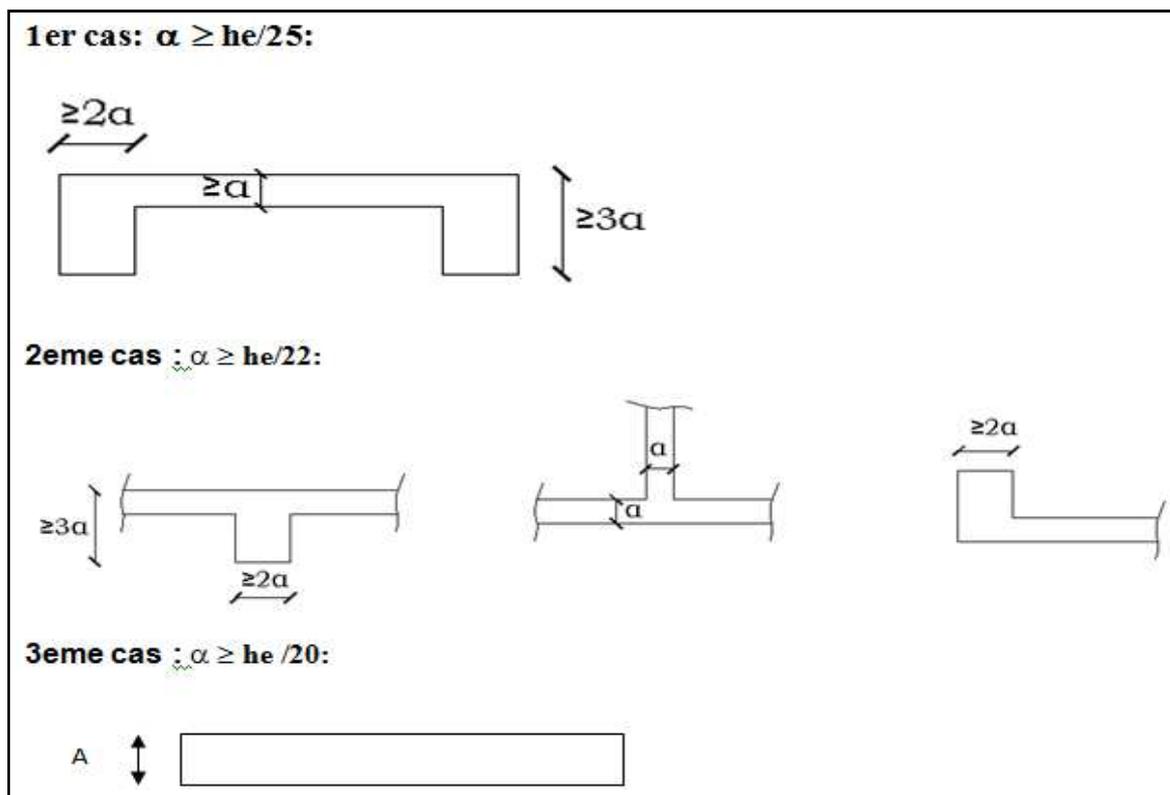
ep : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

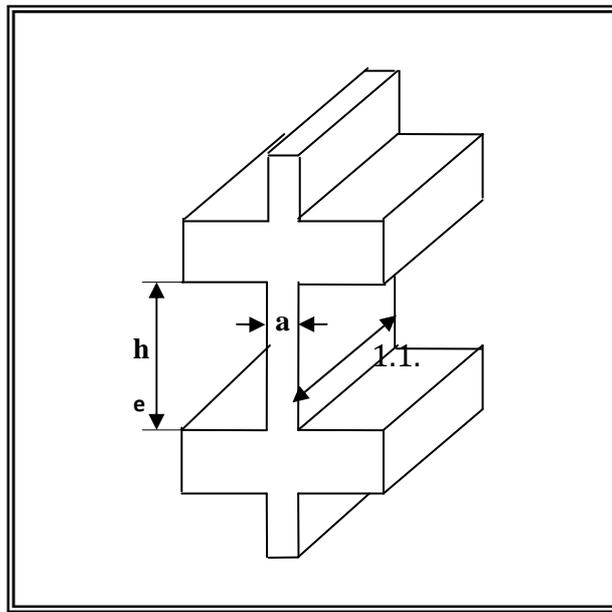
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage 'he' et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

Différentes coupes des voiles :

III-1-. Coupe du voile en plan :



III-2. Coupe du voile en élévation :



La majorité des voiles de notre ouvrage sont linéaires, due la formule suivante

Avec :

$$h_e = h - h_t$$

h : Hauteur d'étage

h_t : Epaisseur de la dalle.

➤ **Rez de chaussé** $h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4\text{cm}$$

➤ **Etages courant** $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur $a = 20\text{cm}$ pour le RDC et l'étage courant.

➤ **Vérification des exigences du RPA :**

❖ Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

L min $\geq 4 a$ où :

L min : portée minimale des voiles.

On a: $4a = 4 \times 20 = 80\text{ cm}$

$$L_{\min} = 384 \text{ cm}$$

$L_{\min} = 384 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

IV. Prés dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité. En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

Pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent Satisfaire les conditions suivantes (RPA 99, A 7.4.1) :

- **Min (b_1, h_1) $\geq 25 \text{ cm}$**
- **Min (b_1, h_1) $\geq h_e / 20$**
- **$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$**

Remarque :

On considère en premier lieu pour nos calculs, la section des poteaux selon le minimum exigé par le **RPA** qui est de **(25x25) cm²**.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera avec l'effort normal réduit en considérant un effort :

N_s = (G+Q) qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_b$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(RPA 99 mod2003 7.4.3.1)}$$

Avec :

B: Section transversale du poteau.

N_s: Effort normal maximal à la base du poteau.

V: Effort normal réduit.

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

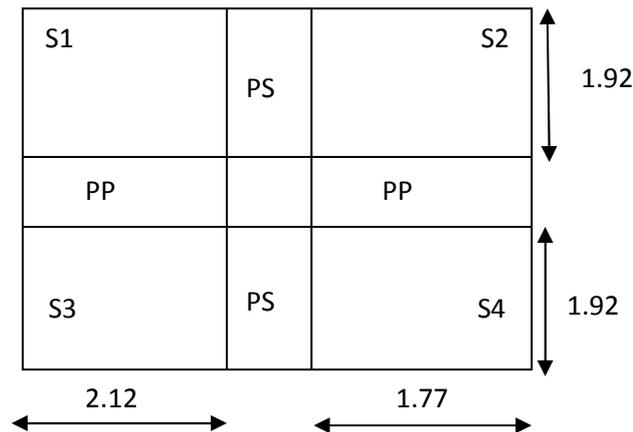
Donc : $S \geq N_s / 0.6 \times f_{c28}$

✧ Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

✧ Calculs des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :



✧ Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

Avec:

$$S1 = 2.12 \times 1.92 = 4.07 \text{ cm}^2$$

$$S2 = 1.92 \times 1.77 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$S3 = 2.12 \times 1.92 = 4.07 \text{ cm}^2$$

$$S4 = 1.77 \times 1.92 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$S = 14.92 \text{ cm}^2$$

➤ Section de la poutre principale :

$$S_{pp} = 0.25 \times (2.12 + 1.77) = 0.972 \text{ cm}^2$$

➤ Section de la poutre secondaire :

$$S_{ps} = 0.25 \times (1.92 + 1.92) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$S_{tot} = S_{pp} + S_{ps} + S = 14.92 + 1.34 + 0.972 = 17.23 \text{ cm}^2$$

La surface du plancher revenant au poteau considéré est $S = 17.23 \text{ cm}^2$

La surface d'exploitation du plancher revenant au poteau est :

$$S' = (1.92 + 0.25 + 1.92) \times (2.12 + 0.25 + 1.77) = 16.93 \text{ cm}^2$$

$$S' = 16.93 \text{ cm}^2$$

IV-1-3. Poids propre des éléments:

IV-1-3-1. Poids des planchers : $P = G \times S$

➤ **Plancher terrasse :**

$$P_t = 14.92 \times 5.61 = 83.70 \text{ KN}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$P_{ec} = 14.92 \times 5.14 = 76.68 \text{ KN}$$

Poids des poutres :

➤ **Poutres principales :**

$$P_{pp} = \rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (2.12 + 1.77)$$

$$P_{pp} = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times (2.12 + 1.77) = 9.72 \text{ KN}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = \rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.92 + 1.92)$$

$$P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times (1.92 + 1.92) = 9.6 \text{ KN}$$

❖ D'où le poids des poutres est de :

$$P_p = P_{ps} + P_{pp} = 9.72 + 9.6 = 19.32 \text{ KN}$$

IV-1-3-3. Poids des poteaux :

➤ poteaux RDC et étage courant :

$$P \text{ étage courant} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

$$P_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN}$$

V. Surcharge des planchers : $Q \times S$

$$Q \text{ terrasse} = 1.00 \times S' = 1 \times 16.93 = 16.93 \text{ KN}$$

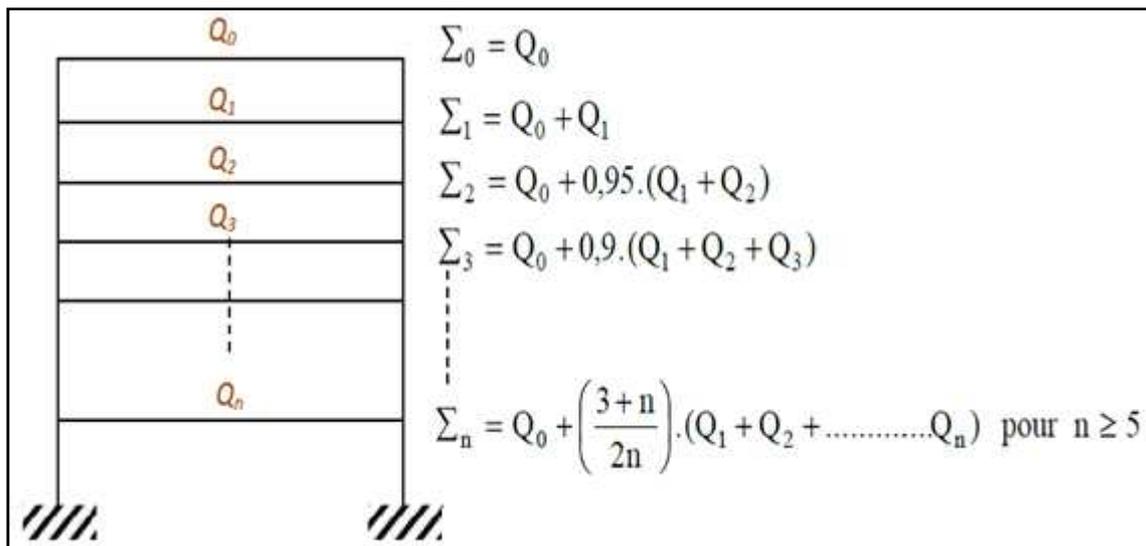
$$Q \text{ étage courant} = 1.5 \times S' = 1.5 \times 16.93 = 25.39 \text{ KN}$$

V-1. Loi de dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : (DTR BC 2-2/6-1) Soit :

Q₀ : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment. Q₁, Q₂, Q₃,...,

Q_n: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2,3,..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment : Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :



V-2. Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714

V-3. Calcul des surcharges selon la loi de dégression:

niveau	
terrasse	$Q_0=1 \times 16.93=17.31\text{KN}$
06	$Q_0+ Q_1=16.93+25.39=42.32\text{KN}$
05	$Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 16.93+ 0,95(2 \times 25.39)=65.17\text{KN}$
04	$Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 16.93+ 0,90 (3 \times 25.39)=85.48\text{KN}$
03	$Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 16.93+ 0,85 (4 \times 25.39)=103.26\text{KN}$
02	$Q_0+ 0.80 (Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 16.93+ 0.80(5 \times 25.39)=118.49\text{KN}$
01	$Q_0+ 0.75 (Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 16.93+ 0,75 (6 \times 25.39)=131.19\text{KN}$
RDC	$Q_0+0.714(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 16.93+ 0,714(7 \times 25.39)=143.83\text{KN}$

Avec :

 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.

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges exploitations [KN]		Efforts normaux	Section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S trouvée N/ (0.6×fc28)	S adopté
terrasse	83.70	19.32	4.78	107.8	107.8	16.93	16.93	124.73	8.31	30x30
6	76.68	19.32	4.78	100.78	208.58	25.39	42.32	250.9	16.72	30x30
5	76.68	19.32	4.78	100.78	309.36	25.39	67.71	377.07	33.51	35x35
4	76.68	19.32	4.78	100.78	410.14	25.39	93.1	503.24	44.732	35x35
3	76.68	19.32	4.78	100.78	510.92	25.39	118.49	629.41	41.96	40x40
2	76.68	19.32	4.78	100.78	611.7	25.39	143.88	755.58	50.372	40x40
1	76.68	19.32	4.78	100.78	712.48	25.39	169.27	881.75	58.78	45x45
RDC	76.68	19.32	6.375	102.375	814.85	25.39	194.66	1009.515	67.30	45x45

➤ Vérification des sections des poteaux :(ART.7.4./RPA99VER2003)

❖ EN ZONE IIa:

Min (b1, h1) ≥ 25 cm

Min (b1, h1) ≥ he /20 (RPA/A.7.4.1)

1/4 < b1/h1 < 4

1. Poteaux (45x45) :

✓ Min (45x45) = 45 ≥ 25cm..... Condition vérifié.

✓ Min (45x45) ≥ $\frac{306}{20}$ =15.3cm..... Condition vérifié. avec he = 3.06m

✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ Condition vérifié.

2. poteaux (40x40) :

- ✓ $\text{Min}(40 \times 40) = 40 \geq 25 \text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.**
- ✓ $\text{Min}(40 \times 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.** avec $h_e = 3.06 \text{m}$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.**

3. poteaux (35x35) :

- ✓ $\text{Min}(35 \times 35) = 35 \geq 25 \text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.**
- ✓ $\text{Min}(35 \times 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.** avec $h_e = 3.06 \text{m}$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.**

4. poteaux (30x30) :

- ✓ $\text{Min}(30 \times 30) = 30 \geq 25 \text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.**
- ✓ $\text{Min}(30 \times 30) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.** avec $h_e = 3.06 \text{m}$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.**

➤ **Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est une perte de stabilité, lorsque l'élément (poteau) est soumis à des forces de compression par la suite à tendance à fléchir et à se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Un élément en béton armé peut être flambé à tout moment sous un effet de compression centré ou excentré, si $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 4$

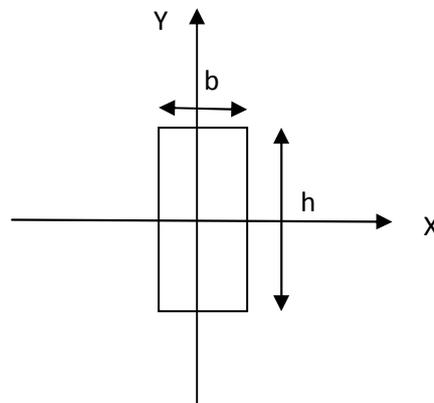
$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{I_{yy}/S}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b^2/12}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

$L_0 = h_e - h_{pp}$

Avec:

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : Longueur libre de poteau.



i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section transversale du poteau

$\lambda = 2,42 L_0/b$.

1. Poteau RDC: $h_{rdc} = 408\text{cm}$ $L_0 = 408 - 25 = 383\text{cm}$
 ✓ $\lambda = (2,42 \times 383)/45 = 20.59 < 50$Condition vérifiée.

1. Poteau 1^{er} étage (45×45) : $h_{rdc} = 306\text{cm}$ $L_0 = 306 - 25 = 281\text{cm}$
 ✓ $\lambda = (2,42 \times 281)/45 = 15.11 < 50$Condition vérifiée.

2. Poteau 2^{eme} et 3^{eme} étage (40×40): $h_e = 306\text{cm}$ $L_0 = 306 - 25 = 281\text{cm}$
 ✓ $\lambda = (2,42 \times 281) / 40 = 17 < 50$Condition vérifiée.

3. Poteau 4^{eme} et 5^{eme} étage (35×35): $h_e = 306\text{cm}$ $L_0 = 306 - 25 = 281\text{cm}$
 ✓ $\lambda = (2,42 \times 281) / 35 = 19.43 < 50$Condition vérifiée.

4. Poteau 6^{eme} et 7^{eme} étage (30×30): $h_e = 306\text{cm}$ $L_0 = 306 - 25 = 281\text{cm}$
 ✓ $\lambda = (2,42 \times 281) / 30 = 22.66 < 50$Condition vérifiée.

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

Après avoir fait les calculs nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Eléments	Sections (cm ²)
Poteau RDC, 1 ^{er} étage	(45×45)
Poteaux 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	(40×40)
Poteaux 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	(35×35)
Poteaux 6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	(30×30)
Poutres principales	(35×40)
Poutres secondaires	(30×35)
Voile RDC et étages courants	e=20
Epaisseur de dalle pleine	ep=15



CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

Introduction :

Le but de chapitre est le calcul des éléments secondaire qui sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils peuvent être isolés et calculés séparément sous

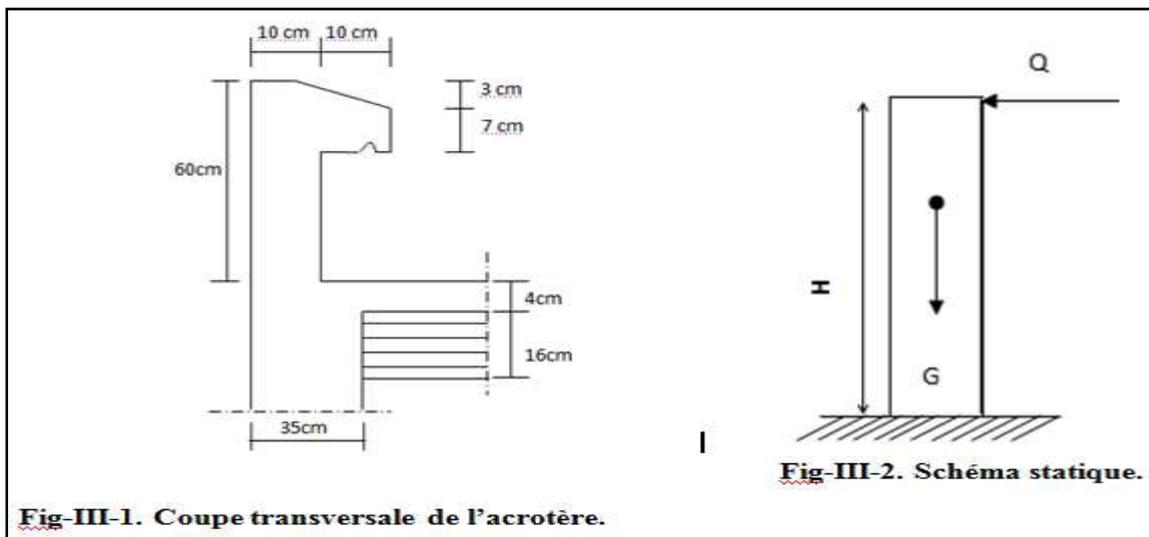
L'effet des seules charges qui leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL91 modifié 99, Et ces éléments sont :

- Acrotère
- Plancher
- Escalier
- Poutre palière
- Salle machine
- Balcon

I. Acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il sera assimilé à une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1\text{KN/ml}$) Provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

Le calcul des armatures se fera à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande de 1 mètre soumise à la flexion composée.



I-1. Calcul des sollicitations:

I-1-1. Poids propre :

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} \rho : \text{masse volumique du béton} = 25 \text{ KN m}^3. \\ S : \text{section transversale de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1)/2] = 1.712 \text{ KN/m}.$$

I-1-2. Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ L'effort normal :

$$N = G \times 1m = 1.712 \times 1m = 1.712 \text{ KN}.$$

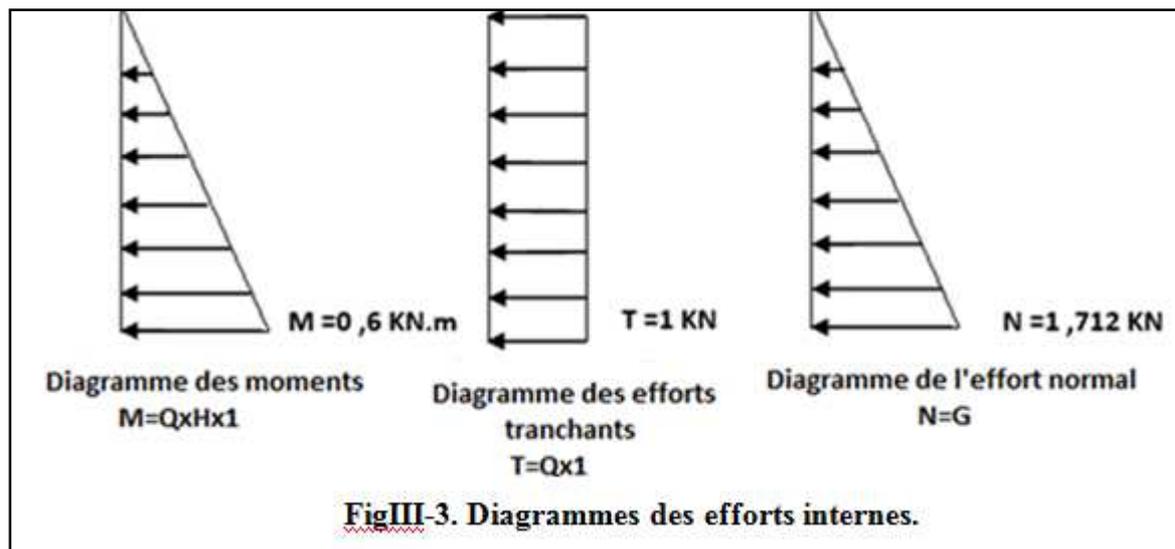
➤ L'effort tranchant :

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

➤ Le moment fléchissant dû à la charge Q :

$$M = Q \times H \times 1m = 1 \times 0.6m \times 1m = 0.6 \text{ KN.m.} \quad \text{Avec : } h = 0.6 \text{ m}.$$

I-1-3. Diagrammes des efforts internes :



I-1-4. Combinaison de charges :

▪ Calcul a ELU ($1.35G + 1.5Q$) :

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.M}$$

Calcul à ELS (G + Q):

$NS = N = 1.712 \text{ KN.}$

$TS = T = 1 \text{ KN.}$

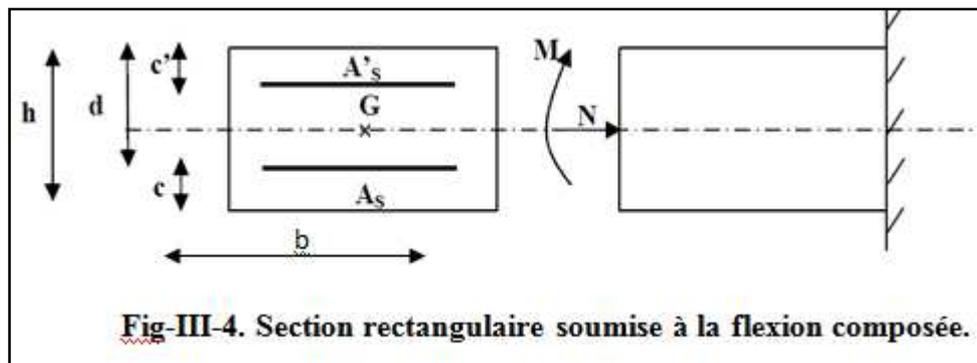
$MS = M = 0.6 \text{ KN. m}$

	N (KN)	T (KN)	M (KN. m)
ELU	2.31	1.5	0.9
ELS	1.712	1	0.6

Tableau.III.1 : Calcul des sollicitations

I-2. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .



$h = 10\text{cm}$ épaisseur de l'acrotère.

$c = c' = 3 \text{ cm}$enrobage.

$d = h - c = 7\text{cm}$hauteur utile.

$b = 100 \text{ cm}$la largeur.

Remarque : Les calculs se feront à l'ELU puis seront vérifiés à l'ELS.

I-2-1. Calcul des armatures a l'ELU :**I-2-1-1. Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m}$ **soit : $e_u = 40 \text{ cm}$**
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$

Avec :

M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$$\Rightarrow e_u = 40 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression (Point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

❖ Le calcul des armatures se fera en deux étapes :

a-Flexion simple :➤ **Calcul du moment fictif :**

On calcule la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

M_f : moment fictif par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

g : distance entre le centre de pression et le CDG des armatures inferieurs.

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.4 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.42$$

Donc :

$$M_f = N_u \times g = 2.31 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN. m}$$

➤ **Calcul du Moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec :} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ [MPa]} = 14200 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\mu_f = \frac{0.97}{14200 \times 1 \times (0.07)^2} = 0.014$$

$\mu_f = 0.014 < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

On a : $\mu_f = 0.014$ A partir des abaques on tire la valeur de $\beta \rightarrow \beta = 0.993$

Remarque : La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.97}{0.993 \times 0.07 \times \frac{400000}{1.15}} = 4.01 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.401 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0.401 \text{ cm}^2.$$

b-flexion composée :

➤ **Armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{40000}{1.15} = 34782.60 \text{ N/cm}^2$$

$$A = 0.401 - \frac{2310}{34782.60} = 0.33 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2.$$

I-2-2. Les vérifications :

I-2-2-1. Vérification à l'ELU :

A. condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL91) :

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

$$\frac{A_{\min}}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times \left(\frac{es-0.455d}{es-0.185d} \right) \implies A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{es-0.455d}{es-0.185d} \right)$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.712} = 0.350 \text{ m} = 35 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left(\frac{35-0.455 \times 7}{35-0.185 \times 7} \right) = 0.797 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2 > A = 0.33 \text{ cm}^2 \implies \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ Avec un espacement de $St = 25\text{cm}$.

B. Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/ BAEL 91) :

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow \bar{\tau}_u = (2.5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\text{Avec : } V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} = 1500\text{N}.$$

V_u : effort tranchant.

$$\text{On a: } b = 100 \text{ cm} = 1000\text{mm} \quad \text{et} \quad d = 7 \text{ cm} = 70\text{mm}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C. Vérification de l'adhérence des barres (Art A. 6.1.3/BAEL 91) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement :

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (H.A)} \quad ; \quad \Psi_s = 1 \text{ (R.L)}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.053 \text{ cm} = 100.53 \text{ mm}$$

n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.53} = 0.237 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0.237 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

D. Longueur de scellement droit (Art A.6.2.21/BAEL91) :

$$L_s = 40\Phi \quad \text{pour} \quad \text{FeE 400}$$

$$L_s = 50\Phi \quad \text{pour} \quad \text{FeE 500 et les ronds lisses.}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE 400} \Rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

E. Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min} (2h ; 25\text{cm})$

$$St \leq \text{Min} (20 ; 25\text{cm})$$

On a adopté un espacement de 20cm \rightarrow condition vérifiée.

I-2-2-2. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant Préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

A. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t 28} \right\} \quad (\text{BAEL 91 mod 99/Art A5.3.2})$$

Avec :

η : coefficient de fissuration $\{\eta = 1.6 \text{ H. A} ; \quad \eta = 1 \text{ R. L}\}$

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{266.67; 201.63\}$$

soit: $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$.

$$\text{On a: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Avec: } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \quad \text{D'où : du tableau } \beta_1 = 0.9155 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 44.17$$

$$\sigma_s = \frac{60000}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.57 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 46.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.57}{44.17} = 1.054 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.054 \text{ MPa.}$

$\sigma_{bc} = 1.054 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

I-2-2-3. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3})$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8. (Art 6.2.3 tab 6-1)

W_p : Poids propre de l'acrotère.

On a: $A = 0.15$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

$C_p = 0.8$ Dans notre cas (élément en console)

$W_p = 1.712 \text{ KN/m}$

Alors:

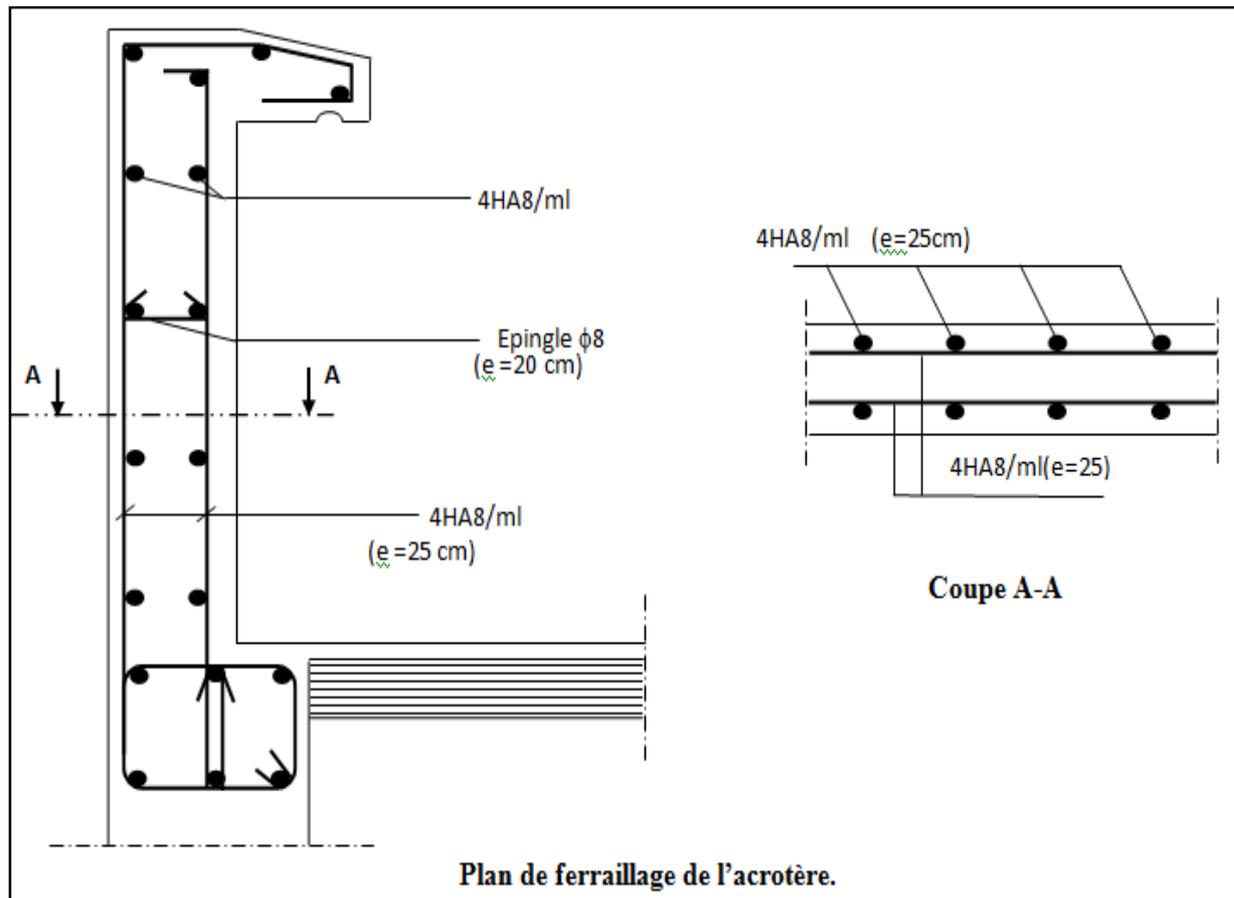
$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion :

Touts les conditions sont vérifiées, nous adoptons le ferrailage suivant pour notre acrotère :

Armatures principales : **4HA8/ml** avec $e = 25\text{cm}$.

Armatures de répartition : **4HA8/ml** avec $e = 25\text{cm}$.



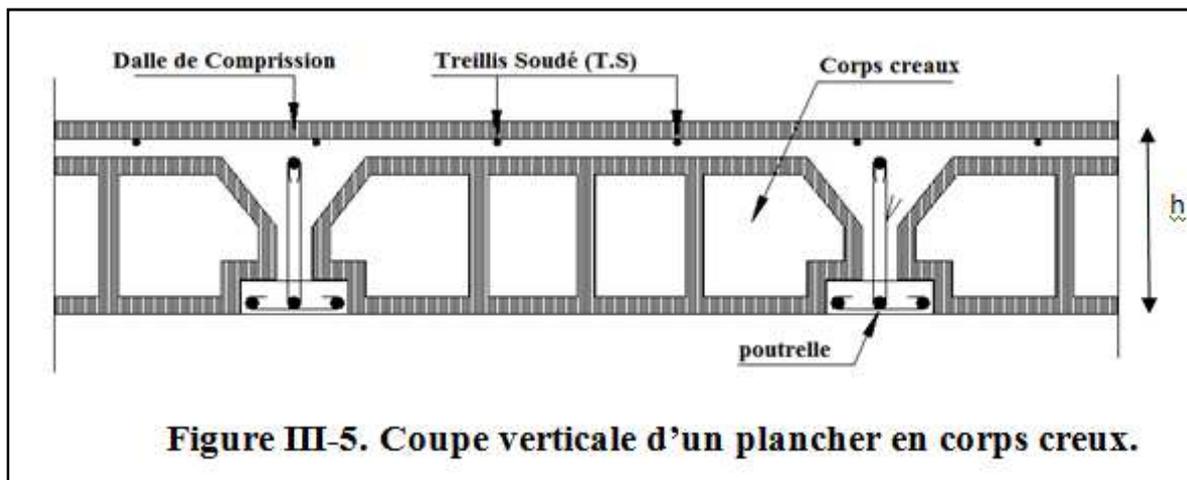
II. Les planchers :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- **Nervures appelées poutrelles de section en T** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm.
- **Dalle de compression** : son épaisseur est de 4cm, réalisée avec un béton et un quadrillage d'armatures ayant pour but de :
- limiter le risque de fissuration par retrait.

Résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.



II-1. Étude et ferrailage de la dalle de compression:

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE520 ($\Phi \leq 6\text{mm}$), avec une limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91**.

- 20cm (5 par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3 par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

II-1-1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m l}] \geq 200 / f_e \quad \longrightarrow \quad \text{Lorsque } L \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m l}] \geq 4L / f_e \quad \longrightarrow \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm.}$$

L : est l'entre axes des poutrelles.

II-1-2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Dans notre cas : $L = 65 \text{ cm}$ soit : $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.

Application numérique :❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le tableau des armatures, nous adoptons **TS de 6Φ5** avec un espacement $e_s = 15 \text{ cm}$.

Soit : $A_{\perp} = 6T5 = 1.18 \text{ cm}^2$; avec : $e_s = 15 \text{ cm}$.

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons la même section que précédemment, soit : $A_{\parallel} = 6T5 = 1.18 \text{ cm}^2$.

avec : $e_s = 15 \text{ cm}$

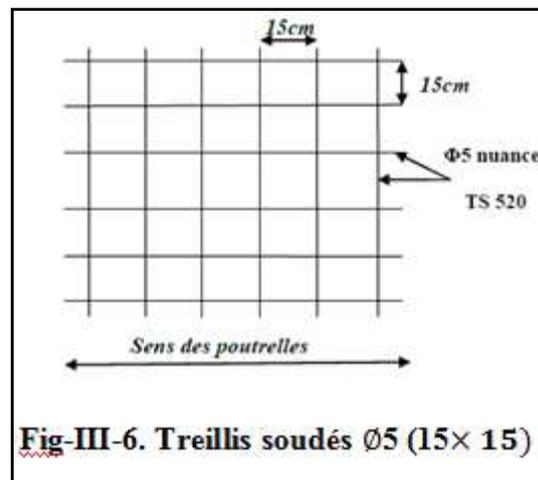


Fig-III-6. Treillis soudés Ø5 (15×15)

Conclusion :

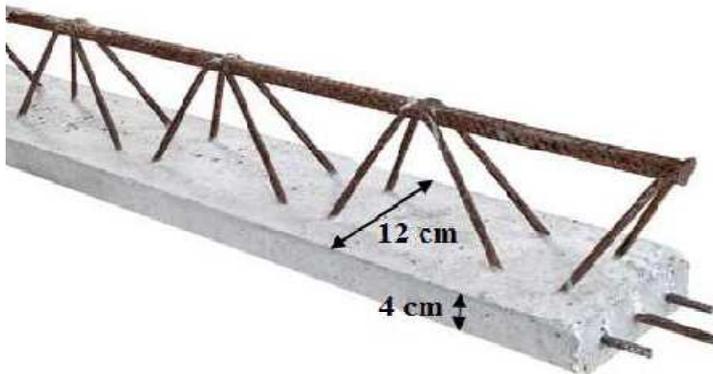
On utilise pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé **TS520(5×5×150×150)**

II-2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

II-2-1. Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.



II-2-1-1. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN}$
- poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$.

II-2-1-2. Combinaison de charges à l'ELU :

Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Avec : $G = G_1 + G_2$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

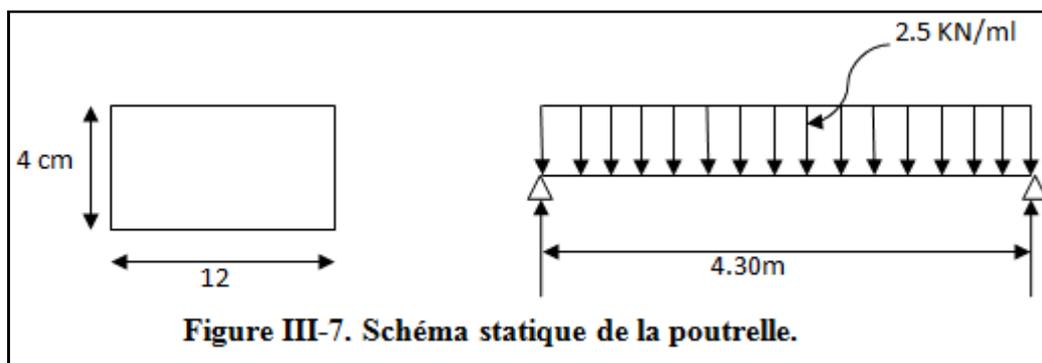


Figure III-7. Schéma statique de la poutrelle.

II-2-1-3. Calcul des efforts internes max :

a) **Moment en travée :** le moment en travée est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_0 \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.30^2}{8} = 5.778 \text{ KNm} \quad \Longrightarrow \quad M_0 = 5.788 \text{ KN.m}$$

b) **L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.30}{2} = 5.375 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad T_u = 5.375 \text{ KN}$$

II-2-1-4. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bc}}$$

Où : μ : moment réduit.

M_0 : moment max en travée.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile, avec $d = h - c = 4-2 = 2 \text{ cm}$ ($c=2\text{cm}$: l'enrobage).

f_{bc} : contrainte du béton à la compression.

Comparer μ à $\mu_1 = 0.392$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \mu > \mu_1 \text{ section doublement armée.} \\ \text{Si } \mu < \mu_1 \text{ section simplement armée.} \end{array} \right.$

A.N :

$$\mu = \frac{5.788 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.49 > \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

Remarque :

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190cm).

II-2-2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre en T continue reposant sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher $G = 5.14 \times 0.65 = 3.341 \text{ KN/m}$.

Surcharge d'exploitation..... $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$.

II-2-2-1. Les dimensions de la section en T :

$B = 65\text{cm}$, distance entre axes de deux poutrelle.

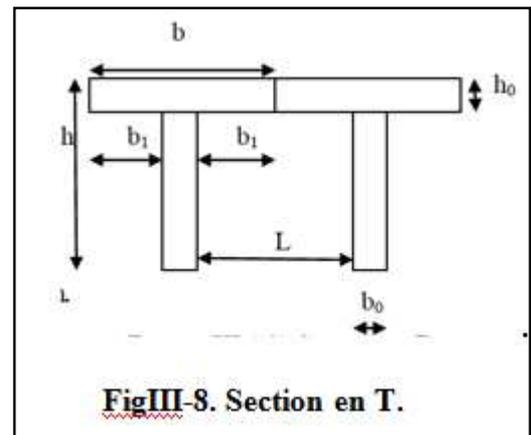
$h = (16+4)$, hauteur du plancher en corps creux.

$b_0 = 12\text{cm}$, largeur de la poutrelle.

$h_0 = 4 \text{ cm}$, épaisseur de la dalle de compression.

b_1 : débord.

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



II-3. Choix de la méthode de calcul :

On a trois méthodes de calcul qui sont :

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

II-3-1. Les conditions d'application :

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

On a: $2G = 2 \times 5.14 = 10.28 \text{ KN}$ $Q \leq \max (10.28 \text{ KN}, 5 \text{ KN})$ **Condition vérifiée.**

2) La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections..... **Condition vérifiée.**

3) La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **Condition vérifiée.**

4) Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Soit : $0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L} \leq 1.25$

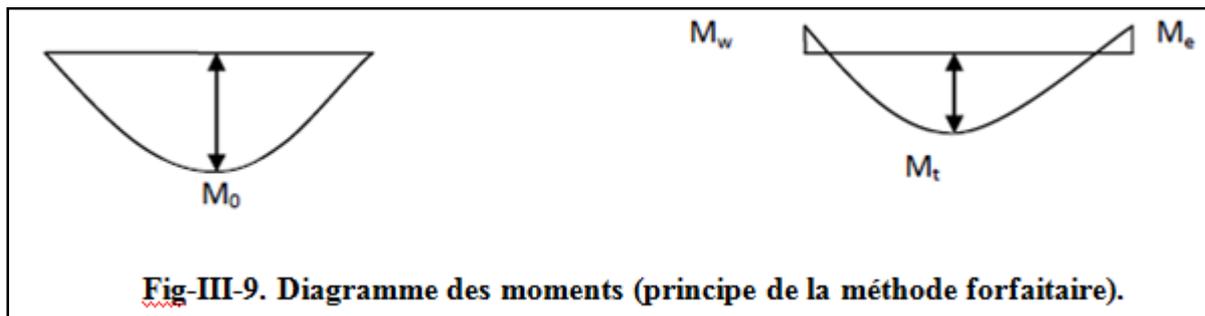
On a : $\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.30}{4.30} = 1$; $\frac{L_2}{L_3} = \frac{4.30}{4.30} = 1$; $\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.30}{4.30} = 1$; $\frac{L_4}{L_5} = \frac{4.30}{4.30} = 1$... **Condition vérifiée.**

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

II-3-2. Principe de la méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée

II-3-3. Exposé de la méthode :



■ Le rapport α des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q = 0 \rightarrow \alpha = 0$ et pour $Q = 2G \rightarrow \alpha = 2/3$.

■ **M_0** : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$

avec : L: longueur de la travée entre nus d'appuis

q: charge uniformément répartie.

■ M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

■ M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

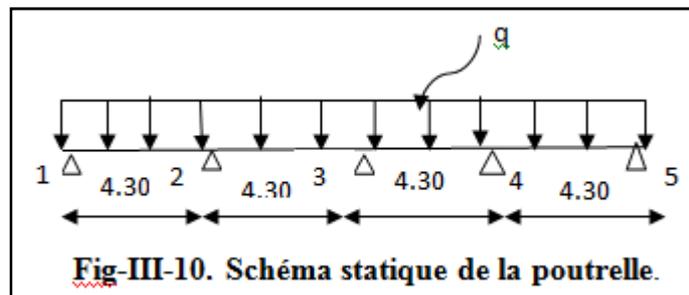
$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$\text{Et } \begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois Travées.
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre reposant sur 05 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



II-3-4. Application de la méthode :**II-3-4-1. Calcul du rapport de charge α :**

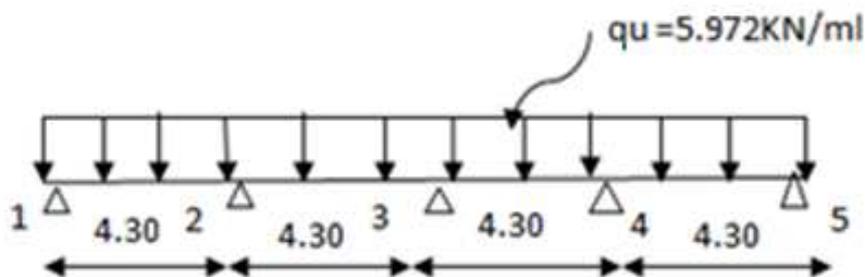
$$\alpha = Q/(G + Q) = 5/(5.14 + 5) = 0.49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.49) = 1.15 \\ \frac{(1+0.3\alpha)}{2} = \frac{[1+(0.3 \times 0.49)]}{2} = 0.57 \\ \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} = \frac{[1.2+(0.3 \times 0.49)]}{2} = 0.67 \end{array} \right.$$

II-3-4-2. Calcul des combinaisons de charge :

$$\text{L'ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,35 (3.341) + 1.5 (0.975) = 5.972 \text{KN/ml}$$

$$\text{L'ELS : } q_s = G + Q = 3.341 + 0.975 = 4.316 \text{ KN/ml}$$

II-3-4-3. Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**Fig-III-11. Schéma statique de la poutrelle chargée à l'ELU.****a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} :**

$$M_{012} = M_{023} = M_{034} = M_{045} = 5.972 \times [4.30^2/8] = 13.80 \text{KN.m}$$

b) Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3M_{012} = 0.3 \times 13.80 = 4.14 \text{ KNm .}$$

$$M_2 = 0.5\max(M_{012}; M_{023}) = 0.5 \times 13.80 = 6.90\text{KNm.}$$

$$M_3 = 0.4\max(M_{023}; M_{034}) = 0.4 \times 13.80 = 5.52 \text{ KNm .}$$

$$M_4 = 0.5\max(M_{034}; M_{045}) = 0.5 \times 13.80 = 6.90\text{KNm .}$$

$$M_5 = 0.3\max(M_{045}) = 0.3 \times 13.80 = 4.14\text{KNm .}$$

C) Calcul des moments en Travées :➤ **Travée1-2 : travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(4.14 + 6.90)}{2} + \max[(1.05 \times 13.80), (1.15 \times 13.80)] = 10.35\text{KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 13.80 = 9.246\text{KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{t12}=10.35 \text{ KN.m}$

➤ **Travée2-3 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(5.52+6.90)}{2} + \max[(1.05 \times 13.80), (1.15 \times 13.80)] = 9.66\text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 13.80 = 7.866\text{KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{t23} = 9.66\text{KN.m}$

➤ **Travée3-4 : travée intermédiaire:**

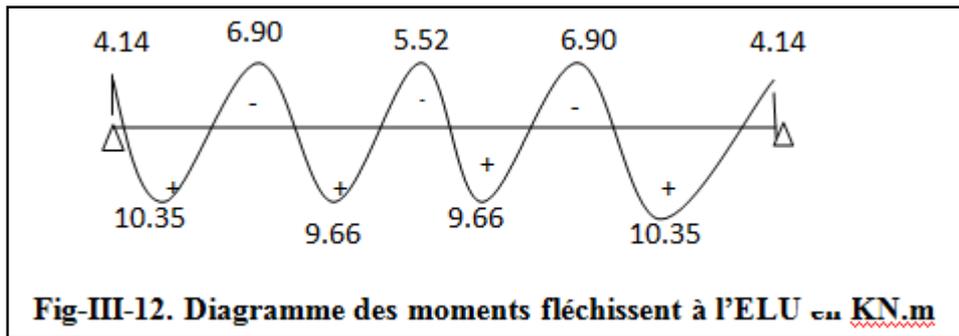
$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(6.90+5.52)}{2} + \max[(1.05 \times 13.80), (1.15 \times 13.80)] = 9.66\text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 13.80 = 7.866\text{KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{t34}=9.66 \text{ KNm.}$

➤ **Travée4-5 : travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(4.14+6.90)}{2} + \max[(1.05 \times 13.80), (1.15 \times 13.80)] = 10.35\text{KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 13.80 = 9.246\text{KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{t45}=10.35 \text{ KN.m}$



II-3-4-4. Calcul des efforts tranchants :

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

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

$$\theta(x=0) = + \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x=L_i) = - \frac{q_u \times L_{i+1}}{2}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui, $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

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

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

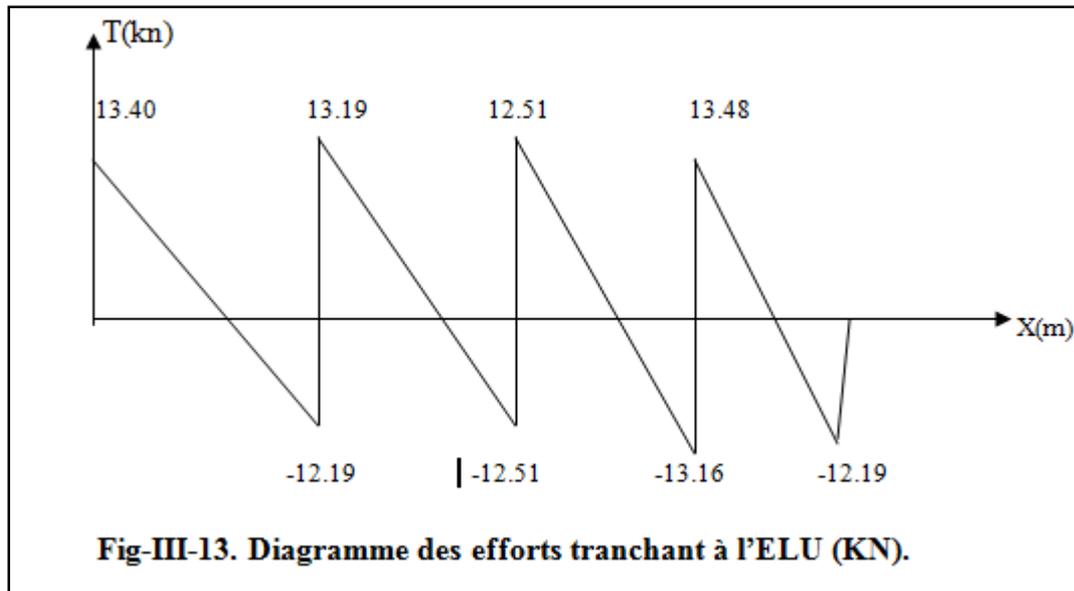
T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

Application :

$$\begin{aligned} \text{➤ Travée (1-2)} : & \begin{cases} T_1 = \frac{5,972 \times 4,30}{2} + \frac{-4,14 + 6,90}{4,30} = 13,48 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{5,972 \times 4,30}{2} + \frac{-4,14 + 6,90}{4,30} = -12,19 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{➤ Travée (2-3)} : & \begin{cases} T_2 = \frac{5,972 \times 4,30}{2} + \frac{-5,52 + 6,90}{4,30} = 13,16 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{5,972 \times 4,30}{2} + \frac{-5,52 + 6,90}{4,30} = -12,51 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{➤ Travée (3-4)} : & \begin{cases} T_3 = \frac{5,972 \times 4,30}{2} + \frac{-6,90 + 5,52}{4,30} = 12,51 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{5,972 \times 4,30}{2} + \frac{-6,90 + 5,52}{4,30} = -13,16 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{➤ Travée (4-5)} : & \begin{cases} T_4 = \frac{5,972 \times 4,30}{2} + \frac{-4,14 + 6,90}{4,30} = 13,48 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{5,972 \times 4,30}{2} + \frac{-4,14 + 6,90}{4,30} = -12,19 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suite :



II-3-5. Ferrailage de la Poutrelle à L'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant les moments maximal :

- **En travée :** $M_t^{\max} = 10.35 \text{ KN.m}$
- **Sur appui :** $M_a^{\max} = 6.90 \text{ KN.m}$

II-3-5-1. Calcul des armatures longitudinales en travée :

Le moment équilibré par la table de compression est:

$$M_0 = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN m}$$

$M_0 = 59.07 > M_t^{\max} = 10.36 \text{ KN m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 x 20) cm.

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bc}} = \frac{10.35 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 \implies \beta = 0.983$$

$\mu_u = 0,034 < \mu_l = 0.392 \implies$ La section est simplement armée.

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.35 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10 = 2.35 cm²/ml

II-3-5-2. Calcul des armatures longitudinales aux appuis :

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera nos calcul pour, une section rectangulaire (b x h) = (12 x 20) cm soumise au moment max.

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.90 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.124 \implies \beta = 0.934.$$

$\mu_u = 0,124 < \mu_l = 0.392 \implies$ La section est simplement armée. (SSA)

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.90 \times 10^3}{0.934 \times 18 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 1.18 \text{ cm}^2.$$

Soit : 1HA14 = 1.54 cm²/ml

II-3-5-3. Vérifications à L'ELU:

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99) :

➤ En travées :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 3.05 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \end{cases} \implies A_{\min} < A_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} \geq 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 1.92\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \end{cases} \implies A_{\min} < A_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91) :

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

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$ Avec : $\sum u_i$: somme de périmètres utiles des barres.

$$\tau_u = \frac{13.48 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times (2 \times 3.14) \times 10} = 1.32\text{MPa}$$

La contrainte d'adhérence, τ_u pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \text{avec : } \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc $\tau_u = 1.32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

C) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_{\max} = 13.48\text{KN.}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5\text{MPa}\right\} = \{3.33; 5\} \quad \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} = \frac{13.48 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.62\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.62\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :

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

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10}\right\} \rightarrow \emptyset \leq \min\left\{\frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10}\right\} \rightarrow \emptyset \leq \min\{0.57; 1.2; 1.2\} = 0.57\text{cm.}$$

On choisit un cadre **2 \emptyset 6** avec : $A_t = 2RL6 = 0.67\text{cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de \emptyset 6

e) L'espacement des cadres :

$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18,40) = 16.2 \text{ cm}$ On prend : **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

$$S_t = \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.67 \times 400}{0.4 \times 12} = 55.83 \text{ cm.}$$

Soit un espacement **$S_t = 15 \text{ cm}$**

f) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre \varnothing et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur $l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{se}}$ avec l_s : longueur de scellement droit.

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

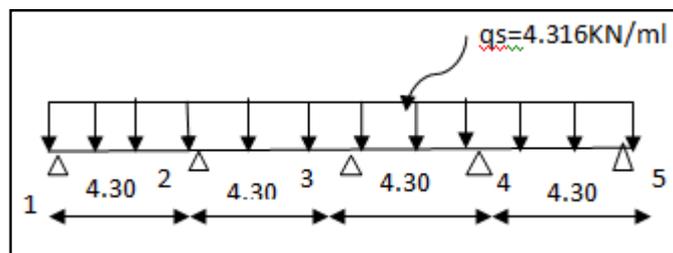
$$l_s = \frac{1.2}{4} \frac{400}{2.84} = 42.25 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$l_s = 0,4 \times 42,25 = 16.90 \text{ cm}$$

II-3-6. Calcul à L'ELS :

$$q_s = 4.316 \text{ KN/ml.}$$

**II-3-6-1. Calcul des moments isostatiques M_{0i} :**

$$M_{012} = M_{023} = M_{034} = M_{045} = 4.316 \times [(4.30)^2 / 8] = 9.97 \text{ KNm.}$$

a) Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 0.3 \times 9.97 = 2.991 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{012}, M_{023}) = 0.5 \times 9.97 = 4.985 \text{ KN m}$$

$$M_3 = 0.4 \max(M_{023}, M_{034}) = 0.4 \times 9.97 = 3.988 \text{ KN m}$$

$$M_4 = 0.5 \max(M_{034}, M_{045}) = 0.5 \times 9.97 = 4.985 \text{ KN m}$$

$$M_5 = 0.3 \max(M_{045}, M_{056}) = 0.3 \times 9.97 = 2.991 \text{ KN m}$$

Calcul des moments en Travées :

➤ Travée 1-2 : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(2.991+4.985)}{2} + \max[(1.05 \times 9.97), (1.15 \times 9.97)] = 7.477 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 9.97 = 6.679 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit: $M_{t12} = 7.477 \text{ KN.m}$

➤ Travée 2-3 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(3.988+4.985)}{2} + \max[(1.05 \times 9.97), (1.15 \times 9.97)] = 6.979 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.57 \times 9.97 = 5.682 \text{KN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{t23} = 6.979 \text{ KN.m}$

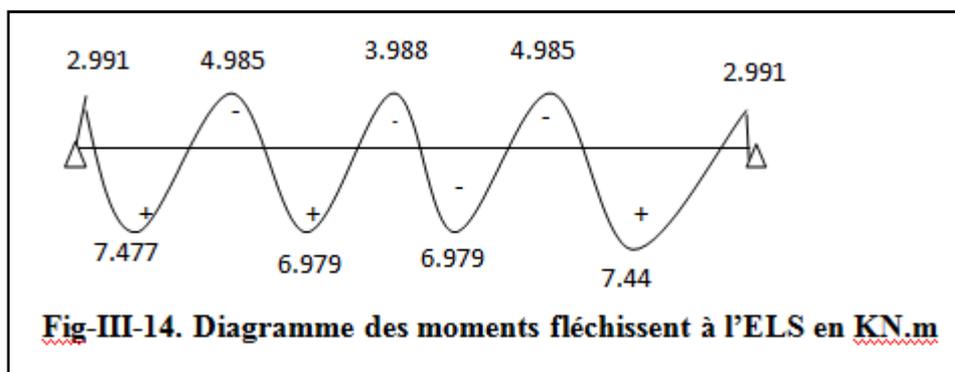
➤ Travée3-4 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(4.985+3.988)}{2} + \max[(1.05 \times 9.97), (1.15 \times 9.97)] = 6.979 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.57 \times 9.97 = 5.682 \text{KN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{t34} = 6.979 \text{KN.m}$

➤ Travée4-5 : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(4.985+2.991)}{2} + \max[(1.05 \times 9.97), (1.15 \times 9.97)] = 7.477 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.57 \times 9.97 = 5.682 \text{KN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{t45} = 7.477 \text{ KN.m}$ 

II-3-6-2. Vérification à l'ELS :

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

a) Etat limite de résistance de béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

▪ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.20 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.927 \\ k_1 = 53.49 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 dk_1 A_{sa}} = \frac{7.477 \times 10^6}{0.927 \times 180 \times 53.49 \times 235} = 4.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

▪ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_{sa} = 1\text{HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{sa}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0.72 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.877 \\ k_1 = 25.65 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 dk_1 A_{sa}} = \frac{4.985 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 25.65 \times 154} = 7.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

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

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{avec : } M_0 = qS \frac{l^2}{8} = 4.316 \frac{(4.30)^2}{8} = 9.97 \text{ KN.m}$$

Avec :

h : hauteur de la section droite,

L : longueur de la travée entre nus d'appuis,

d : hauteur utile de la section droite,

b₀ : longueur de la nervure,

M₀ : moment fléchissant maximum de la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres,

M_t : moment fléchissant maximum en travée.

APPLICATION :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.04 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.05 < \frac{7.477}{15 \times 9.97} = 0.04 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 3^{ème} conditions n'est pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Vérification de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$F_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 467 \text{ cm}^2$$

B₀: Section du béton.

A_{st}: Section d'armature tendue.

Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX :

$$S_{/XX} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S_{/XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{3458.5}{467} = 7.40 \text{ cm}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7.40 = 12.60 \text{ cm.}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.40^3 + 12.60^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.4 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.67 - 2)^2.$$

$$I_0 = 20047.67 \text{ cm}^2 \text{ (Moment d'inertie de la section homogénéisée).}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 \rightarrow \beta_1 = 0.982.$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{7.477 \times 10^6}{0.982 \times 180 \times 235} = 180 \text{ MPa.}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.014 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 2.94$$

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 139.11 + 2.1} \right] = 0.63$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20047.67}{1 + 0.63 \times 2.94} = 7731.728 \text{ cm}^4.$$

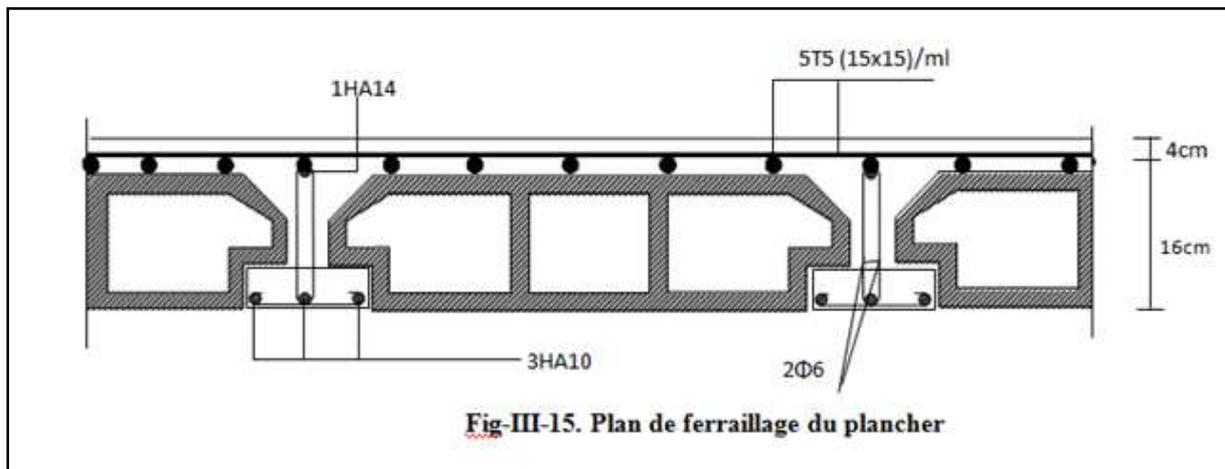
$$\text{Donc : } F_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7.477 \times 10^2 \times 430^2}{10 \times 10818.87 \times 7731.728} = 0.16 \text{ cm}$$

$$F_v = 0.16 \text{ cm} < 8.6 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

- **Armatures longitudinales :**
En travée : 3HA10
Aux appuis : 1HA14
- **Armatures transversales :**
Etrier 2HA6
Treillis soudé : 5 TØ5 – 150 * 150

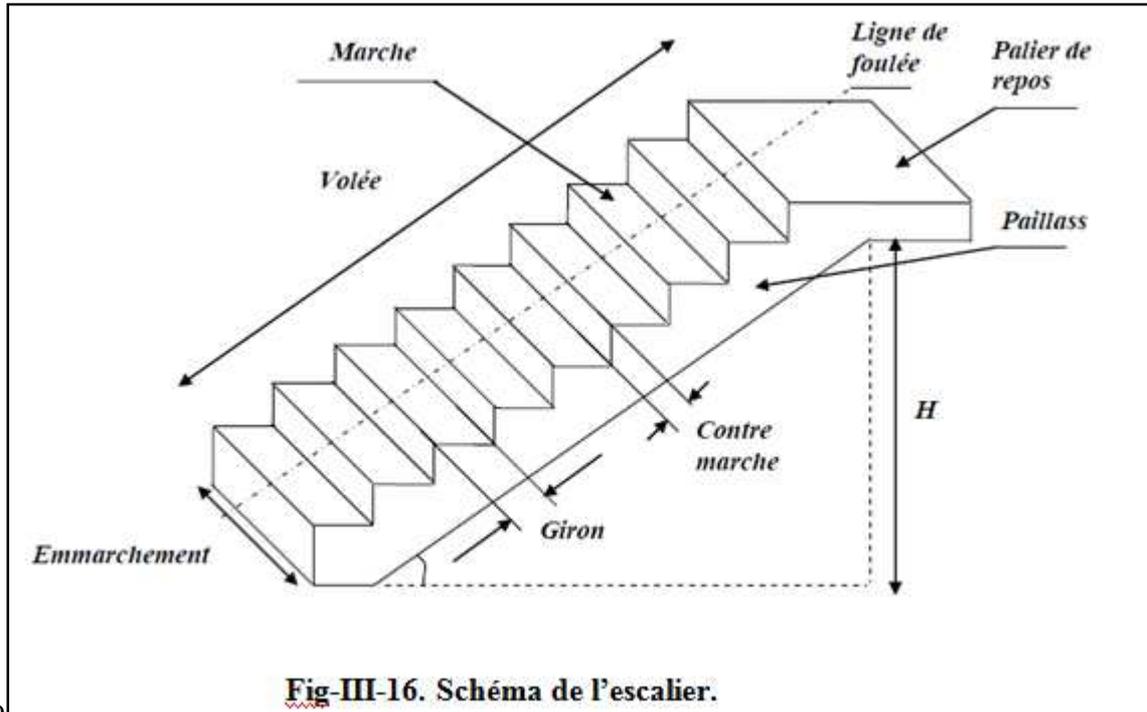


III. ESCALIER :

III-1. Description de l'escalier :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Il est constitué de Paliers et palliasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculées en flexion simple.

On calcul un seul type d'escalier et on adopte le même ferrailage pour les autres niveaux.



Avec :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc....
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : largeur des marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.
- **Terminologie** :
 - **e** : épaisseur de la paillasse et de palier.
 - **H** : hauteur de la volée.
 - **L'** : portée de la paillasse.
 - **l₁** : longueur de la paillasse projetée.
 - **l₂** : largeur du palier.
 - **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III-2. Calcul de l'escalier:

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

III-2-1. Dimensionnement :

III-2-1-1. Les marches et les contre marches :

Le pré dimensionnement des marches et des contre marches se fera par la formule de « **BLONDEL** » suivante :

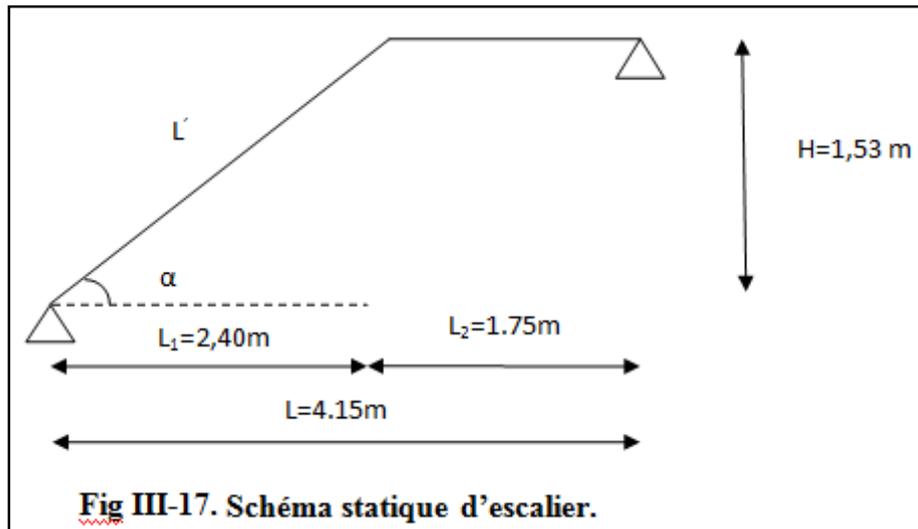
$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ [cm]}$$

Où : **h** : la hauteur de la contre marche **14 ≤ h ≤ 18 [cm].**

g : le giron **28 ≤ g ≤ 32 [cm].**

On adopte : h=17cm, g =30cm

On a la hauteur d'étage égale **3.06 m.**



n: Nombre des contre marches.

m = n-1 : Nombre des marches.

$$H = 306/2 = 153\text{cm}$$

➤ **Nombre de contre marches :**

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

➤ **Calcul du nombre de marches :**

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

➤ **Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = L_2/n - 1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

On remarque bien que :

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-2-1-2. La volée :**➤ Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ses deux appuis et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.843$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.843} = 284.69 \text{ cm.}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 459.69 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{459.69}{30} \leq e_p \leq \frac{459.69}{20} \Rightarrow 15.32 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.98 \text{ cm}$$

On opte pour : $e_p = 18 \text{ cm}$.

III-2-2. Détermination des charges et surcharges :

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.

III-2-2-1. Charges permanentes :**a) Paillasse :**

- **Poids propre de la paillasse :** $\frac{25 \times 0.18}{\cos 32.52} = 5.33 \text{ KN/ml}$.
- **Poids de la marche :** $25 \times \frac{0.18}{2} = 2.25 \text{ KN/ml}$.

$$\mathbf{G = 7.58 \text{ KN/ml.}}$$

- **Poids propre de revêtement :**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Garde-corps	/	/	0.20
G_{totale}				1.76

$$G_{\text{total}} = 7.58 + 1.76 = 9.34 \text{ KN/ml}$$

b) Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.18 \times 1\text{m} = 4.5 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre de revêtement :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G _{totale}				1.56

$$G_{\text{total}} = 4.5 + 1.56 = 6.06 \text{ KN/m}$$

III-2-2-2. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le Palier $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

III-2-3. Combinaison de charge :

- à l'ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q)$.

Paillasse: $q_{u1} = 1.35 \times 9.34 + 1.5 \times 2.5 = 16.36 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_{u2} = 1.35 \times 6.06 + 1.5 \times 2.5 = 11.93 \text{ KN/m}$

- à ELS: $q_s = G + Q$

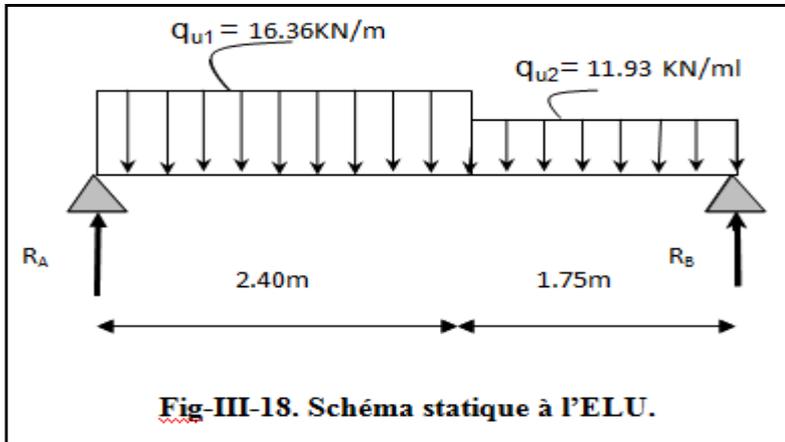
Paillasse: $q_{s1} = 9.34 + 2.5 = 11.84 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_{s2} = 6.06 + 2.5 = 8.56 \text{ KN/ml}$.

III-2-4. Ferrailages :

III-2-4-1. Ferrailage à L'ELU :

a. Schéma statique de calcul :



b. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (16.36 \times 2.40) + (11.93 \times 1.75) = 60.14 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = [(16.36 \times 2.4 \times 2.95) + (11.93 \times 1.75 \times 0.875)] / 4.15$$

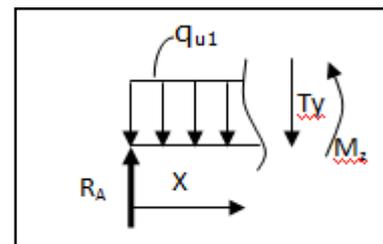
$R_A = 32.31 \text{ KN}.$

$R_B = 27.83 \text{ KN}.$

c) Calcul des efforts internes:

➤ Efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4m$



2^{ème} tronçon : $2.4 \leq x \leq 4.15m$

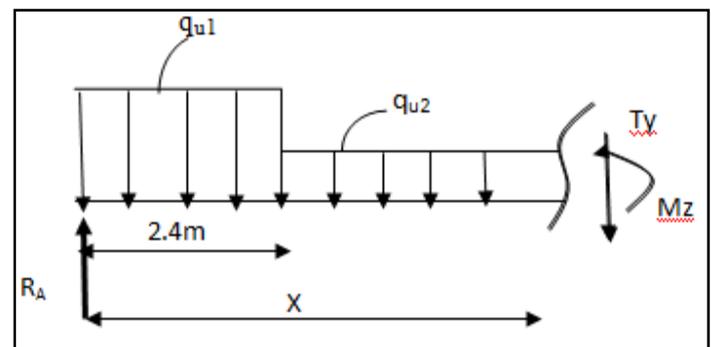


Tableau III-2. Efforts tranchants à l'ELU :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 2.4	32.31-16.36x	0	32.31
		2.4	-6.95
2.4 ≤ x ≤ 4.15	21.68-11.93x	2.4	-6.95
		4.15	-27.83

➤ Moments fléchissant :

Tableau III.3. Moments fléchissant à l'ELU :

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.4	-8.18x ² +32.31x	0	0
		2.4	30.44
2.4 ≤ x ≤ 4.15	-5.96x ² +21.66x+12.79	2.4	30.44
		4.15	0

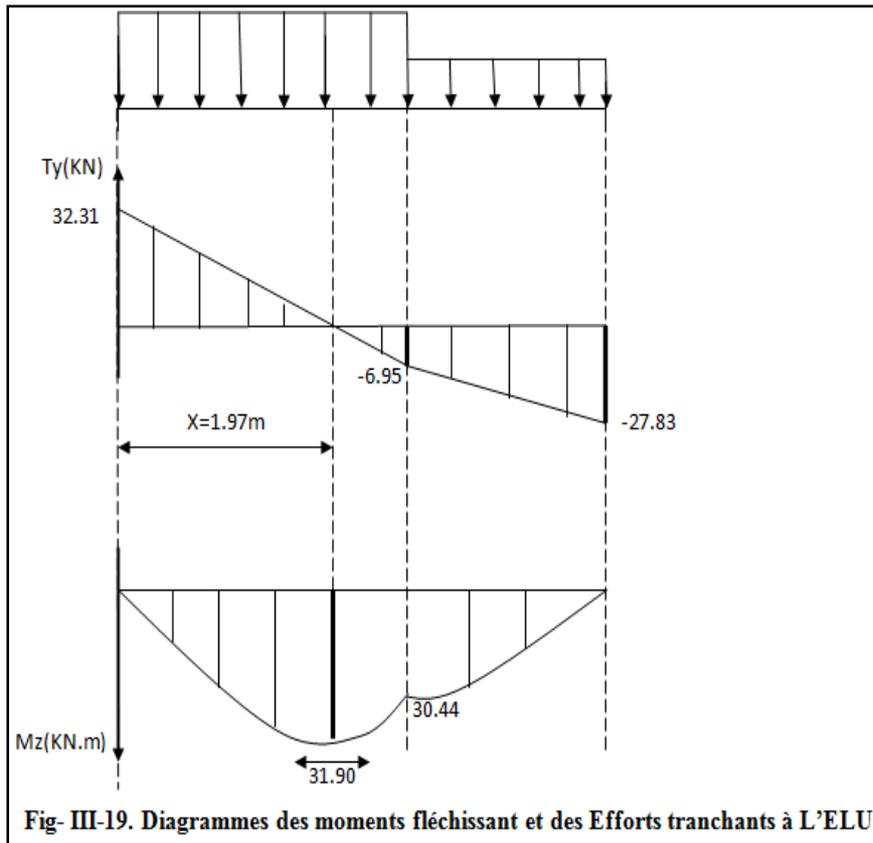
➤ Calcul de M_z^{max} :

- Le moment M_z s'annule pour x = 0 m
- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow 3231 - 1636x = 0 \Rightarrow x = 1.97m$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 3231(1.97) - 8.18(1.97)^2$$

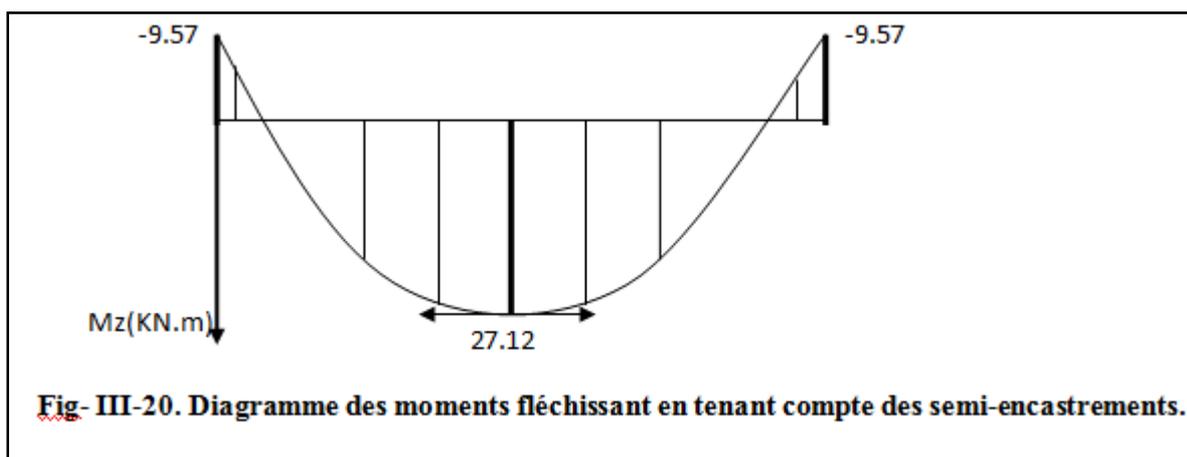
$$M_z^{\max} = 3190 \text{ KNm}$$



Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 31.90 = -9.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 31.90 = 27.12 \text{ KN.m}$$



III-2-4-2. 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**, en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

b=100 cm ; h =17cm ; d =15 cm et c =2 cm.

a) Aux appuis :

On a : $M_a = - 9.57 \text{ KN.m.}$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{9.57 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu_a = 0.029 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0.029 \longrightarrow \beta_1 = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.57 \times 10^3}{0.985 \times 15 \times 348} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

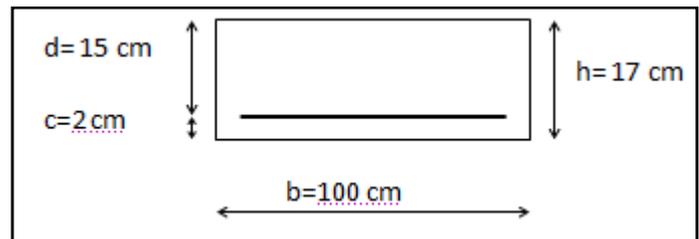
b) En travée :

on a : $M_t = 27.12 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{27.12 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\mu_t = 0.084 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$



$$\mu_t = 0.084 \longrightarrow \beta_1 = 0.956$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27.12 \times 10^3}{0.956 \times 15 \times 348} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 20\text{cm}$.

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 25\text{cm}$.

III-2-4-3. Vérification à L'ELU :

- a) **Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2 .$$

- **Aux appuis :**

$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- **En travées :**

$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- b) **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33) = \min(3 \times 17 = 51 ; 33) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \{25 ; 20\}[\text{cm}] < 33\text{cm} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45) = \min(4 \times 17 = 68 ; 45) = 45\text{cm}$$

$$S_t = \{25 ; 20\}[\text{cm}] < 45\text{cm} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL 91/ART A.6.1, 3

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant maximal

$$T_{max} = 32.31 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{32.31 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

d) Vérification à l'effort tranchant –contrainte de cisaillement (BAEL 91/ A.5.1, 211) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{32.31 \times 1000}{1000 \times 150} = 0.215 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99, Art 5-1-313)

➤ Influence sur le béton :

$$T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9 d$$

$$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 150}{1.5} = 900 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 32.31 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur Les armatures:**Il faut avoir :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(32.31 + \frac{(9.57) \times 10^2}{0.9 \times 15} \right) = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 0.29 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis :(Art.6.1.2.2, BAEL 91).**

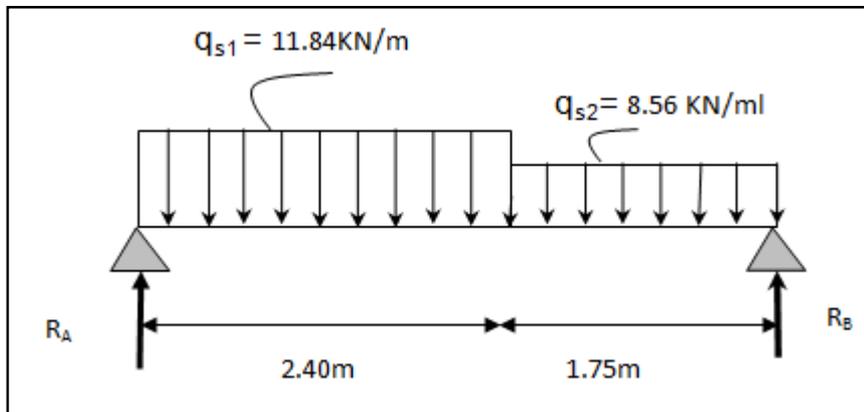
$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } \phi = 1.2 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm.}$$

Les armatures doivent comporter des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$L_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

III-2-5. Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :**III-2-5-1. Calcul des efforts internes :****a) Réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = (11.84 \times 2.40) + (8.56 \times 1.75) = 43.39 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A = [(11.84 \times 2.4 \times 2.95) + (8.56 \times 1.75 \times 0.875)] / 4.15$$

$$R_A = 23.35 \text{ KN.}$$

$$R_B = 20.04 \text{ KN.}$$

b) Les efforts tranchants et le moment fléchissant :

• Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq X \leq 2.4$	23.35-11.84x	0	23.35
		2.4	-5.07
$2.4 \leq X \leq 4.15$	15.47-8.56x	2.4	-5.07
		4.15	-20.05

• Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN.m)
$0 \leq X \leq 2.4$	$-5.92X^2+23.35X$	0	0
		2.4	21.94
$2.4 \leq X \leq 4.15$	$-4.28X^2+15.47X+9.45$	2.4	21.94
		4.15	0

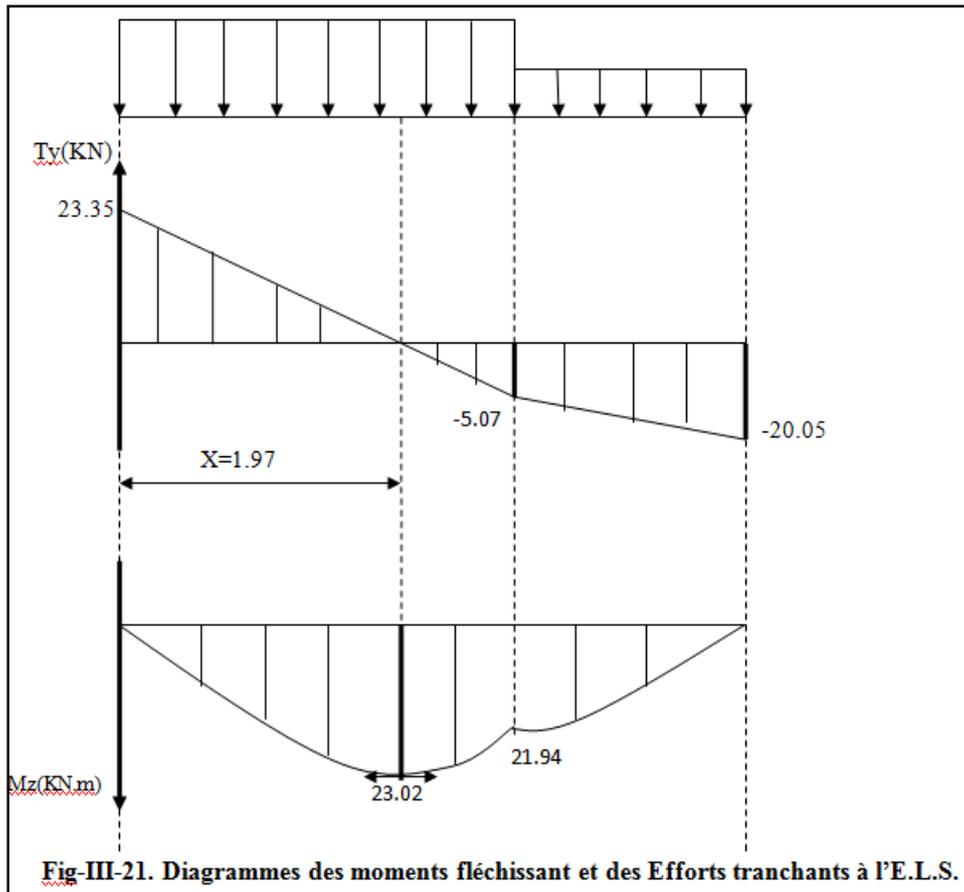
➤ Calcul de M_{\max} :

- Le moment M_z s'annule pour $x = 0$ m
- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 23.35 - 11.84x = 0 \Rightarrow x = 1.97m$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 23.35(1.97) - 5.92(1.97)^2$$

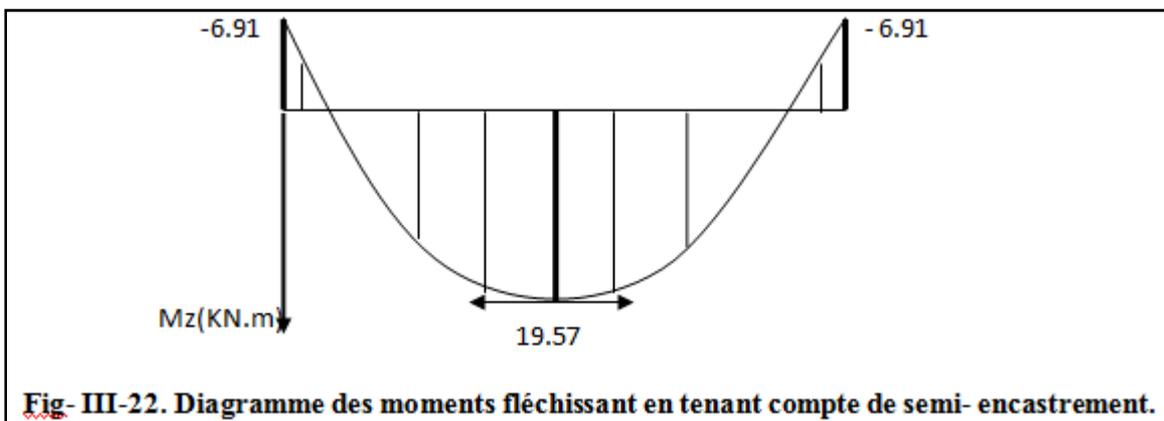
$$M_z^{\max} = 23.02 \text{ KN.m}$$



Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux a seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 23.02 = -6.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 23.02 = 19.57 \text{ KN.m.}$$



III-2-5-2. Vérification à L'ELS :

a) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

❖ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 15} = 0.209$$

$$\rho = 0,209 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.926 \\ k = 54.10 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.91 \times 10^3}{0.926 \times 15 \times 3.14} = 158.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 2.93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.376$$

$$\rho = 0.376 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ k = 37.79 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{19.57 \times 10^3}{0.905 \times 15 \times 5.65} = 255.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 6.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{17}{415} = 0.0409 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0037 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0.0409 < \frac{M_t}{10M_t} = \frac{19.57}{10 \times 19.57} = 0.1 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

➤ Calcul de la flèche :

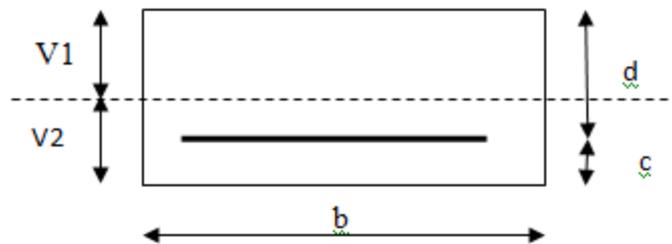
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = \max(q_{s1} ; q_{s2}) = \max(11.84 ; 8.56) = 11.84 \text{ KN/ml.}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité



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

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15 = 15721.25 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 5.65) = 1784.75 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{15721.25}{1784.75} = 8.81 \text{ cm} .$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.81 = 8.19 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} (8.81^3 + 8.19^3) + 15 \times 5.65 \times (8.19 + 2)^2$$

$$I = 49905.14 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{11.84 \times 10^3 \times (4.15)^4}{10818.86 \times 49905.14 \times 10^{-2}} = 0.0084 \text{ m.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0.83 \text{ cm.}$$

$$f = 0.0084 \text{ cm} < \bar{f} = 0.83 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

Conclusion : le ferrailage adopté pour les escaliers est :

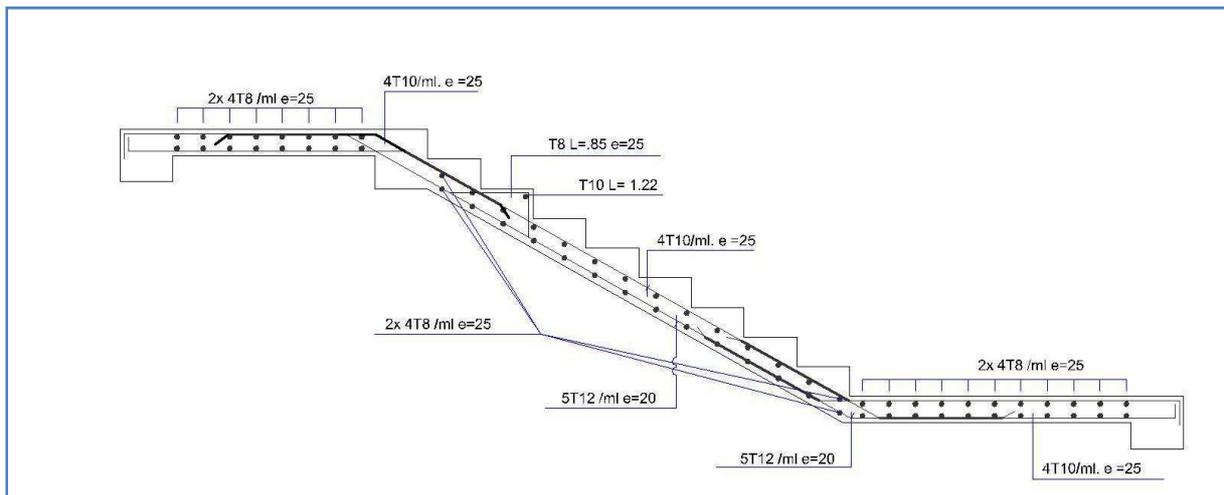
- Aux appuis :

- ❖ Armatures principale : **4HA10** espacement = **25 cm**
- ❖ Armatures de répartition : **4HA8** espacement = **25 cm**

- En travée :

- ❖ Armatures principale : **5HA12** espacement = **20 cm**
- ❖ Armatures de répartition : **4HA8** espacement = **25 cm**

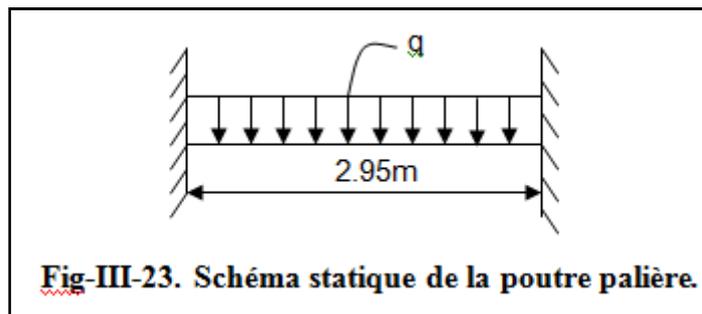
Schéma de ferrailage de l'escalier



IV. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension $b \times h$. Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est $L = 295 \text{ cm}$.



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

$$\frac{1}{15} \leq ht \leq \frac{1}{10} \quad \text{avec} \quad h : \text{hauteur de la poutre}$$

L : portée maximum entre nus d'appuis

$$19.66 \text{ cm} \leq ht \leq 29.5 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm} \quad \text{donc on adopte pour : } ht = 30 \text{ cm}$$

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \quad \text{avec} \quad b : \text{largeur de la poutre}$$

$$12 \leq b \leq 21 \quad \text{donc on adopte pour : } b = 20 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

$$b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition Vérifiée.}$$

$$ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition Vérifiée.}$$

$$ht / b = 1.5 \text{ cm} < 4 \dots \dots \dots \text{ condition Vérifiée.}$$

On constate que les conditions de l'article A.7.5.1 du RPA99 sont vérifiées.

La section adoptée pour la poutre palier est : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

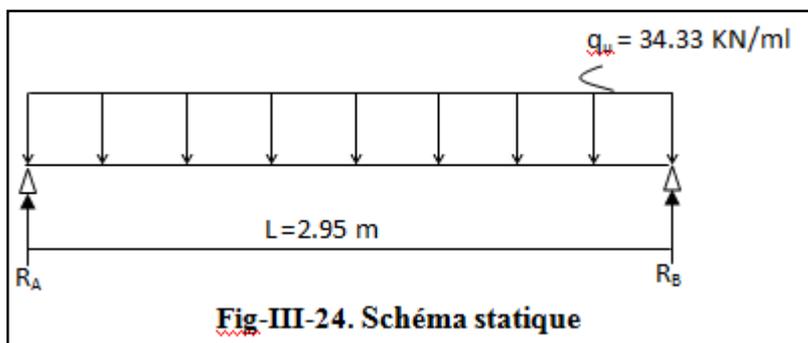
IV-1. Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.20 \times 0,30 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU): $T_u = 32.31 \text{ KN}^*$
- Réaction du palier (ELS): $T_s = 23.35 \text{ KN}$

IV-2. Combinaison des charges à l'ELU et a L'ELS :

E LU: $q_u = 1,35 G + T_u = 1,35 \times (1.5) + 32.31 = 34.33 \text{ KN/ml}$.

E LS: $q_s = G + T_s = 1.5 + 23.35 = 24.85 \text{ KN/ml}$.

**IV-2-1. Calcul du ferrailage (ELU) :****➤ Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{34.33 \times 2.95}{2} = 50.63 \text{ KN}.$$

➤ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{34.33 \times 2.95^2}{8} = 37.34 \text{ KN.m}.$$

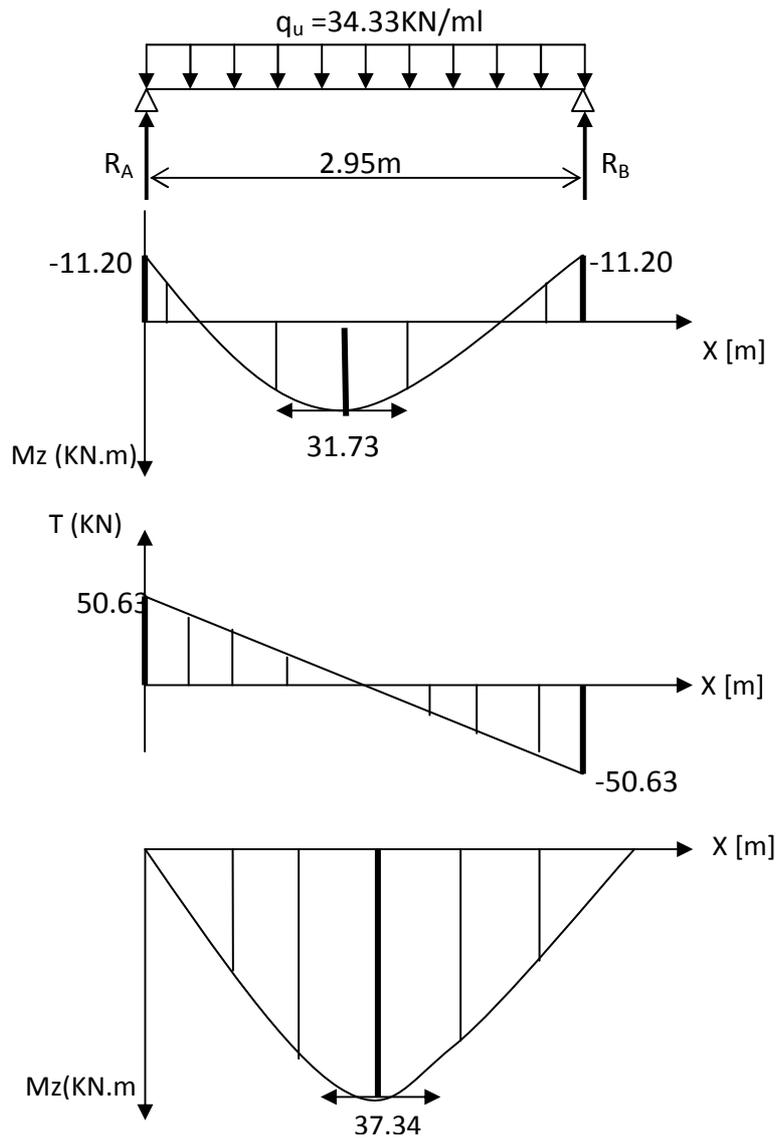
➤ Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 50.63 \text{ KN}.$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Moment sur appuis :** $M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 37.34 = -11.20 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 37.34 = 31.73 \text{ KN.m}$

Les diagrammes des efforts tranchants, moment corrigé et des moments fléchissant sont montres à la figure III-25 :



➤ **Calcul des armatures à L'ELU :**

• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.20 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu_b = 0.050 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.050 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.20 \times 10^3}{0.974 \times 28 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA10 = 2.35 cm²**

• **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31.73 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.142$$

$$\mu_b = 0.142 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.142 \Rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31.73 \times 10^3}{0.923 \times 28 \times 348} = 3.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA14 = 4.62 cm²**

IV-2-2. Vérification à L'ELU :

IV-2-2-1. Exigence du RPA (art 7-5-2/RPA 99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

$$A_s = 3HA10 + 4HA12 = 6.87 \text{ cm}^2$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.87 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV-2-2-2. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

IV-2-2-3. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1, BAEL91)

$$T_u^{\max} = 50.63 \text{ KN.}$$

➤ Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{50.63 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV-2-2-4. Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A-6-1.3/BAEL 91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad [\text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA)}]$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{50.63 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 4 \times 3.14 \times 12} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

IV-2-2-5. Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 22/BAEL 91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_s$: Contrainte admissible d'adhérence

La longueur de scellement droit :

- **En travée**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2 \cdot 835} = 423.28 \text{ mm} = 42.33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

- **Sur appuis**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2 \cdot 835} = 352.73 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers **HA** est **0.4ls**.

- **Sur appuis** : $L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$
- **En travée** : $L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$

IV-2-2-6. Influence de l'effort tranchant :

- **Appuis de rive (Art A.5.1.312/BAEL 91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armatures inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{T_u^{\max}}{f_e / \gamma_s} = \frac{50.63 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.45 \text{ cm}^2$$

⇔ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.**

Avec : $\gamma_s = 1.15$

- **Sur le béton : (Art A.5.1, 313/BAEL 91) :**

Il faut vérifier cette condition : $\frac{2T_u}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9 \times d} = \frac{2 \times 50.63 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 280} = 2.00 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} < \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV-2-2-7. Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 8.57 ; 20 \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$

Donc on opte : 4HA8 = 2.01cm² → (1cadre+1étrier) $\phi 8$

IV-2-2-8. Espacement maximal des armatures transversales (Art A .5.1, 22 /BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25.2 \text{ cm}$$

On prend : $S_{t \max} = 25 \text{ cm}$.

IV-2-2-9. Exigences du RPA pour les aciers transversales :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7.5 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

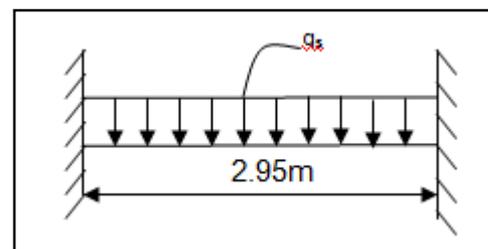
- **Zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_{t \max} = 15 \text{ cm}$$

IV-2-3. Vérification à L'ELS :**IV-2-3-1. Calcul des efforts internes :**

- **Moment isostatique :**

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{24.85 \times (2.95)^2}{8} = 27.03 \text{ KN.m}$$



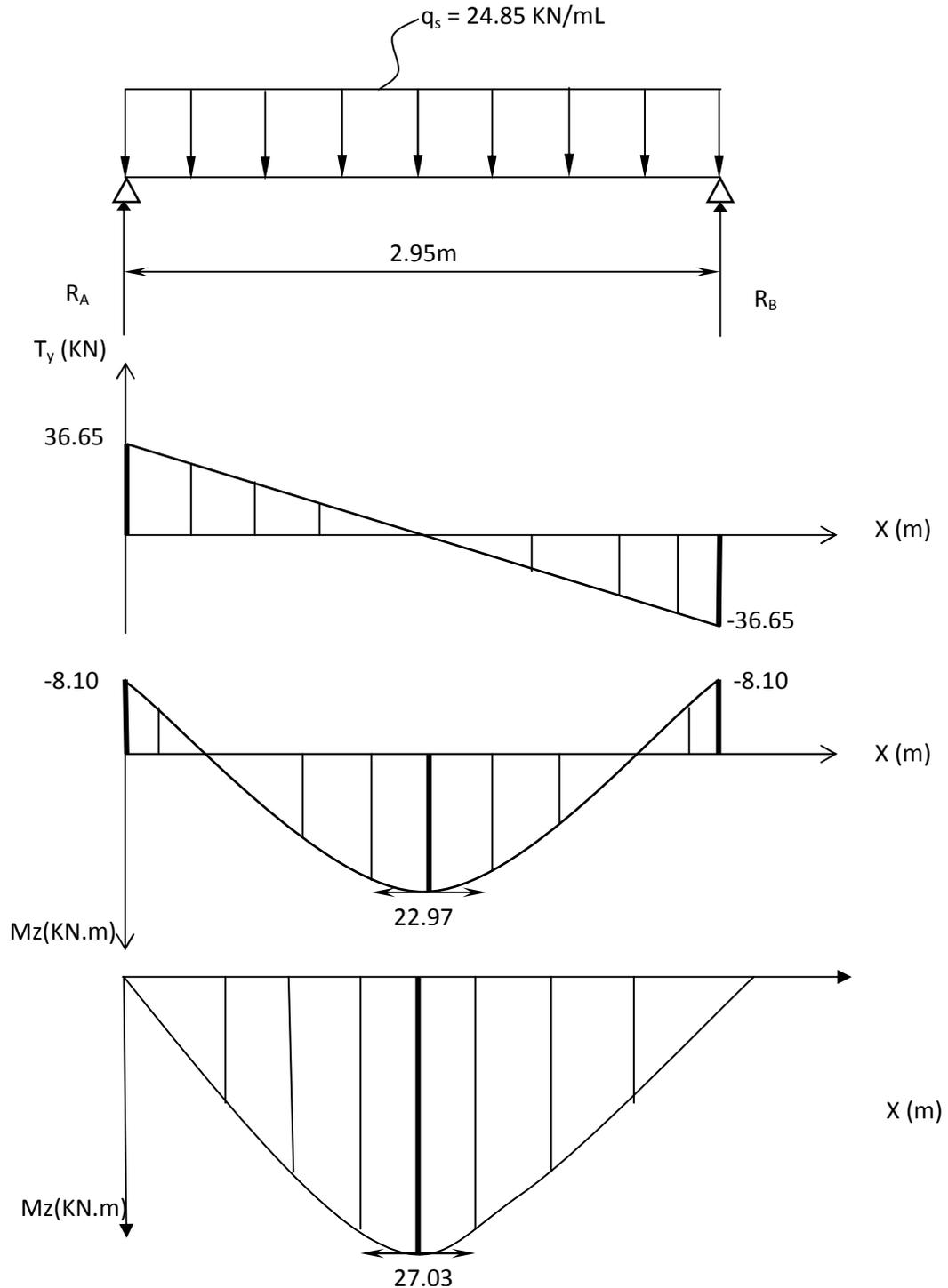
- **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{24.85 \times 2.95}{2} = 36.65 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- Sur appuis : $Ma = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 27.03 = -8.10 \text{ KN.m}$
- En travée : $Mt = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 27.03 = 22.97 \text{ KN.m}$

Les diagrammes des efforts tranchants, moment corrigé et des moments fléchissant à L'ELS sont montres à la figure III-26:



IV-2-3-2. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{20 \times 28} = 0.807 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.871 \quad ; \quad k_1 = 23.89$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{22.97 \times 10^6}{0.871 \times 280 \times 4.52 \times 10^2} = 208.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{208.37}{23.89} = 8.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.418 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.901 \quad ; \quad k_1 = 35.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{8.10 \times 10^6}{0.901 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 136.62 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{136.62}{35.50} = 3.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV-2-3-3. État limite d'ouverture des fissures (Art A-5 -3,2/BAEL 91) :

La fissuration est considérée comme étant peut préjudiciable, alors il est inutile de vérifier la contrainte dans les aciers.

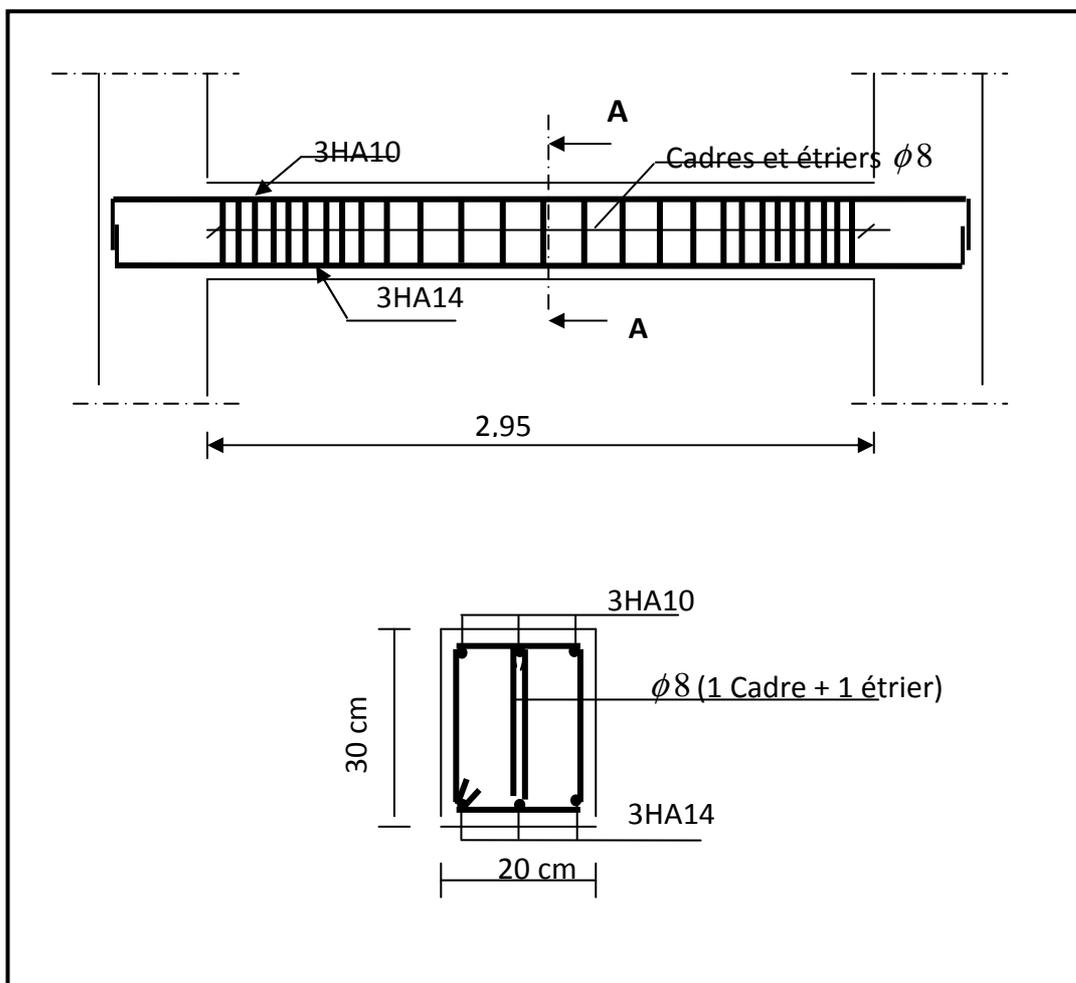
IV-2-3-4. Vérification de la flèche :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} = \frac{30}{295} = 0.1016 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b.d} = \frac{4.52}{20 \times 28} = 0.00807 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} = 0.1016 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22.97}{10 \times 27.03} = 0.0849 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

Conclusion :**Armatures principales :****En travée : 3HA14.****En appuis : 3HA10.****Armatures de répartition :****1cadre et 1 étrier en HA8 .****✚ Plan de ferrailage de la poutre palière :**

V. La salle machine :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur muni d'une dalle pleine de dimension $(2.15 \times 2) \text{ m}^2$ repose sur quatre appuis.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$.

V-1. Calcul de la dalle de la salle machine :

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément répartie. L'épaisseur de la dalle est de 15cm (chapitre II).

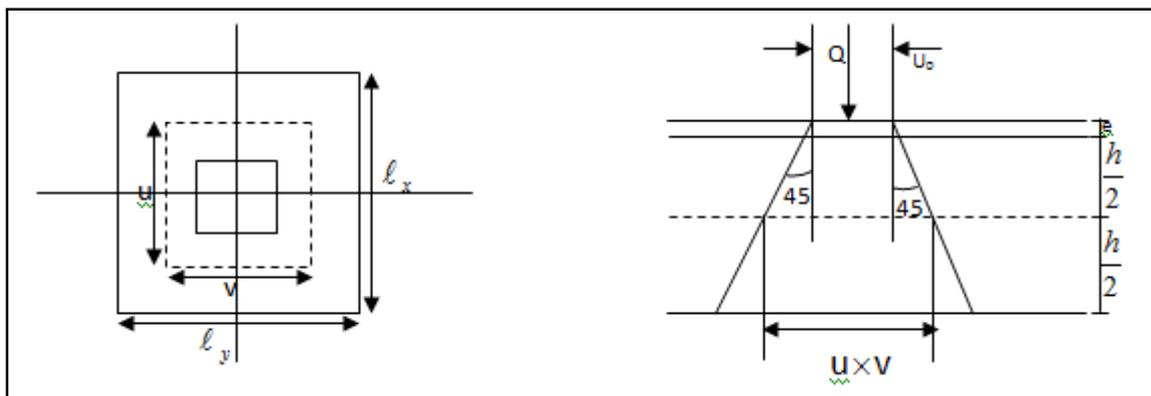


Schéma statique de la salle machine.

Diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.

$U_0 \times V_0$: rectangle de contact (en surface).

$U \times V$: rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$ (charge concentrée dus au système de levage)

On a : $U = U_0 + 2e + ht$ avec : $ht = 15 \text{ cm}$; e : revêtement de la dalle ($e = 4 \text{ cm}$)

$V = V_0 + 2e + ht$ $U_0 = 1.60 \text{ m}$; $V_0 = 1.75 \text{ m}$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\mathbf{D'o\grave{u} : \quad \left\{ \begin{array}{l} U = 160 + 8 + 15 = 183\text{cm} \\ V = 175 + 8 + 15 = 198\text{cm} \end{array} \right.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,15} = 0,93 ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

V-1-1. Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

$$p_u = 1,35p = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kn}$$

ν : coefficient de poisson ;

À l'ELU : $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,83}{2} = 0,915 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,98}{2,15} = 0,920$$

Du tableau (abaque de PIGEAUD) on a : ($M_1 = 0,051$; $M_2 = 0,038$)

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 90 \times 0,051 = 6,196 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 90 \times 0,038 = 4,617 \text{ KNm}$$

V-1-2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour **une bande de 1m de largeur**

Ils sont donnés par les formules

$$M_{x2} = \mu_x q_x l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

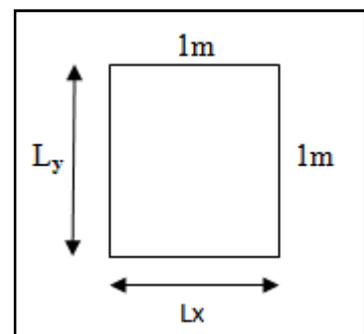
$$\text{On a : } \rho = 0,93 ; \quad \implies \mu_x = 0,0428 \quad ; \quad \mu_y = 0,841$$

Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0,0428 \times 6,5625 \times 1,60^2 = 0,7190 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,841 \times 0,7190 = 0,6046 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



V-1-3. Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.196 + 0.7190 = 6.915 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.617 + 0.6046 = 5.221 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des encastremements de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

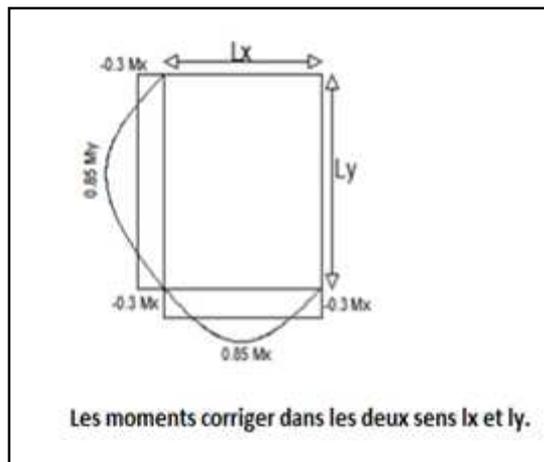
V-1-4. Correction des moments:

En travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.915 = 5,88 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.221 = 4.437 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 M_x = 0.3 \times 6.915 = -2.075 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 M_y = 0.3 \times 4.437 = -1.331 \text{ KN.m} \end{cases}$$



V-2. Ferrailage de la dalle :**V-2-1. Dans le sens x-x :****En travée :**

$$\mu = \frac{5,88 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0.028 < 0.392 \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où : } \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{5,88 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 384} = 1.294 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_s=2.01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{2,075 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0.010 < 0.392 \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où : } \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2,075 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 384} = 0.452 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_s=2.01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.**V-2-2. Dans le sens y-y :****En travée :**

$$\mu = \frac{4.437 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0.022 < 0.392 \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où } \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{4.437 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 384} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_s=2.01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{1.331 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0.006 < 0.392 \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où } \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{1.331 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 384} = 0.29 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_s=2.01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

V-3. Vérification à L'ELU :**V-3-1. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :****Sens x-x :**

$$A_x \geq b \times h \times \omega_0 \frac{3-\rho}{2} = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} \left(\frac{3-0.93}{2} \right) = 1.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_x \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_y \geq b \times h \times \omega_0 = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_y \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V-3-2. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h, 25)$
- Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h, 33)$

On a dans la même direction $St = 25 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.} \\ St = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

V-3-3. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.83+1.98) = 7.6$$

$$q_u = 6.5625 \leq 0.045 \times 7.6 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 855 \text{ KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V-3-4. Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : **on a** : $U < V$, **alors** :

$$\text{*Sens x-x : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1,98 + 1,83} = 15,54 \text{ KN}$$

$$\text{*Sens y-y : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1,98} = 15,15 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{15,54 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,129 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 3) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau < \bar{\tau} \implies$ **Condition est vérifiée.**

V-4. Vérification à l'ELS :

V-4-1. Moments engendrés par le système de levage :

À l'ELS: $v = 0,2$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,83}{2} = 0,915 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,98}{2,15} = 0,920$$

Du tableau on a : $(M_1 = 0,051 \quad ; \quad M_2 = 0,038)$

$$M_{x1} = 90(0,051 + 0,2 \times 0,038) = 5,274 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = 90(0,2 \times 0,051 + 0,038) = 4,338 \text{ KN.m.}$$

V-4-2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \rho = 0,93 \quad \implies \quad \mu_x = 0,0500 \quad ; \quad \mu_y = 0,891$$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0500 \times 4,75 \times 1,60^2 = 0,608 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,891 \times 0,608 = 0,541 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V-4-3. Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = 5,274 + 0,608 = 5,882 \text{ KN.m} \\ M_y = 4,338 + 0,541 = 4,879 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V-4-4. Ferrailage de la dalle :

V-4-4-1. Dans le sens x-x :

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura donc :

■ En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 5,882 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4,99 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00087 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,909$$

$$A_s = \frac{4,99 \times 10^3}{0,909 \times 12 \times 400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

■ Sur appuis:

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 5,882 = -1,764 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,764 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00031 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,929$$

$$A_s = \frac{1,764 \times 10^3}{0,929 \times 12 \times 400} = 0,395 \text{ cm}^2$$

V-4-4-2. Dans le sens y-y :

■ En travée :

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,879 = 4,147 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4,147 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00070 \quad \beta_1 = 0,914$$

$$A_s = \frac{4,147 \times 10^3}{0,914 \times 12 \times 400} = 0,94 \text{ cm}^2$$

■ Aux appuis :

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 4,879 = -1,463 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,463 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00025 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,932$$

$$A_s = \frac{1,463 \times 10^3}{0,932 \times 12 \times 400} = 0,327 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

V-4-5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**V-4-5-1. Sens y-y :****■ En travée :**

$$M_s = 4.147 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,147 \times 10^6}{0,932 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 216,50 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{60} = 0,0166$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 216,50 \times 0,0166 = 3,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

■ Aux appuis :

$$M_s = - 1.463 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = 0,1675 \quad k_1 = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,463 \times 10^6}{0,932 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 65,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 65,08 \times 0,0166 = 1,080 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V-4-5-2. Sens x-x :**■ En travée :**

$$M_s = 4.99 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 60,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,99 \times 10^6}{0,932 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 221,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 221,97 \times 0,0166 = 3,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

■ Aux appuis :

$$M_s = -1.232 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,1675 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 60,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,764 \times 10^6}{0,932 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 78,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 78,47 \times 0,0166 = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

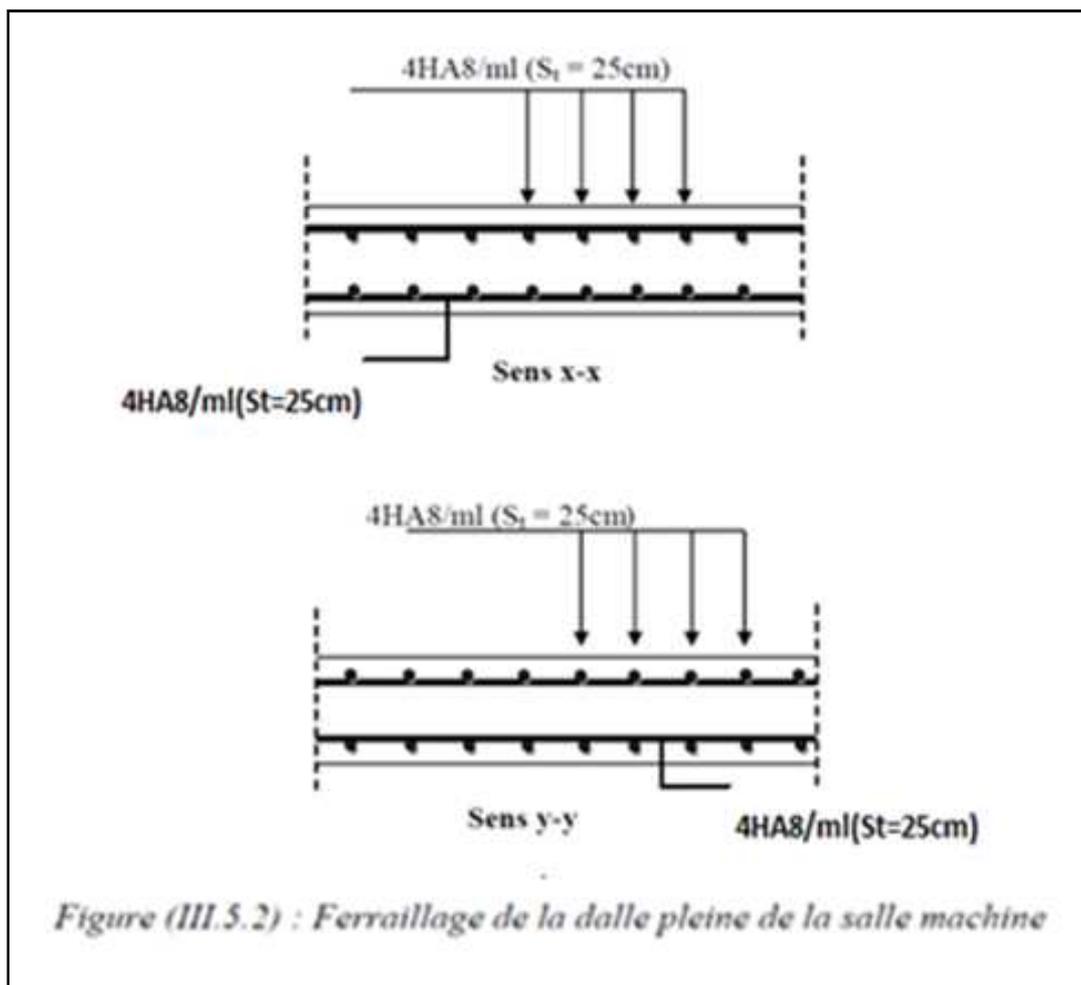
V-4-6. Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrillé avec des HA8}$$

V-4-7. Etat limite de fissuration :

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

✚ Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :



VI. Les balcons :

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons, le premier est en corps creux (16+4) Coulé sur place muni d'une poutre de chaînage et le second est en dalle pleine.

VI-1. Etude de la dalle pleine :

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive, soumise à des charges permanentes, au poids du garde-corps ainsi aux charges d'exploitations.

Ils sont réalisés de dalle pleine et sont dimensionnés comme suit :

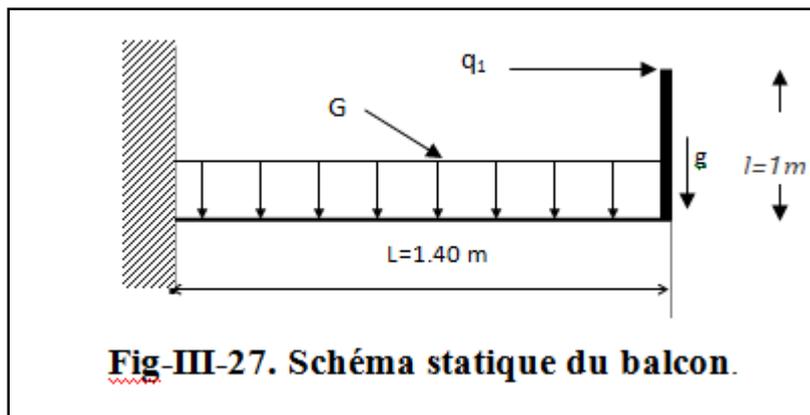
Largeur **L = 1.40 m**

Longueur **l = 4.30m**

Un garde de corps de hauteur $h=1\text{m}$ réalisé en brique de 10cm d'épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.

Le schéma statique est comme suite :



L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

$$e \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm on prend } e = 15 \text{ cm}$$

VI-2. Déterminations des sollicitations :**VI-2-1. Charge permanente :**

N°	Composition	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.	Cloison en briques creuses	10	0.09	0.9
2.	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
3.	Mortier de pose	0.02	22	0.44
4.	Couche de sable	0.02	20	0.40
5.	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
6.	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				G=5.14 (KN/m ²)

Tableau III-4 : Les charges permanentes revenant au balcon.

VI-2-2. Charge concentrée du garde corps:

N	Composition(m)	Epaisseur	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
2.	Brique creuse	0.10	9	0.90
3.	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G=1.5 (KN/m ²)

VI-2-3. Surcharge d'exploitations :

Q = 3.5 KN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharge du balcon).

Combinaison de charges :

L'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dalle: } q_{u1} = (1.35 \times 5.14 + 1.5 \times 3.5) = 12.19 \text{ KN/ml} \\ \text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times 1.5 = 2.73 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

L'ELS : $q_s = G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dalle : } q_{s1} = 5.14 + 3.5 = 8.64 \text{ KN/ml} \\ \text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.5 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

VI-3. Calcul à l'ELU :

➤ Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} L^2 = \frac{12.19}{2} \times 1.40^2 = 11.94 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot L = 2.73 \times 1.40 = 3.82 \text{ KN.m}$$

Le moment total est : $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.94 + 3.82 = 15.76 \text{ KN.m}$

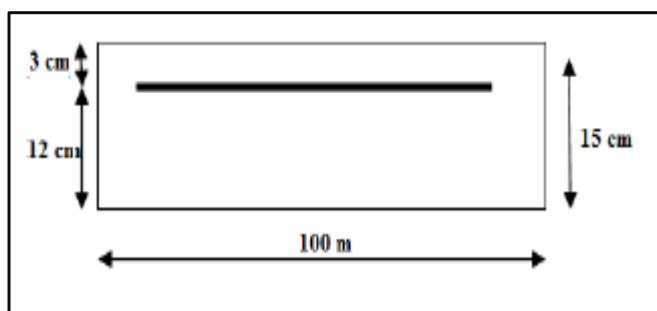
➤ Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12.19 \times 1.40 + 2.73 = 19.79 \text{ KN}$$

VI-3-1. Ferrailage en flexion simple :

➤ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.76 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$



$$\mu = 0.07 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.76 \times 10^3}{0.964 \times 12 \times 348} = 3.91 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ Armatures de répartition :

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

On adopte :

$$4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

VI-4. Vérification des efforts :

VI-4-1. Vérification à l'ELU :

VI-4-1-1. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI-4-1-2. Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12.19 \times 1.40 + 2.73 = 19.79 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} \quad \text{Avec : } \Sigma U_i : \text{sommes des périmètres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{19.79 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 0.97 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI-4-1-3. Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec : $\overline{\tau_u} = \left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.79 \times 10}{100 \times 12} = 0.164 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Armatures principale : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Armature de répartition: $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VI-4-2. Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

VI-4-2-1. Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0.530 \longrightarrow k_1 = 30.87$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{201.63}{30.87} = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{S.S.A}$$

VI-4-2-2. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissurations :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.554 \rightarrow \beta_1 = 0.849$$

$$\text{Alors : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{13.76 \times 10^6}{0.849 \times 120 \times 6.78 \times 10^2} = 199 \text{ cm}^2 .$$

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \longrightarrow$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissurations.

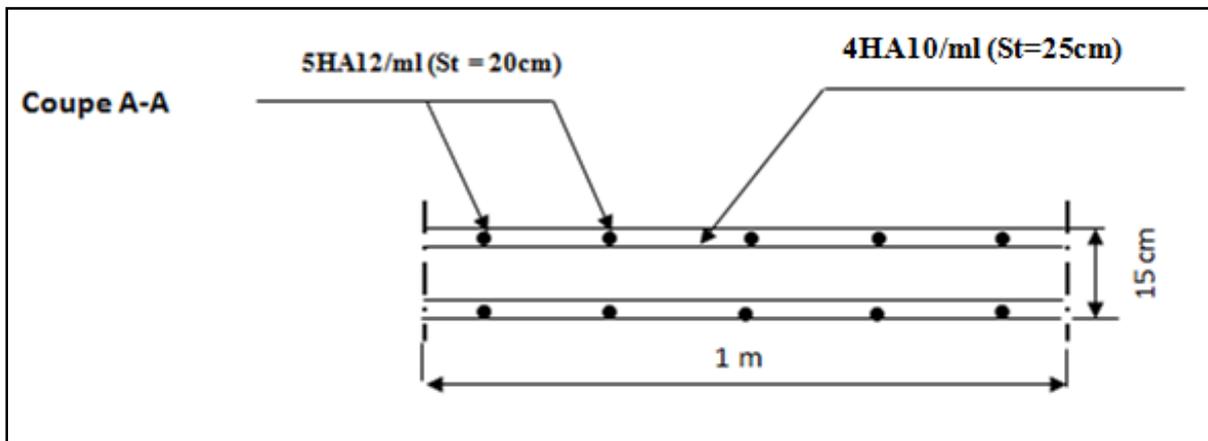
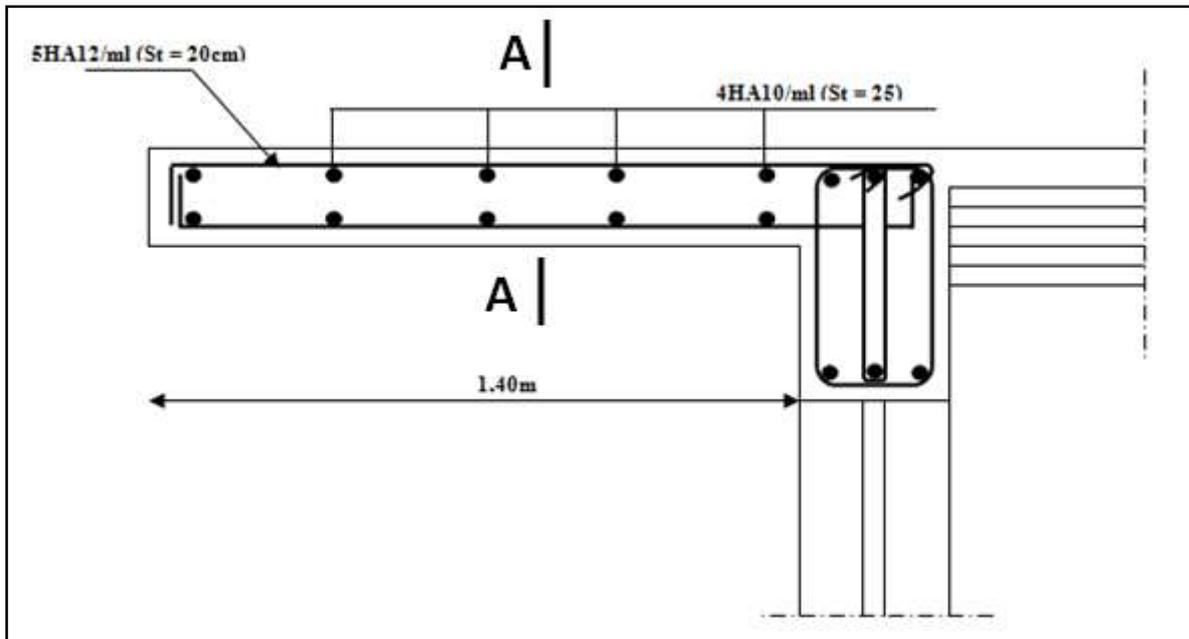
VI-4-2-3. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

- ✓ $\frac{h}{l} = \frac{162}{430} > \frac{1}{22,5} = 0.37 > 0.044 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.37 > \frac{13.76}{10 \times 13.76} = 0.1 \dots \dots$ Condition vérifiée.
- ✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{6.78}{100 \times 12} \leq \frac{3,6}{400} = 0.005 < 0.009 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Plan du ferrailage du balcon :



CHAPITRE IV

MODELISATION ET VERIFICATION

DES CONDITIONS DU RPA

Introduction :

Les forces d'origine sismiques agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur peut dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

Ce chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du RPA à l'aide du logiciel Etabs qui sont :

1. Justification du système de contreventement.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit.
7. L'excentricité
8. la période.

I. Le logiciel ETABS

I-1. Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- > La modélisation de tous types de structures.
- > La prise en compte des propriétés des matériaux.
- > Le calcul des éléments.
- > L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- > La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.

I-2. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

I-2-1. La première étape :

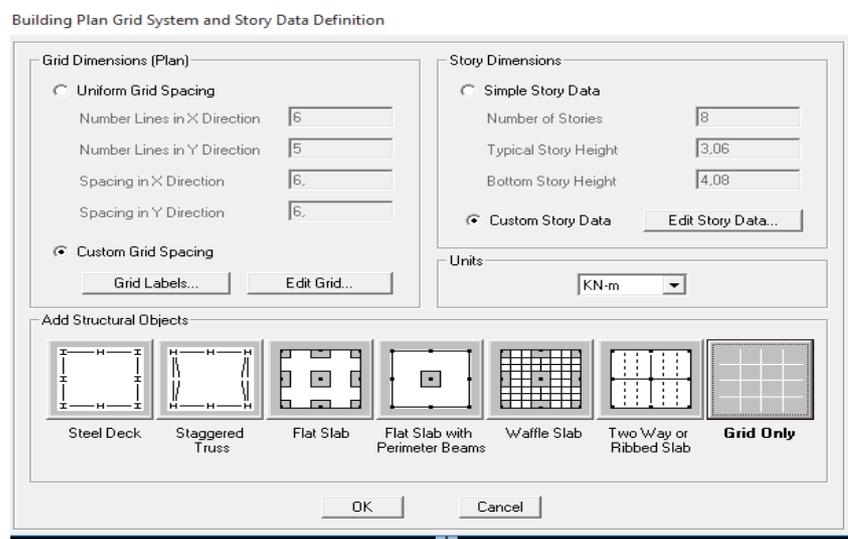
- Consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.
- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. On sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements :

➤ Géométrie de base

- ❖ On sélectionne portique suivant y-y.
- ❖ Le nombre d'étages

File puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- ❖ Le nombre de portique suivant x-x.
- ❖ Le nombre de portique suivant y-y

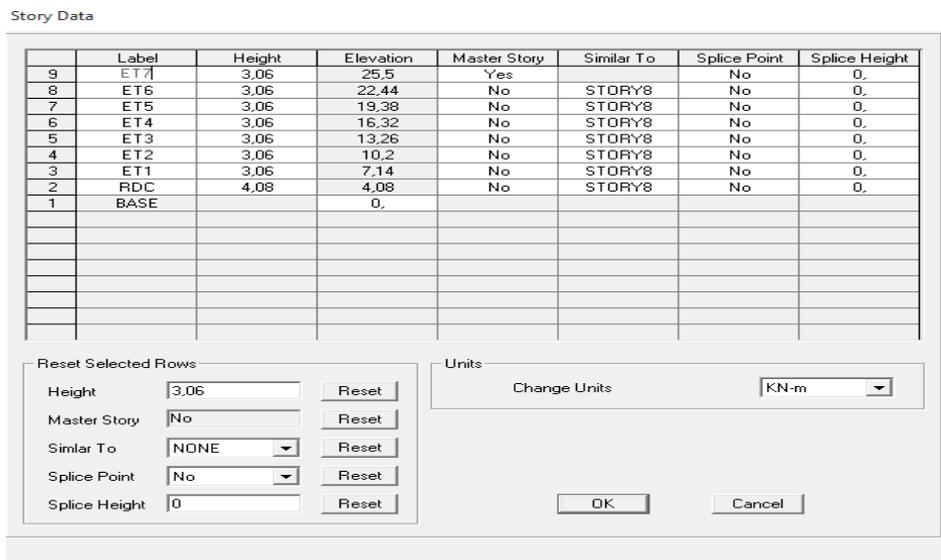
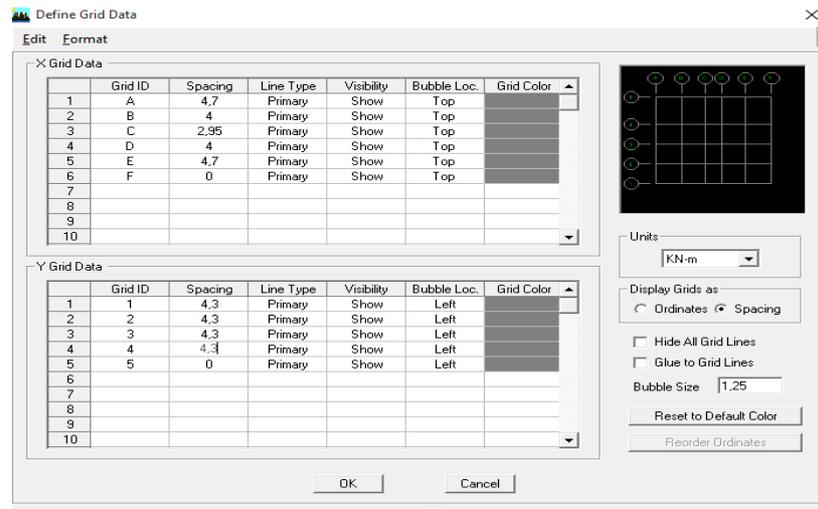


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

➤ Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

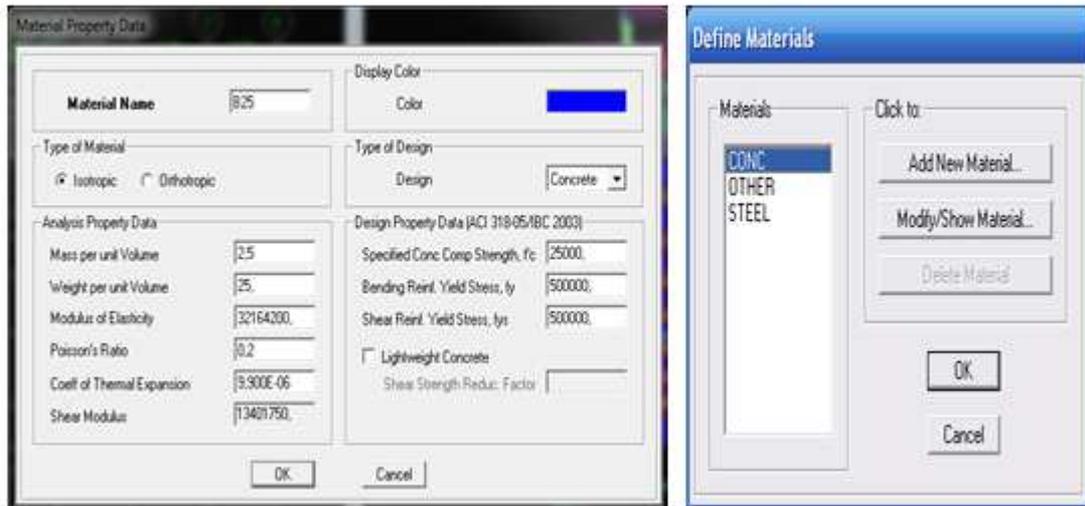
- ❖ On introduit les distances cumulées puis on clique sur **o k**
- ❖ Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur **Edit Story Data**.



I-2-2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Matériel proprietes** et on sélection le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure.

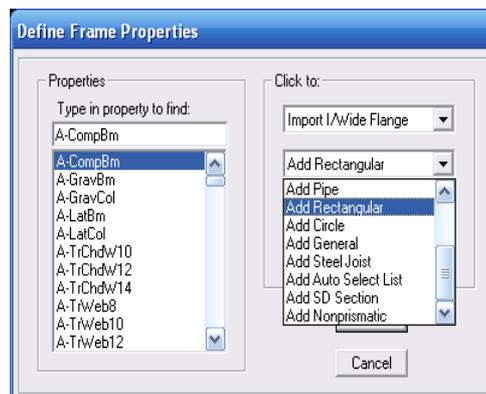


I-2-3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

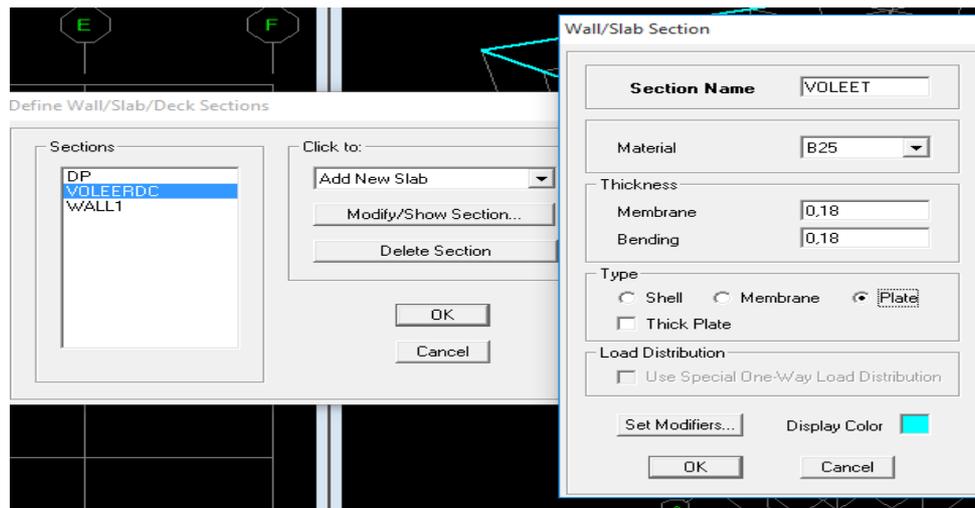
Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Après avoir terminé la modélisation des éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (voiles).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



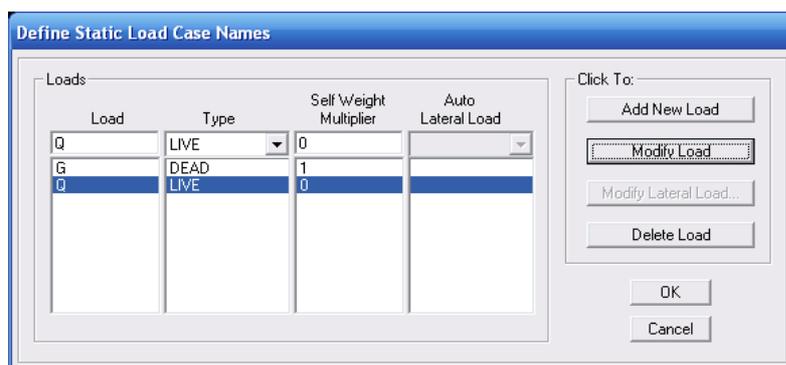
I-2-4. Quatrième étape : définition des charges

Avant de charger la structure il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

I-2-4-1.Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des surcharges d’exploitation (Q), pour les définir on clique sur : *Define* → *Load Cases*.

-  **DEAD** (charge permanente)
-  **LIVE** (Surcharge d’exploitation)



I-2-4-2.Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse donné par le **RPA99/version2003**.

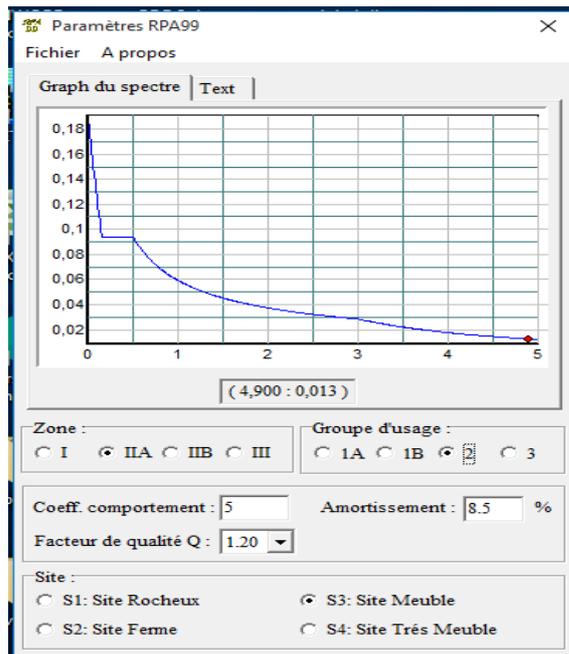
Qui dépend de :

- a) -Coefficient d'accélération de zone A

Zone sismique : IIa

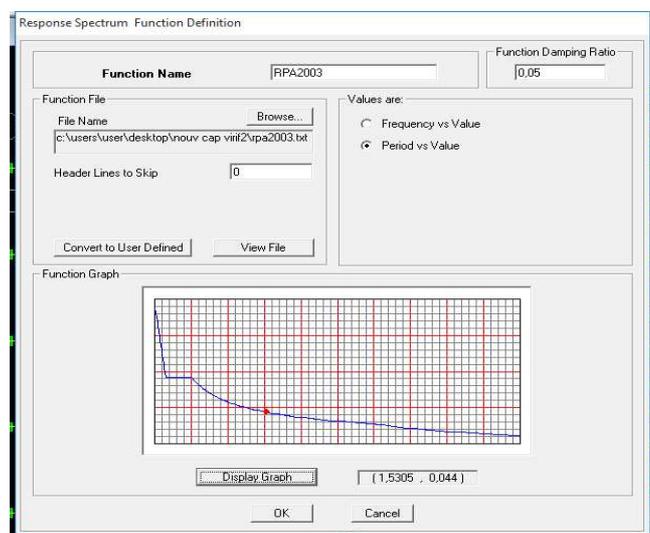
Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003) } A = 0.15

- b) -Coefficient comportement R = 5 (système mixte voile/ portique avec interaction)
- c) - Coefficient d'amortissement ξ : 8.5 %
- d) -Site : S3 (meuble)
- e) -Facteur de qualité (Q)



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

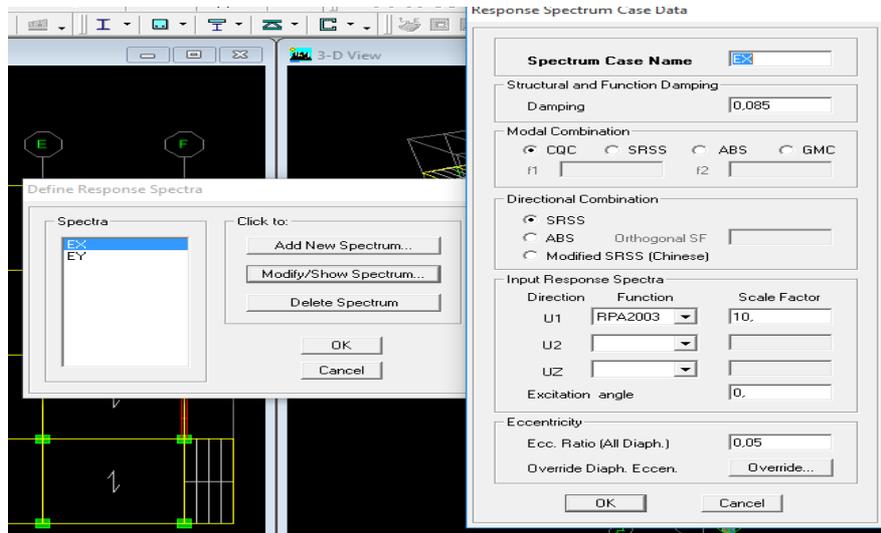
Define —> Response Spectrum Functions —> Spectrum from file



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define —→ **Reponses spectrum cases** —→ **Add New Spectrum**

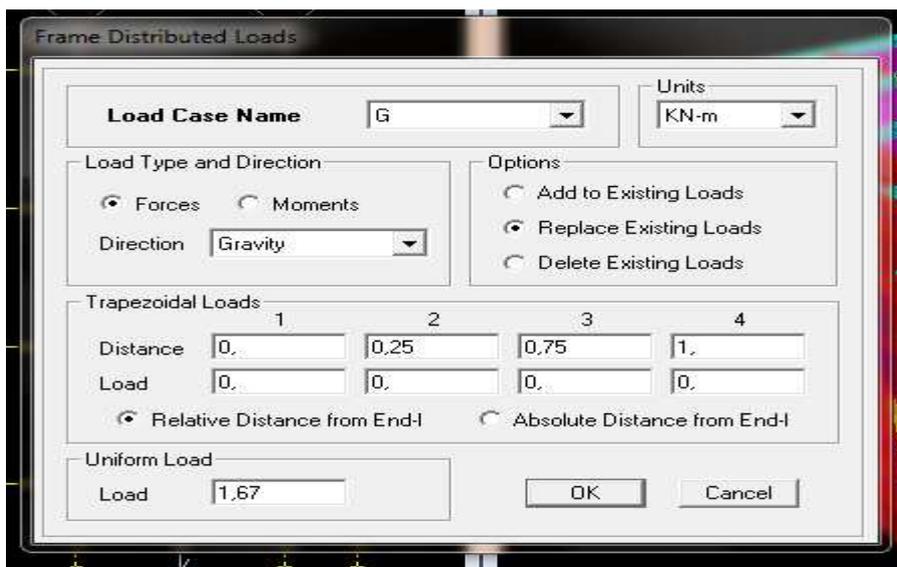
Dans la partie Input **response spectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



I-2-5. Cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

Assign —→ **Frame/line loads** —→ **Distributed**



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

I-2-6.sixième étape: Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

I-2-6-1.Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91 :

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

I-2-6-2.Combinaisons accidentelles du RPA :

$G + Q \pm E$: appelée dans le fichier de données **GQE**.

$0.8G \pm E$: appelées dans le fichier de données **0.8GE**.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo

Case Name	Scale Factor
Q Static Load	1.5
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

I-2-7. Septième étape : Spécification des conditions aux limites

(Appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

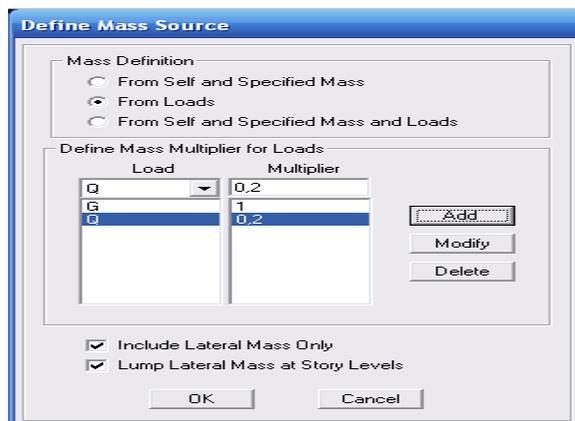
Les poteaux sont supposés parfaitement encastrer dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :



Mass- Source

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

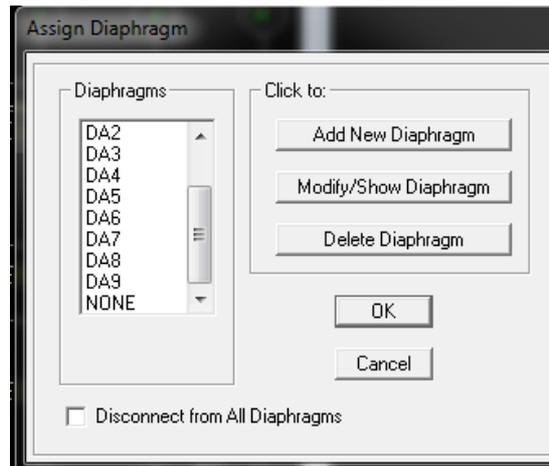


Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm.**



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

I-2-8. Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.**➤ Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne **Run Analysis**

I-3. Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre cas le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003(article 4.1.3)**.

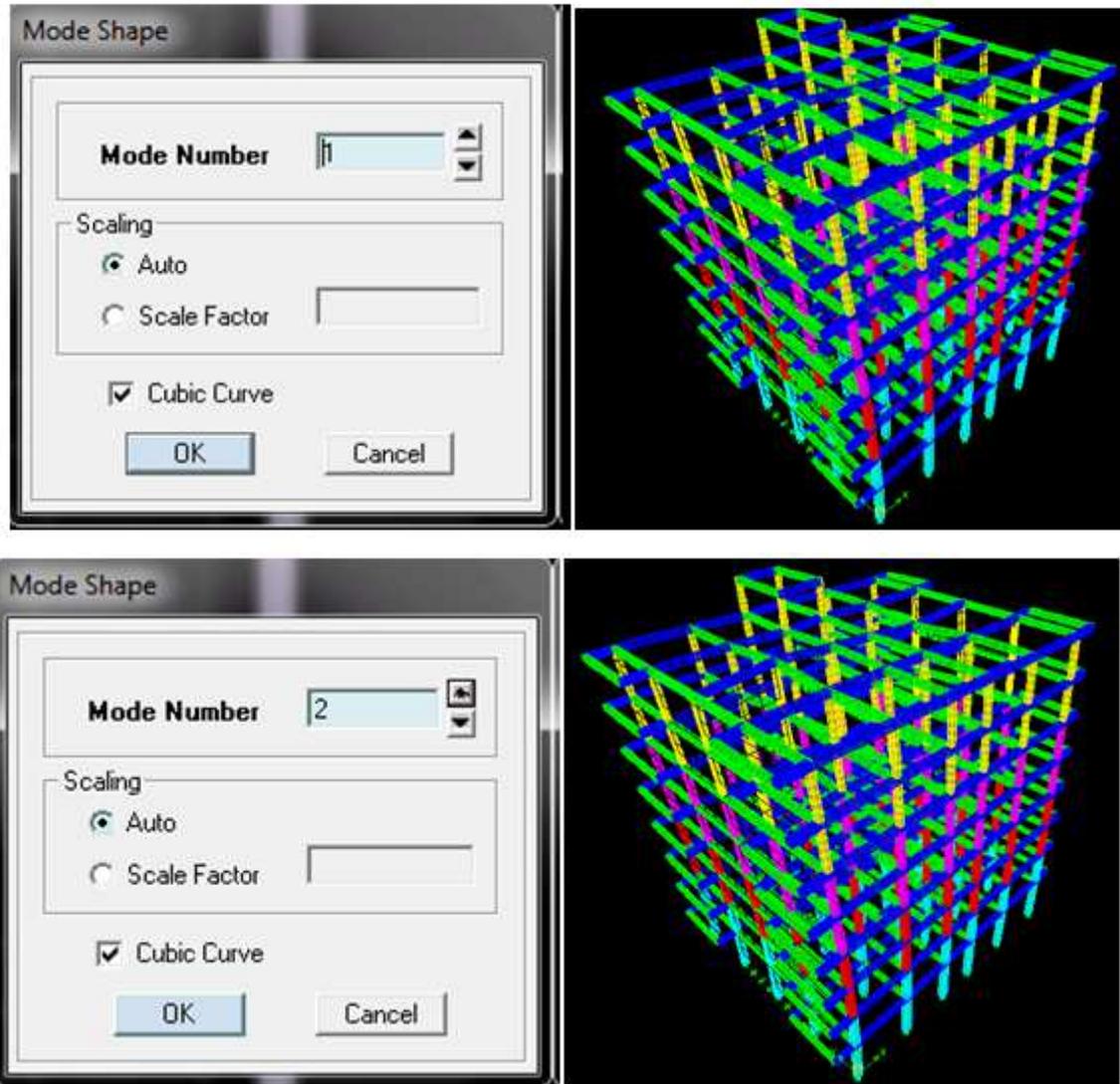
I-3-1. Principe de la méthode :

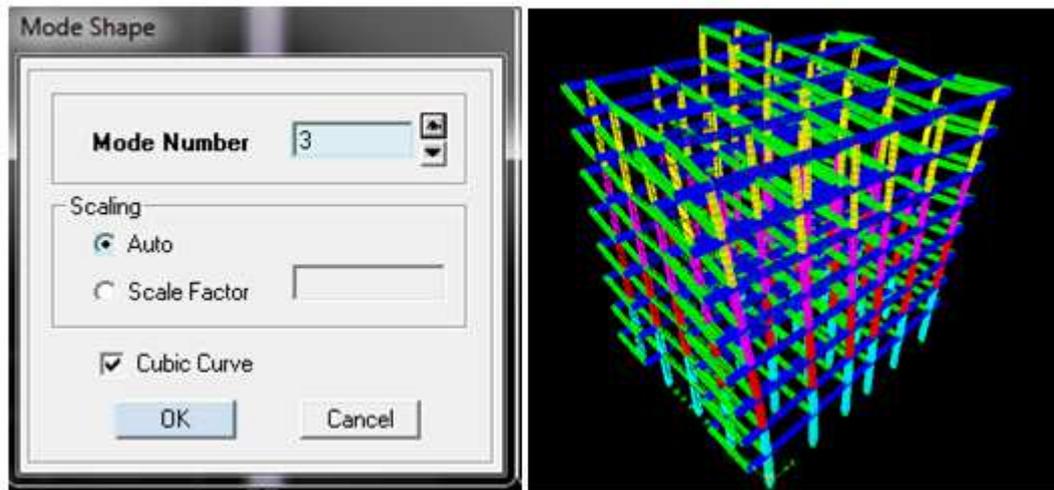
Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

I-3-2. Définition du spectre de réponse :

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

Display \rightleftarrows Show Mode Shape





Vérification des exigences de RPA :

I-3-3. Etude de contreventement :

I-3-3-1. Charges horizontales :

a) Sens xx :

Story	Pier	Load	Loc	V ₂	V _x	V ₂ /V _x
ET7	VL	EX	Bottom	318.62	535.66	0,59
ET6	VL	EX	Bottom	672.71	912.36	0,73
ET5	VL	EX	Bottom	830.01	1196.46	0,69
ET4	VL	EX	Bottom	1087.62	1432.34	0,75
ET3	VL	EX	Bottom	1185.1	1623.85	0,72
ET2	VL	EX	Bottom	1396.42	1773.69	0,79
ET1	VL	EX	Bottom	1484.58	1892.18	0,78
RDC	VL	EX	Bottom	1834.28	1970.47	0,93
					TOTAL	5.98

$$\frac{5.98}{8} \times 100 = 74.75 \%$$

Le pourcentage des voiles : **74.75%**

Le pourcentage des poteaux : **25.25 %**

b) Sens yy :

Story	Pier	Load	Loc	V ₂	V _Y	V ₂ /V _Y
ET7	VL	EX	Bottom	220.05	565.09	0,38
ET6	VL	EX	Bottom	500.12	961.01	0,52
ET5	VL	EX	Bottom	1100.07	1249.54	0,88
ET4	VL	EX	Bottom	1300.04	1485.21	0,87
ET3	VL	EX	Bottom	1500.02	1680.83	0,89
ET2	VL	EX	Bottom	1600	1841.47	0,86
ET1	VL	EX	Bottom	1500	1975.65	0,75
RDC	VL	EX	Bottom	1000	1970.47	0,50
					TOTAL	5.65

$$\frac{5.65}{8} \times 100 = 70.62 \%$$

Le pourcentage des voiles : **70.62 %**

Le pourcentage des poteaux : **29.37 %**

I-3-3-2.la charge verticale Fz :

Etaps → 2D → on descend à la basse et on sélectionne tous les nœuds des voiles.

Display → show table → select case combo → poids.

→ Reaction → support reaction → table: support reaction → OK

Edit → copier entrer table → coller l'Excel → on sélectionne Fz.

A la base Fz= 47055.14 KN.

D'après les résultats d'ETABS :

$$\text{On a : } \begin{cases} \sum F_z(\text{voile}) = 47055.14[\text{KN}] \Rightarrow cv(\text{voile})(\%) \\ W_T = 335712.46[\text{KN}] \Rightarrow 100\% \end{cases}$$

W_t : Les poids total

$\sum F_z(\text{voile})$: Les poids supporté par les voiles.

$C_{v(\text{voile})}$: charge vertical des voiles.

$$\left\{ cv(\text{voile})\% = \frac{(47055.14 \times 100)}{335712.46} = 14.01\% < 20\% \right.$$

Conclusion :

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Le Système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles ($R = 5$ Art 4.a RPA99 modifier 2003)

I-1-3. Pourcentage de participation de la masse modale :

le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Modal Information \Rightarrow Building Modal Information
 \Rightarrow Table: Modal Participation Mass Ratios

A	B	C	D
Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0,523566	70,9023	0
2	0,398821	0,9023	70,4384
3	0,355645	70,9664	70,4384
4	0,128958	91,3431	70,4384
5	0,104904	91,3431	74,9394
6	0,092111	91,6619	74,9394
7	0,091304	91,6619	92,0046
8	0,088939	91,6981	92,0046
9	0,082916	91,8739	92,0046
10	0,059587	97,1793	92,0046
11	0,043671	97,1793	97,3328
12	0,039695	97,2122	97,3328

Tableau V.1 : participation massique.

- Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 7 ($91.66 \geq 90\%$).
- Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode7 ($92.00 \geq 90\%$).

Les 3 premiers modes sont vérifiés :

- Mode1 : translation suivant X-X
- Mode 2 : translation suivant Y-Y
- Mode 3 : rotation suivant Z-Z

I-3-5. Vérification de l'effort tranchant à la base :

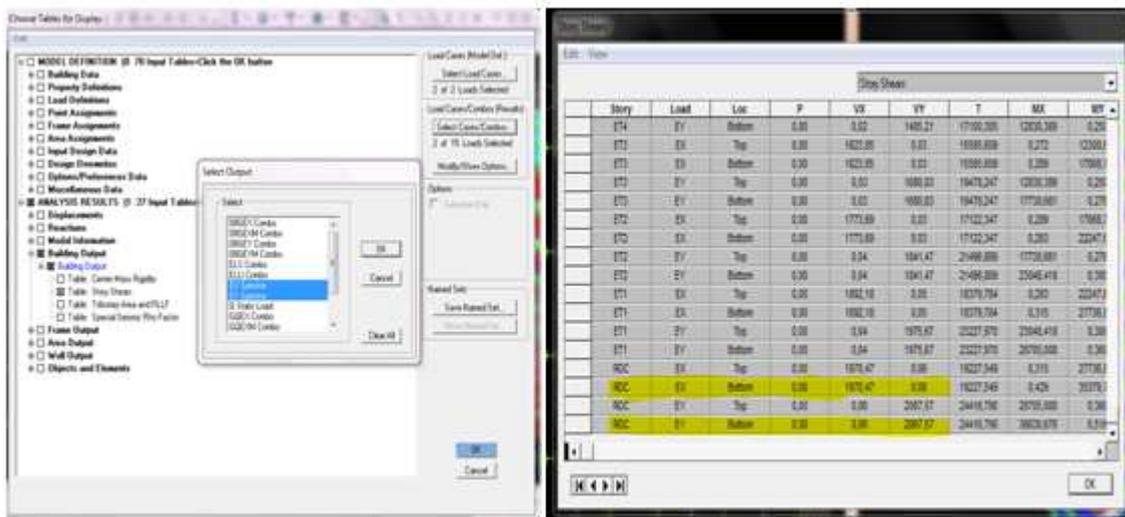
La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

$$V_{base.MSM} \geq 80\% V_{base.MSE}$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

I-3-5-1. Calcul de l'effort tranchant par ETABS(MSM) :

Displaye \implies Show Tables \implies Select Cases/ Combos \implies Ex et Ey spectra +OK



Story	VX(t) (KN)	VY(t) (KN)
RDC	1970.47	2067.57

I-3-5-2. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente(MSE) :

- D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

Groupe 2 }
Zone II } **A =0,15**

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement et de la période T₂ associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2. RPA99/ version 2003).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'ou : $\xi = 8,5 \%$ $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$

T₂; périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau (4.7.RPA)

La nature du sol : **Site meuble (S₃)** $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s.}$

Estimation de la période fondamentale T :

le **RPA 2003** donne une formule empirique suivent : $T = CT \cdot hN^{3/4}$; (4-6 RPA2003)

Avec :

-**hN**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;hN=31,66 m

-**CT**: Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99)

$CT = 0.05$

Donc : $T = 0,05 \times 31.66^{3/4} = 0.67$

$T = 1.3 \times 0.67 = 0.87 \text{ S}$

la valeur de D :

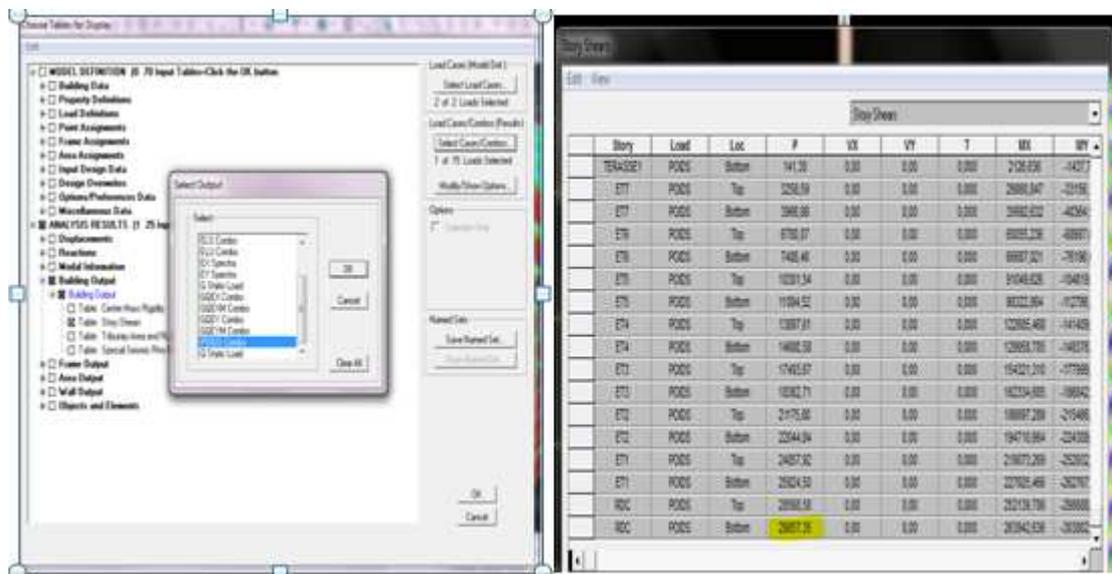
$T_2=0.5s < T= 0.87s < 3s$ donc : $D = 2,5\eta (T_2/ T)^{2/3} = 2.5 \times 0.7 \times (\frac{0.5}{0.87})^{2/3}$

D = 1.2

➤ **R** : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour R=5 (mixte portiques/voiles avec interaction). □

➤ **W_t** : poids de la structure

Display \iff Show Tables \iff Select Cases/ Combos \iff poids comb +OK



D'ou: WT= 29857.35 KN

➤ **Calcul du facteur de qualité « Q » :**

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_1^1 P_q + 1$

Vérification des critères de qualité:❖ **Sens transversal :**✦ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

- **Système de portiques:** chaque file porteuse doit comporter à tous les niveaux, au moins (03) travées dont le rapport des portées successives ne dépasse pas 1.50

Toutes les files possèdent (04) travées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4,30}{4,30} = 1,00 < 1,50 \quad \text{Condition Vérifié.} \\ \frac{4,30}{4,30} = 1,00 < 1,50 \quad \text{Condition Vérifié.} \end{array} \right.$$

- **Système de voiles:** chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau dont le rapport $\frac{h_e}{l} \leq 0.67$

Chaque file porteuse dans ce sens comporte un trumeau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3,06}{4,30} = 0,71 > 0,67 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{4,08}{4,30} = 0,94 > 0,67 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

✦ **La redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.50.

Dans ce cas on à (08) files porteuses >04.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4,30}{4,30} = 1,00 < 1,50 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{4,30}{4,30} = 1,00 < 1,50 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Régularité en plan :• **Condition de régularité en plan :**✚ **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la direction des rigidités que pour celle des masses.

Dans ce cas notre bâtiment à une forme rectangulaire.

⇒ **Condition vérifiée.**

✚ **Condition de l'excentricité :**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

- $e_x = 0,001\text{m} < 15\%L_x = 15\% * 17,70 = 2,655\text{m}.$
 - $e_y = 0,529\text{ m} < 15\%L_y = 15\% * 23,60 = 3,54\text{m}.$
- } **Condition vérifiée.**

✚ **Condition de forme et de décrochement :**

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport:

$$\frac{L}{l} \leq 4 \Rightarrow \frac{23,70}{17,70} = 1,333 < 4$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder à **25%** de la dimension total du bâtiment dans cette direction.

Dans notre cas on n'a pas des décrochements ⇒ **Condition vérifiée.**

✚ **Condition des ouvertures :**

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérée comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de planches doit rester inférieure à **15%** de celle de ce dernier.

$$S_0 < 15\% S_T$$

$$S_0 = 27.86 \text{ m}^2$$

$$S_T = 417.72 \text{ m}^2$$

$$27,86 \text{ m}^2 < 62,65 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les **04** conditions de régularité en plan sont vérifiées donc le bâtiment est classé régulier en plan.

Condition de régularité en élévation :**✚ La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le système de ce bâtiment est de contreventement mixte, continue de bas vers le haut et de même nature. **Condition vérifiée.**

✚ Les décrochements en élévation :

Dans ce cas il n'y a pas des décrochements en élévation car les étages sont identiques.

⇒ **Condition vérifiée.**

Les 02 conditions de régularité en élévation sont vérifiées donc le bâtiment est classé réguliers en élévation.

✚ contrôle de la qualité des matériaux :

Il y'a toujours au nord d'Algérie des essais sur des matériaux depuis (2003).

⇒ **Condition vérifiée.**

✚ contrôle de la qualité de l'exécution :

Il y'a toujours au nord d'Algérie des essais sur des matériaux depuis (2003).

⇒ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Critères	Observé (Oui ou Non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal.

D'où : $Q_y = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)$

Donc : $Q_y = 1,05$

Sens longitudinal :✦ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

- **Système de portiques:** chaque file porteuse doit comporter à tous les niveaux, au moins (03) travées dont le rapport des portées successives ne dépasse pas 1.50

Toute la file possède (05) travées > 3

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4,70}{4,00} = 1,17 < 1,50 \\ \frac{4,00}{2,95} = 1,35 < 1,50 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{4,00}{4,70} = 0,85 < 1,50 \end{array} \right.$$

- **Système de voiles:**

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau dont le rapport $\frac{h_e}{l} \leq 0.67$

Chaque file porteuse dans ce sens comporte un trumeau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3,06}{4,70} = 0,65 < 0,67 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{4,08}{4,70} = 0,86 > 0,67 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

✦ **La redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.50**

Dans ce cas on à (06) files porteuses.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4,70}{4,00} = 1,17 < 1,50 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{2,95}{4,00} = 0,73 < 1,50 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Régularité en plan :

Voir les conditions d'application de la méthode statique équivalente.

⇒ **Condition vérifiée.**

✦ **Régularité en élévation :**

Voir les conditions d'application de la méthode statique équivalente.

⇒ **Condition non vérifiée.**

✦ **contrôle de la qualité des matériaux :**

Il y'a toujours au nord d'Algérie des essais sur des matériaux depuis (2003).

⇒ **Condition vérifiée.**

✦ **contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il y'a toujours au nord d'Algérie des essais sur des matériaux depuis (2003).

⇒ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Critères	Observé (Oui ou Non)	P _q
7- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
8- Redondance en plan	Oui	0.00
9- Régularité en plan	Oui	0.00
10- Régularité en élévation	Oui	0.00
11- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
12- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal.

D'où : $Q_x = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)$

Donc : $Q_x = 1,05$

Q=1,05

❖ **Tableau récapitulatif des résultats**

Factures	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1.20
Facteur de qualité Q	1,05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [KN]	29857.35

$$V = \frac{A D Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.05}{5} \times 29857.35 = 1128.60 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{base.MSE}} = 1128.60 \text{ KN} \\ 80\% V_{\text{base.MSE}} = 902.88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Vérification :

$V_x(\text{MSM}) = 1970.47 \text{ kN} > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 902.88 \text{ KN} \implies$ **Condition vérifiée.**

$V_y(\text{MSM}) = 2067.57 \text{ kN} > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 902.88 \text{ KN} \implies$ **Condition vérifiée.**

I-3-6. Vérification De La période :

Les valeurs de **T** ; calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

le RPA 2003 donne une formule empirique suivante : $T = C T h N^{3/4}$; (4-6 RPA2003)

$$T = 0,05 \times 31.66^{3/4} = 0.67 \text{ S}$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.67 = 0.87 \text{ S} \geq T_{\text{etabs}} = 0.52 \text{ S} \implies$ **Condition vérifiée.**

I-3-7. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003(Art 4.3.7) ; dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle; en plus de l'excentricité théorique calculée ; une excentricité accidentelle égale à 0,05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$\left\{ \begin{array}{l} |CM - CR| \leq 5\% LX \\ |CM - CR| \leq 5\% LY \end{array} \right.$$

Avec :

- CM** : Le centre de masse.
- CR** : Le centre de torsion.
- LX** =23.60 m
- LY** =17.70 m

Display \iff Show Tables \iff Building output \iff Table: Centre Mass Rigidity +OK

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
RDC	DA1	10,175	8,928	10,176	9,404	-0,001	-0,476
ET1	DA2	10,175	8,794	10,176	9,323	-0,001	-0,529
ET2	DA3	10,175	8,796	10,176	9,281	-0,001	-0,485
ET3	DA4	10,175	8,799	10,175	9,255	0	-0,456
ET4	DA5	10,175	8,801	10,175	9,241	0	-0,44
ET5	DA6	10,175	8,803	10,175	9,232	0	-0,429
ET6	DA7	10,175	8,804	10,175	9,23	0	-0,426
ET7	DA8	10,175	8,734	10,175	9,228	0	-0,494

I-3-7-1.Sens x-x : $L_x = 23.60 \text{ m}$

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	5%LX	Condition
RDC	DA1	10,175	8,928	10,176	9,404	-0,001	1,18	CV
ET1	DA2	10,175	8,794	10,176	9,323	-0,001	1,18	CV
ET2	DA3	10,175	8,796	10,176	9,281	-0,001	1,18	CV
ET3	DA4	10,175	8,799	10,175	9,255	0	1,18	CV
ET4	DA5	10,175	8,801	10,175	9,241	0	1,18	CV
ET5	DA6	10,175	8,803	10,175	9,232	0	1,18	CV
ET6	DA7	10,175	8,804	10,175	9,23	0	1,18	CV
ET7	DA8	10,175	8,734	10,175	9,228	0	1,18	CV

Tableau V.3 : vérification de l'excentricité suivant x-x.

I-3-7-2. Sens y-y : **$L_y = 17.70$ m**

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ey	5%LY	Condition
RDC	DA1	10,175	8,928	10,176	9,404	-0,476	0.885	CV
ET1	DA2	10,175	8,794	10,176	9,323	-0,529	0.885	CV
ET2	DA3	10,175	8,796	10,176	9,281	-0,485	0.885	CV
ET3	DA4	10,175	8,799	10,175	9,255	-0,456	0.885	CV
ET4	DA5	10,175	8,801	10,175	9,241	-0,44	0.885	CV
ET5	DA6	10,175	8,803	10,175	9,232	-0,429	0.885	CV
ET6	DA7	10,175	8,804	10,175	9,23	-0,426	0.885	CV
ET7	DA8	10,175	8,734	10,175	9,228	-0,494	0.885	CV

Tableau V. 4 : vérification de l'excentricité suivant y-y**I-3-8. Vérification des déplacements relatifs :**

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) par rapport au niveau (**K-1**) de la structure est calculé comme suit :

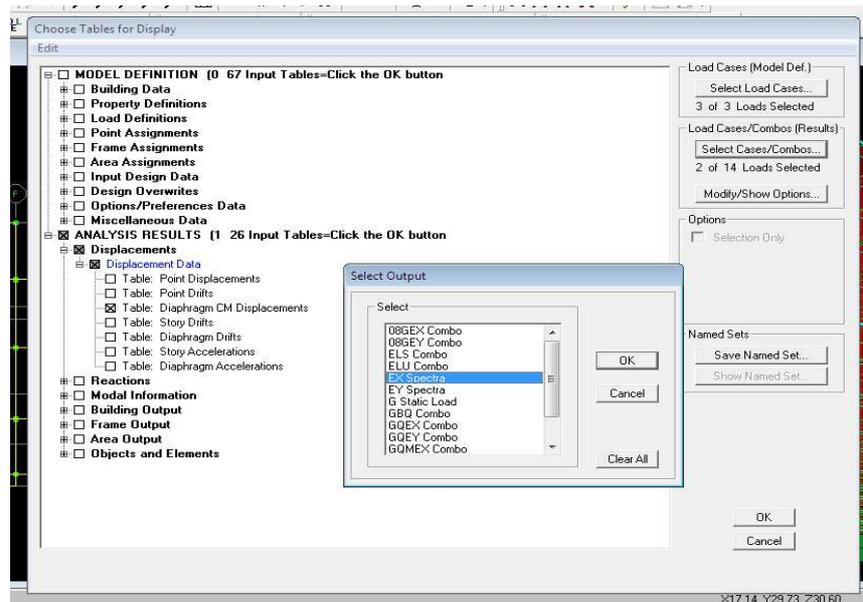
$$\begin{cases} \Delta X - X = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\% hk ; & (\text{Art 4 - 20 RPA99/ VERSION 2003}) \\ \Delta Y - Y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\% hk \end{cases}$$

Avec:

$$\begin{cases} \mathbf{h_e} : \text{hauteur de l'étage considéré.} \\ \mathbf{\delta_K} : \text{Déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion).} \end{cases}$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/ Combos \Rightarrow Ex spectra +OK



- Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Tableau V.2 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Niveaux	UX	$\Delta k = \delta k - \delta k - 1$	$\delta k = R_x \Delta e_k$	UY	$\Delta k = \delta k - \delta k - 1$	$\delta k = R_x \Delta e_k$	R	h(m)	1%h	condition
ET7	0,0089	0,0008	0,004	0,0053	0,0008	0,004	5	3,06	0,0306	vérifie
ET6	0,0076	0,0013	0,0065	0,0045	0,0008	0,004	5	3,06	0,0306	vérifie
ET5	0,0062	0,0014	0,007	0,0037	0,0008	0,004	5	3,06	0,0306	vérifie
ET4	0,0049	0,0013	0,0065	0,0029	0,0008	0,004	5	3,06	0,0306	vérifie
ET3	0,0036	0,0013	0,0065	0,0021	0,0008	0,004	5	3,06	0,0306	vérifie
ET2	0,0024	0,0012	0,006	0,0014	0,0007	0,0035	5	3,06	0,0306	vérifie
ET1	0,0014	0,001	0,005	0,0008	0,0006	0,003	5	3,06	0,0306	vérifie
RDC	0,0006	0,0008	0,004	0,0003	0,0005	0,0025	5	4,08	0,0408	vérifie

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

IV.2.7 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet **P-Delta** ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.2.5: Justification vis A vis de l'effet P- Δ

Conclusion :

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

Caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
Niveaux	P (KN)	hk	ΔK (m)	Vk	θX	ΔK (m)	Vk	θy
Etage 7	3966.98	3,06	0,0008	535.66	0,0019	0,0008	565.09	0,0018
Etage 6	7488.46	3,06	0,0013	912.36	0,0034	0,0008	961.01	0,0020
Etage 5	11084.52	3,06	0,0014	1196.46	0,0042	0,0008	1249.54	0,0023
Etage 4	14680.58	3,06	0,0013	1432.34	0,0043	0,0008	1485.21	0,0025
Etage 3	18362.71	3,06	0,0013	1623.85	0,0048	0,0008	1680.83	0,0028
Etage 2	22044.84	3,06	0,0012	1773.69	0,0049	0,0007	1841.47	0,0023
Etage 1	25824.5	3,06	0,001	1892.18	0,0044	0,0006	1975.65	0,0025
RDC	29857.35	4,08	0,0008	1970.47	0.0029	0,0005	2067.57	0 .0017

Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.1.3.3) :

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

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

Avec :

N_d : Effort normal max dans les poteaux sous : $(0.8G+E \text{ et } G + Q \pm E)$

f_{C28} : la résistance caractéristique du béton.

B_c : Section du poteau.

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/ Combos $\Rightarrow (0.8G+E \text{ et } G + Q \pm E) + OK$



- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1492.54 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1492.54 \cdot 10^3}{450 \cdot 450 \cdot 25} = 0.29 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 854.48 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{854.48 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0.21 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 554.44 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{554.44 \cdot 10^3}{350 \cdot 350 \cdot 25} = 0.18 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 30x30 :**

$$N_d = 272.62 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{272.62 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 25} = 0.12 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.



CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

I. Les poteaux :

I-1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q+E$ → RPA99 modifié 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 modifié 2003.

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

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

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

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

I-2. Recommandation et exigences du RPA 2003 :

I-2-1. Les armatures longitudinales : (Art 7.4.4.1 RPA 99/version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0.8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

Section des Poteau (cm ²)	Percentage minimal	Percentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min}=0,8\% b h$ (cm ²)	Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
(45 x 45)	16.20	121.5	81
(40 x 40)	12.8	96	64
(35 x 35)	9.8	73.5	49
(30x30)	7.2	54	36

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en **zone IIa**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

I-2-2. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

-Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

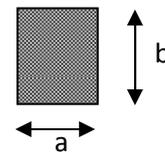
f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

A_t : Armatures transversales.

Avec :

λ_g Élancement géométrique



✓ **Calcul d'élancement : (élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

I-3. Calcul des armatures à l'ELU :**I-3-1. Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est partiellement comprimée si :

➤ **1^{er} cas :**

$$e = \frac{M}{N} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

C : le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

N : Effort de traction ou de compression.

➤ **2^{eme} cas :**

$$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

C : le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures.

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bc}$$

Avec :

M_f : moment fictif

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

Calcul du moment réduit :

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

On distingue deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée (A' = 0)

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

- **Armatures fictives :**

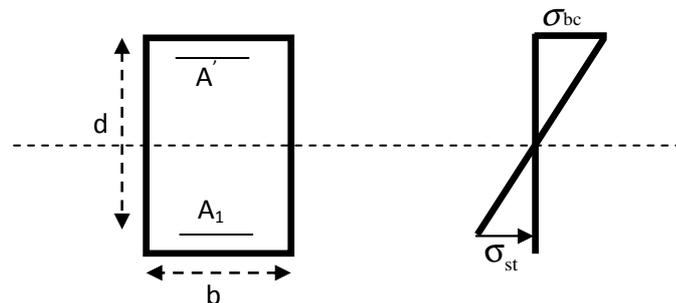
Avec : $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$ $A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

- **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ si } N : \text{ Effort de traction} \\ (-) \text{ si } N : \text{ Effort de compression} \end{array} \right.$$

2^{ème} cas : Section est doublement armée (SDA).

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA)



On calcule :

$$M_L = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_L$$

$$\Delta M \leq 40\% (M_f)$$

Avec :

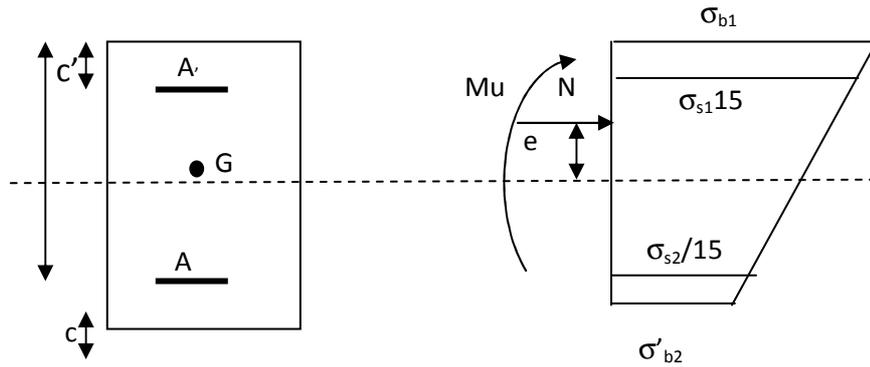
M_L: moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

I-3-2. Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

C : Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : effort de compression.

et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

I-3-3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

C : le centre de pression se trouve entre les armatures.

N : Effort de traction

$$Ast1 = \frac{M_{f*g}}{\sigma_{st}(d-c')}$$

$$Ast2 = \frac{N_u}{\sigma_{bc}} - Ast1$$

I-4. Vérifications à l'ELS :

- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec :

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : L'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] ; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15 [A(V_1 - c')^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

- **S.E.C :**

-Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B_0} + M_G \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} .$$

• **S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre:

$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_1^2 : \text{est déterminé par l'équation suivante : } y_1^2 = py_2 + q = 0$$

$$\text{Avec : } y = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90.A(d - c)}{b}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90.A(d - c)^2}{b}$$

Avec :

c' : enrobage.

c: Distance du centre de pression c à la fibre le plus comprimée ($c = d - e_a$)

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_1' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; \quad y_2' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) ; \quad y_3' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour y celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A \times (d - Y_{SER}) + A \times (Y_{er} - c')^2]$$

La section est effectivement partiellement comprimée si : $\sigma_s \geq 0$

I-5. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : RDC au 1^{ème} étage ;

Zone II : Du 2^{er} au 3^{ème} étage ;

Zone III : Du 4^{ème} au 5^{ème} étage;

Zone IV : Du 6^{ème} au 7^{ème} étage;

Tableau V-1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal

Zone	Solicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1573.84	0.418	SET	0	0	16.20	18.71	4HA20 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	808.25	0.497	SEC	0	0	16.20		
	N _{corr} -M _{max}	703	0.320	SEC	0	0	16.20		
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1132	2.44	SET	0	0	12.80	16.08	8HA16
	N _{min} -M _{corr}	364.3	0.225	SEC	0	0	12.80		
	N _{corr} -M _{max}	354	0.210	SEC	0	0	12.80		
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-723.37	3.868	SET	0	0	9.80	16.08	8HA16
	N _{min} -M _{corr}	148.58	0.179	SEC	0	0	9.80		
	N _{corr} -M _{max}	-349.68	-17.591	SET	0	0	9.80		
Zone IV (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-359.09	4.307	SET	0	0	7.2	9.04	8HA12
	N _{min} -M _{corr}	40.4	0.156	SEC	0	0	7.2		
	N _{corr} -M _{max}	16.274	-35.47	SPC	0	2.23	7.2		

Tableau V-2 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal :

Zone	Solicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1573.8	1.749	SET	0	0	16.20	18.71	4HA20 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	808.25	6.027	SEC	0	0	16.20		
	N _{corr} -M _{max}	-159.08	49.614	SPC	0	5,86	16.20		
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	1132.02	3.094	SEC	0	0	12.80	16.08	8HA16
	N _{min} -M _{corr}	364.3	2.34	SEC	0	0	12.80		
	N _{corr} -M _{max}	-138.34	49.843	SPC	10.38	10.42	12.80		
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-723.37	0.302	SEC	0	0	9.80	16.08	8HA16
	N _{min} -M _{corr}	148.58	2.173	SPC	0	0	9.80		
	N _{min} -M _{corr}	-106.43	43.136	SPC	0	4,61	9.80		
Zone IV (30x30)	N _{max} -M _{corr}	359.09	-1.269	SEC	0	0	7.2	9.04	8HA12
	N _{min} -M _{corr}	40.4	1.657	ETC	0	0	7.2		
	N _{min} -M _{corr}	-60.22	30.821	SPC	0	3.05	7.2		

I-6. Vérifications à l'ELU :**I-6-1. Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

I-6-1-1. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées99)

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

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit :} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section $A_t = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2} = \mathbf{4HA8}$.

I-6-1-2. Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

$$\begin{aligned} \text{En zone nodale : } S_t &\leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) . \\ S_t &\leq \min(10,1,4 ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 14 \text{ cm} . \\ \text{On prend: } S_t &= 10 \text{ cm} . \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{En zone courante: } S_t &\leq 15\phi_l . \\ S_t &\leq 15,1,4 = 21 \text{ cm} . \\ \text{On prend: } S_t &= 20 \text{ cm} . \end{aligned}$$

I-6-1-3. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$

- Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{min} = 0.3\% . S_t b_1$
- Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{min} = 0.8\% . S_t b_1$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

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

λ_g : Elancement géométrique du poteau tel que $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; $l_f = 0,707 l_0$

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

L_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de 45×45 : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{45} \cdot 0,7.408 = 6.35$

- Poteau de 40×40 : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{40} \cdot 0,7.306 = 5.35$.

- Poteau de 35×35 : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{35} \cdot 0,7.306 = 6.12$.

Poteau de 30×30: $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{30} \cdot 0,7.306 = 7.14$.

$\lambda_g \geq 5$ donc : $A_t^{min} = 0.3\% \cdot S_t \cdot b_1$

Tableau V.3 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Poteaux	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
45×45	2,025	1,35	2,01	CV	CV
40×40	1,8	1,2	2,01	CV	CV
35×35	1,57	1,05	2,01	CV	CV
30×30	1.35	0.9	2.01	CV	CV

I-6-1-4. Longueur minimale des recouvrements :

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II_a est: $L=40 \times \emptyset$.

Pour les 4 HA 20 : $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit} : L_R = 80 \text{ cm}$.

Pour les 8 HA 16 : $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit} : L_R = 65 \text{ cm}$.

Pour les 8HA 14: $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit} : L_R = 60 \text{ cm}$.

Pour les 8HA 12: $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \Rightarrow \text{soit} : L_R = 48\text{cm}$.

I-6-1-5. Longueur d’ancrage (B.A.E.L.91Art .A.6.1.221):

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Pour les 4 HA 20 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$

Pour les 8 HA 16 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$

Pour les 8 HA 14 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les 8 HA 12: $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 50,00 \text{ cm}$

I-6-1-6. Vérification au cisaillement (RPA Art 7-4-3-2):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \rho d . f_{t28}$$

Avec: $\begin{cases} \rho d = 0,075 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ \rho d = 0,04 & \text{Si } \lambda g < 5 \end{cases}$

Tableau V-4 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

Zone	Section	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	λg	ρd	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	vérification
I	45x45	49.06	45	42	6,05	0,075	0.026	1	vérifiée
II	40x40	24.01	40	37	5,35	0,075	0.016	1	vérifiée
III	35x35	19.01	35	32	6,12	0,075	0.017	1	vérifiée
IV	30x30	19.02	30	37	7.14	0.075	0.017	1	vérifiée

I-7. Vérification à l’ELS :

I-7-1. Etat limites d’ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n’est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers

I-7-2. Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service sous M_{ser} et N_{ser} on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissible

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad (\text{BAEL91A.4.5.2})$$

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

I-7-3. Vérification des contraintes :

La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta (A_s + A_s')$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15MPa$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \overline{\sigma_b}$

Avec :

M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

B_0 : Section total homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A')$$

Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348MPa$$

Avec :

$$K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{as} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ai} : Contrainte max dans les aciers inférieure

Tableau V-5 : Vérification des contraintes(X-X).

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	σ_b sup	σ_b adm	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
Zone I (45x45)	-1145	0.304	18,71	4.44	15	4.42	384	Vérifiée
	-294.44	-3.037		1.26	15	1.02	384	Vérifiée
	-11.407	-3.45		0.20	15	0	384	Vérifiée
Zone II (40x40)	-823.66	1.774	16,09	4.05	15	3.85	384	Vérifiée
	156.45	-1.307		0.83	15	0.68	384	Vérifiée
	-7.217	160.38		10.9	15	0	384	Vérifiée
Zone III (35x35)	-533.13	2.813	16,09	3.34	15	2.9	384	Vérifiée
	-56.04	0.143		0.34	15	0.32	384	Vérifiée
	-8.107	-59.11		5.32	15	0	384	Vérifiée
Zone IV (30x30)	-359.09	4.307	9.04	3.67	15	2.46	384	Vérifiée
	40.4	0.156		0.37	15	0.32	384	Vérifiée
	16.274	-35.47		6.33	15	0	384	Vérifiée

Tableau V-6 : Vérification des contraintes (Y-Y).

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	$\sigma_{b\ sup}$	$\sigma_{b\ adm}$	$\sigma_{b\ inf}$	$\overline{\sigma}_{st}$	Observation
Zone I (45x45)	-1145	1.266	18,71	4.48	15	4.38	384	vérifiée
	-294.44	3.837		1.29	15	0.98	384	vérifiée
	24.77	-3.86		0.26	15	0	384	vérifiée
Zone II (40x40)	-823.66	2.231	16,09	4.08	15	3.83	384	vérifiée
	-156.45	4.285		0.99	15	0.53	384	vérifiée
	26.871	-2.48		0.27	15	0	384	vérifiée
Zone III (35x35)	-533.13	0.203	16,09	3.14	15	3.11	384	vérifiée
	-56.04	4.382		0.67	15	0	384	vérifiée
	26.459	-1.41		0.26	15	0.05	384	vérifiée
Zone IV (30x30)	-261.87	-0.936	9.05	2.37	15	2.1	384	vérifiée
	7.03	3.532		0.67	15	0	384	vérifiée
	21.471	-68.41		12.1	15	0	384	vérifiée

I-7-4. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-7 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens longitudinal:

Zone	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1145	0.304	0.02	6.01	18.71	CV
	N _{min} -M _{corr}	-294.44	-3.037	103.29	2.27		CV
	N _{corr} -M _{max}	-11.407	-3.45	30.24	2.26		CV
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-823.66	1.774	0.21	17.51	16.09	CV
	N _{min} -M _{corr}	-156.45	-1.307	0.83	1.04		CV
	N _{corr} -M _{max}	-72.17	16.038	22.69	1.76		CV
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-533.13	2.813	0.52	0.26	16.09	CV
	N _{min} -M _{corr}	-56.04	0.143	0.25	4.26		CV
	N _{corr} -M _{max}	-8.107	-59.11	729	1.35		CV
Zone IV (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-359.09	4.307	1.19	0.71	9.06	CV
	N _{min} -M _{corr}	40.4	0.156	0.38	0.37		CV
	N _{corr} -M _{max}	16.274	-35.47	217.95	0.97		CV

Tableaux VI-8 : Vérification des ferraillages à l'ELS dans le Sens transversal:

Zone	Sollicitations	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1145	1.266	0.11	10.49	18.71	CV
	N _{min} -M _{corr}	-294.44	3.837	1.30	1.73		CV
	N _{corr} -M _{max}	24.77	-386.24	1559	2.28		CV
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-823.66	2.231	0.27	3.83	16.09	CV
	N _{min} -M _{corr}	-156.45	4.285	2.7	1.59		CV
	N _{corr} -M _{max}	26.871	-248.11	923	1.78		CV
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-533.13	0.203	0.03	3.70	16.09	CV
	N _{min} -M _{corr}	-56.04	4.382	7.82	1.30		CV
	N _{corr} -M _{max}	26.459	-141.44	534	1.35		CV
Zone IV (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-261.87	-0.936	3.57	0.90	9.06	CV
	N _{min} -M _{corr}	7.03	3.532	50.24	0.97		CV
	N _{corr} -M _{max}	21.471	-68.41	318	0.98		CV

Conclusion :

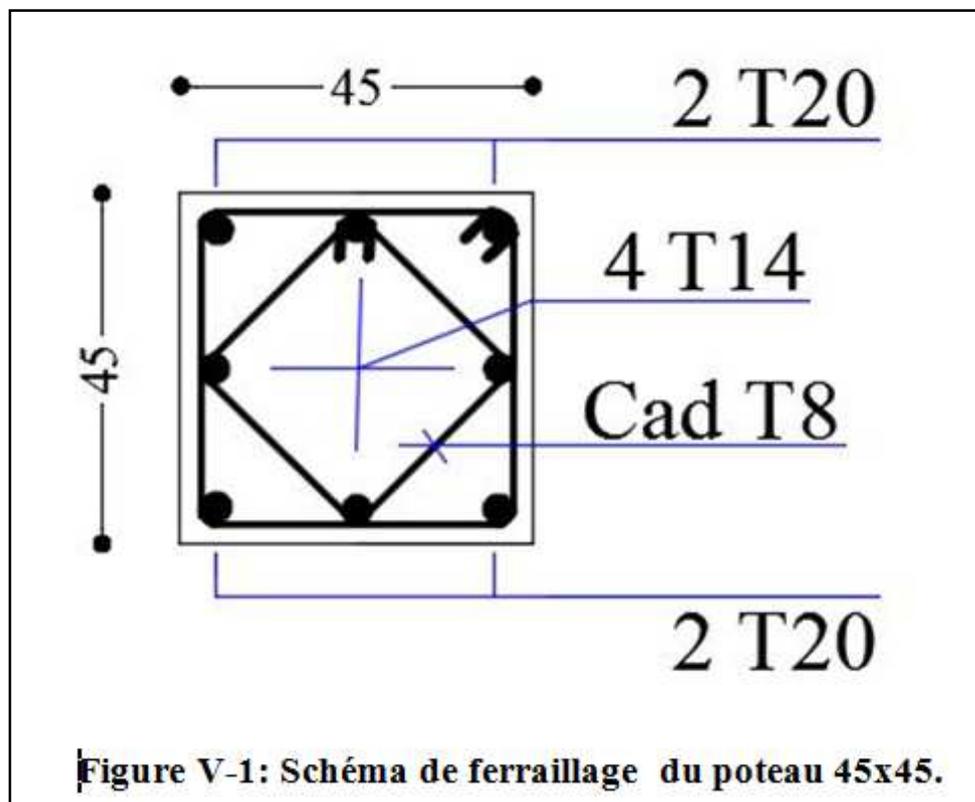
Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Schéma de ferraillage des poteaux :

➤ **Poteaux (45x45) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA14 = **18,71cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2.01cm²**



➤ **Poteaux (40×40) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA16 = 16.08\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

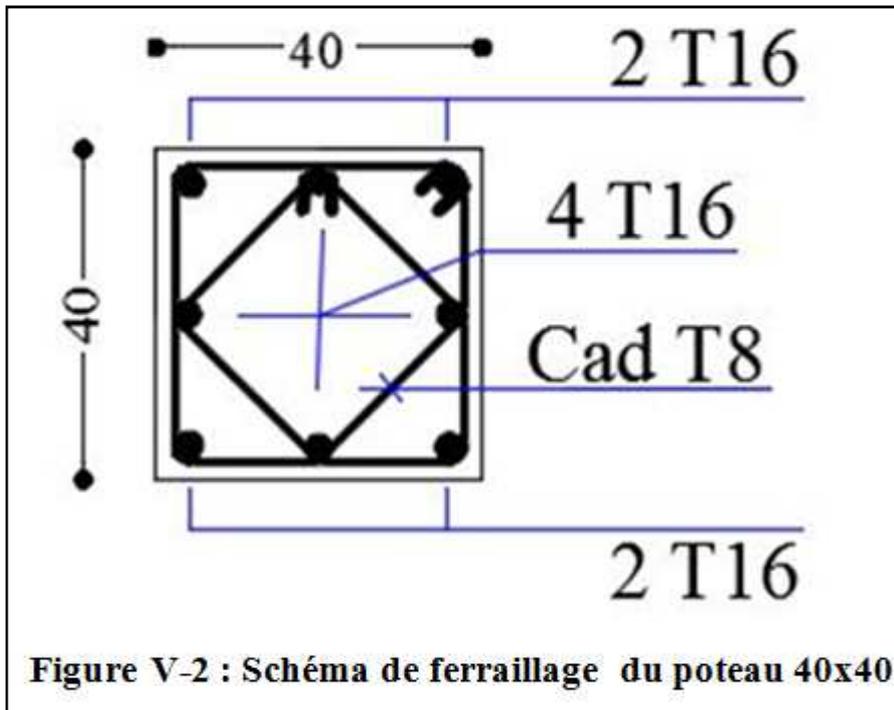


Figure V-2 : Schéma de ferrailage du poteau 40x40

➤ **Poteaux (35×35) :**

- Les armatures0 longitudinales : $4HA16 + 4HA16 = 16.08\text{ cm}$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$.

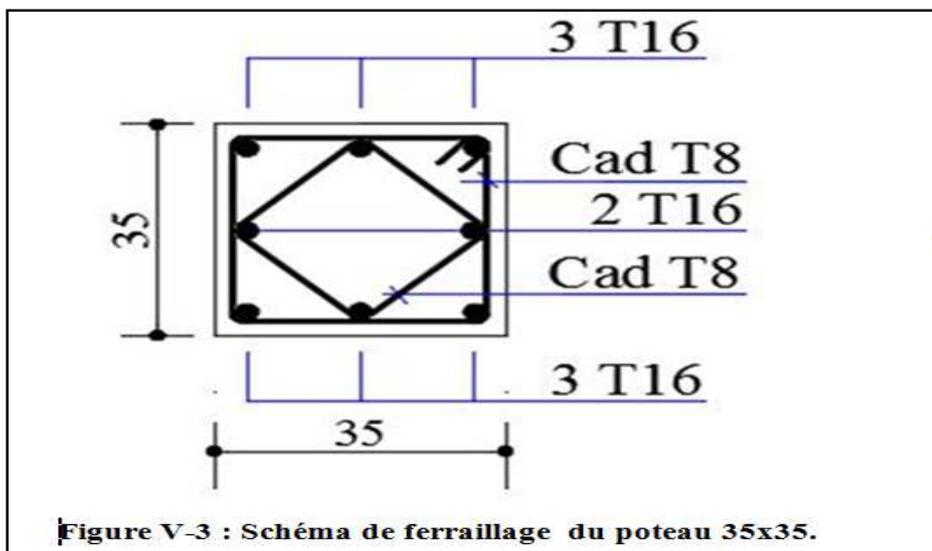
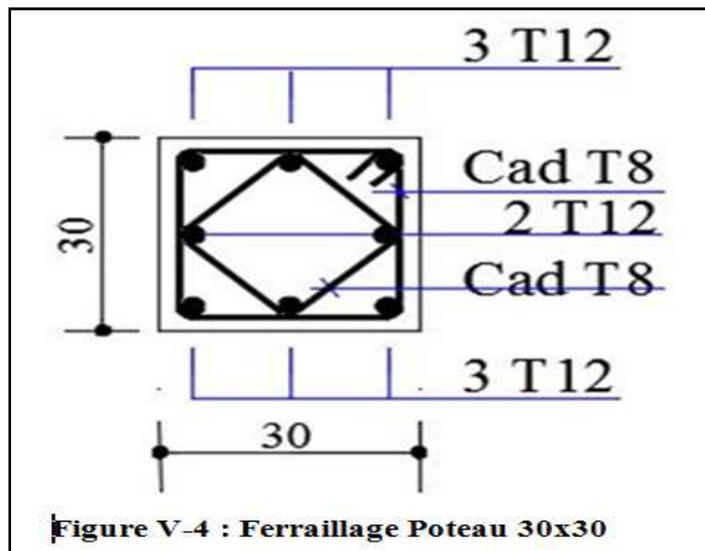


Figure V-3 : Schéma de ferrailage du poteau 35x35.

- **Poteaux (30×30) :**
- Les armatures longitudinales : $4HA12 + 4 HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$



II. Les poutres :

II-1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

II-1-1. Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ✓ $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- ✓ $G+Q$à l'ELS
- ✓ $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- ✓ $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

II-1-2. Recommandations du RPA99/ version 2003 :**II-1-2-1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ en zone IIa**
- 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 sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
Poutre principale	35x40	7	56	84
Poutre secondaire	30x35	5,25	42	63

II-1-2-2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}) \quad \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

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

❖ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Section (cm ²)	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	35x40	Appui	-99.30	103.53
		Travée	48.79	113.99
Poutre secondaire	30x35	Appui	-44.14	32.31
		Travée	27.88	35

II-1-3. Calcul des armatures :

II-1-3-1. Calcul des armatures longitudinales:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Les étapes de calcul:

- Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- Calcul du moment réduit limite « μ_l »

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

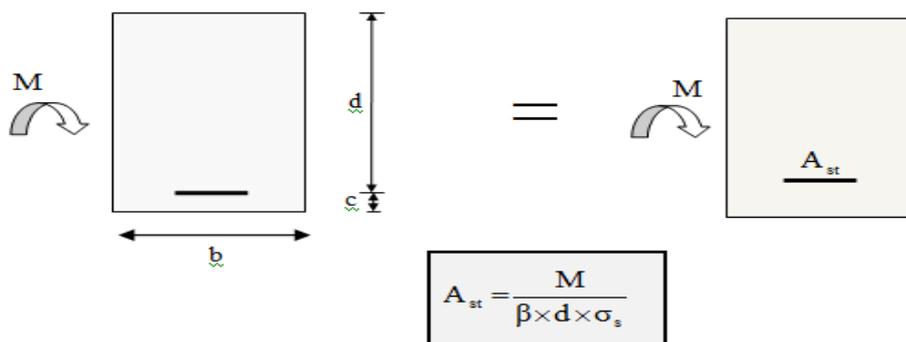


Fig- V.5 : Disposition des armatures tendus S.S.A

➤ 2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

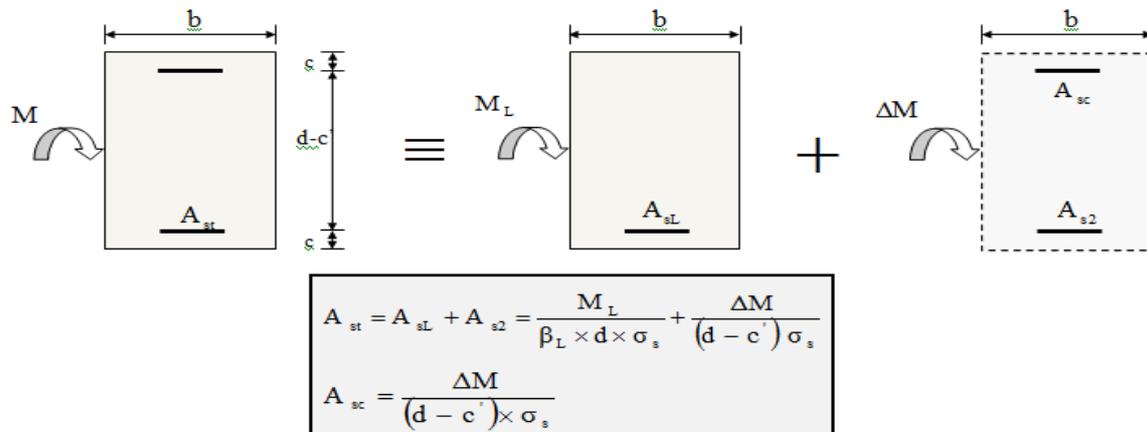


Fig-V-6 : Disposition des armatures S.D.A

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Situation	Fe (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_c	f_{bu} (MPa)	σ_{st} (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	21.73	400

Tableau V-9 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

II-1-4.Ferrailage :

II-1-4-1.Les poutres principales :

a) En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.79 \times 10^6}{350 \times 370^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow$$

$$\beta = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{48.79 \times 10^6}{0,963 \times 370 \times 348} = 3.93 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{99.30 \times 10^6}{350 \times 370^2 \times 14,2} = 0.145 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,921$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{99.30 \times 10^6}{0,921 \times 370 \times 348} = 8.37 \text{ cm}^2$$

II-1-4-2. Les poutres secondaires:

a) En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.88 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{27.88 \times 10^6}{0,967 \times 320 \times 348} = 2.58 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.14 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,102 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{44.14 \times 10^6}{0,946 \times 320 \times 348} = 4.18 \text{ cm}^2$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferraillage des poutres principales et secondaires de notre structure :

	M _{max} (KN.m)	μ _b	Obs	B	A _{st}	Ferraillage	A _{adopté} (cm ²)
En travée	48.79	0.072	SSA	0.963	3.93	3HA14fil+3HA12chap	8.01
Aux appuis	99.30	0.145	SSA	0.921	8.37	3HA16fil+3HA14chap	10.65

Tableau V-10 : Ferraillage des poutres principales.

	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	B	A _{st}	Ferraillage	A _{adopté} (cm ²)
En travée	27.88	0.064	SSA	0.967	2.58	3HA12	3.39
Aux appuis	44.14	0.102	SSA	0.946	4.18	3HA14fil+3HA12chap	8.01

Tableau V-11 : Ferraillage des poutres secondaires

II-1-5. Vérifications à l'ELU :

II-1-5-1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ Calcul de la section minimale $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$

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

Poutres principales

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 35 \times 37 \times 2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{Adopte} = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{Adopte} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres Secondaire :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{Adopte} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{Adopte} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

II-1-5-2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	T_{max}	113.99	35	37	0.08	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	35	30	32	0.03	3.33	Condition vérifiée

Tableau V-12 : Vérification aux cisaillements

Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que: $\bar{T}_u \leq T_u = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28}bd}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{T}_u (KN)	Observation
principale	T_{max}	113.99	35	37	25	1.5	777	Condition vérifiée
secondaire	T_{max}	35	30	32	25	1.5	576	Condition vérifiée

Tableau V-13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	113.99	-99.30	0.37	0.333	-184.20	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	35	-44.14	0.32	0.288	-118.26	

Tableau V-14 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier

II-1-5-4. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

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

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

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

Poutres Principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{113.99 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 301.4} = 1.14 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_{se} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263.7} = 0.46 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_{se} = 0.46 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

II-1-5-5. Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec: $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}.$

- 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 égales à : $0.4L_s$, pour les aciers HA.

- pour les ϕ_{16} : $L_a = 22.57 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$

II-1-5-6. Calcul des armatures transversales:

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) \quad \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopter (cm)
principale	Nodale	$St = \min(12 \times 1.2; \frac{40}{4}; 30) = 10$	10
	Courante	$St = \frac{40}{2} = 20$	15
secondaire	Nodale	$St = \min(12 \times 1.2; \frac{35}{4}; 30) = 8.75$	10
	Courante	$St = \frac{35}{2} = 17.5$	15

➤ le diamètre minimale: $\phi_t \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\}$

▪ **Poutre principale:**

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; 1.6; \frac{35}{10} \right\} = \min \{ 1.14; 1.6; 3.5 \} = 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm.}$$

On prend : $\varnothing t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutre secondaire:**

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right\} = \min \{ 1; 1.4; 3 \} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\varnothing t = 8\text{mm.}$

✓ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures transversales minimales:**

Selon le **RPA 99/version2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

➤ **Poutre principales :**

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II-1-6. Vérification à L'ELS :

II-1-6-1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0.23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e}$ **et :** $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8.01	1.563	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65	1.563	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	3.39	1,159	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	1,159	Condition vérifiée

Tableau V-15 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

II-1-6-2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

II-1-6-3. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible)} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \text{ (Armatures adoptées à l'ELU).} \end{array} \right.$$

K₁ et **β₁**: coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Poutres		M_s (KN.m)	A_{ad} (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
principale	Appuis	71,54	10.65	35	37	0.822	0.871	23.63	208.43	8.82	15	C.V
	Travée	35,59	8.01	35	37	0.618	0.884	28.10	135.84	4.83	15	C.V
Secondaire	Appuis	26.00	8.01	30	32	0.618	0.884	28.10	135.84	4.83	15	C.V
	Travée	15.62	3.39	30	32	0.351	0.908	39.35	158.57	4.02	15	C.V

Tableau V-16 : vérification des contraintes à ELS.

II-1-6-4. Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite \bar{f} .

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} \geq f \quad \text{Pour } L \leq 5 \text{ m}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

▪ **Poutres principales:**

$$\bar{f} = L_{max}/500 = 470/500 = 0.94 \text{ cm} > f = 0.071 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Poutres secondaires:**

$$\bar{f} = L_{max}/500 = 430/500 = 0.86 \text{ cm} > f = 0.064 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

Poutre principales : $f = 0.071 \text{ cm}$

Poutre secondaires : $f = 0.064 \text{ cm}$

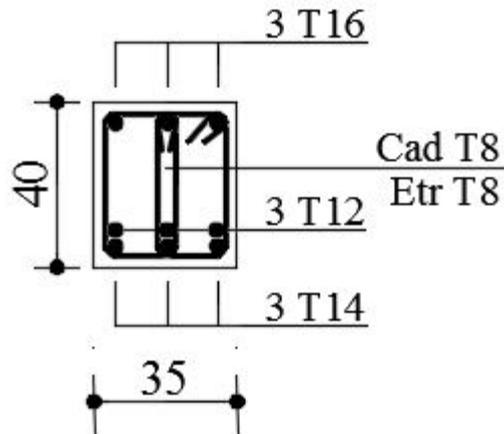
✓ **Donc la flèche est vérifiée.**

Schéma de ferraillage des poutres :

➤ Poutres principales :

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14fil+3HA12chap
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16fil+ 3HA14chap
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

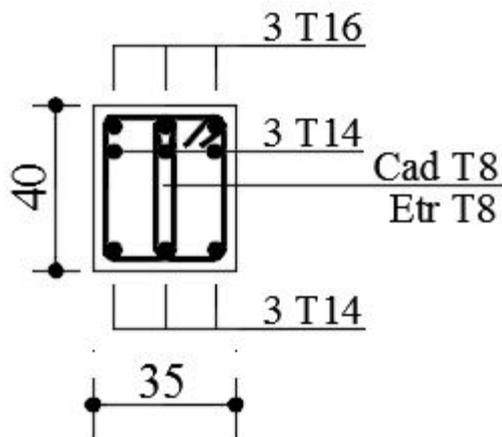
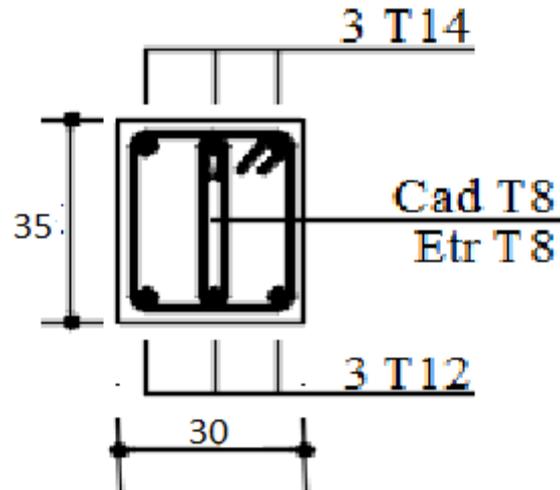


Fig- V-7: Ferraillage d'une poutre principale

Poutres secondaires :

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14fil+3HA12chap.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

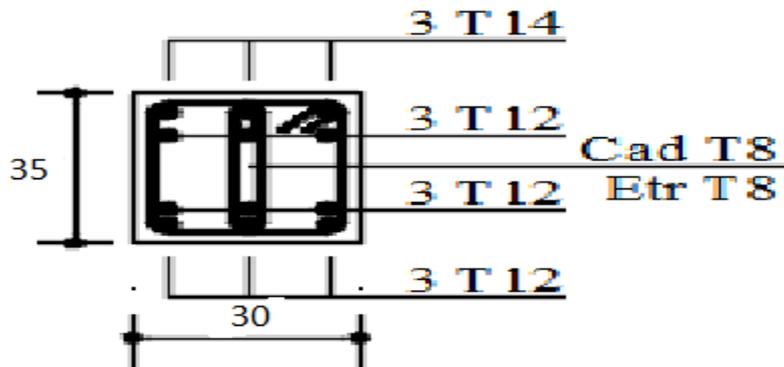


Fig-V-8 : Ferraillage d'une poutre secondaire.

III- Les voiles :

III-1. Ferrailage des Voiles

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

III-1-1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

Selon le RPA version 2003 :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

III-1-2. Exposé de la méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

❖ **Remarque :**

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$

Longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
 - Section entièrement comprimé (**SEC**)
 - Section entièrement tendue(**SET**)
 - Section partiellement comprimé (**SPC**)

III-1-3. Détermination des armatures :

Tableau V-17 : Tableau des efforts normaux.

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

III-1-3-1. Ferrailage d une section entièrement comprimé:

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91).
- $0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

III-1-3-2. Ferrailage d'une section entièrement tendue

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).
- $A_{\min} \geq 0.002 B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1).

B : section du tronçon considéré

III-1-3-3. Ferrailage section partiellement comprimé

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

σ_s : contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10 ‰
= 348 MPA.

a) Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

b) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

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

d) Armatures de coutures

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

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

Avec : $T = 1.4 LV_u$

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.

e) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

III-1-4. Exigences de R PA 99 révisé 2003

III-1-4-1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux,

Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

III-1-4-2. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

III-1-4-3. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

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

III-1-4-4. Espacement :

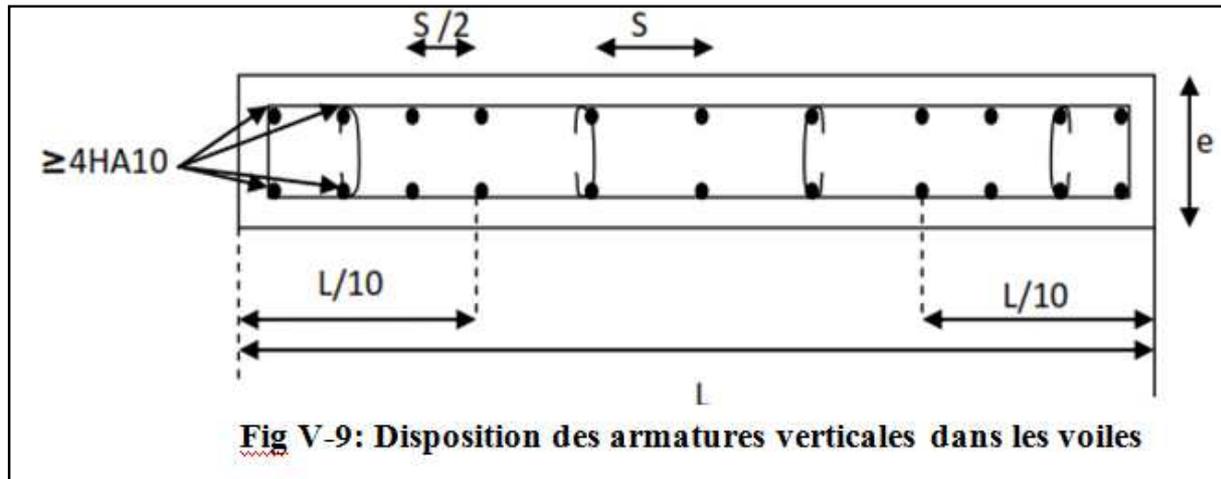
D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).



III-1-5. Vérification :

III-1-5-1. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

a) Selon le RPA99 (version 2003)

$$\text{On vérifie que: } \tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91

$$\text{On vérifie que: } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

III-1-6. Calcul de ferrailage :**➤ Exemple de calcul:**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile qui se trouve au RDC (VL1):

$$L=4.25\text{m} \quad , e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 4168.41 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7686.59 \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ **La section est partiellement comprimée**

❖ Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{4168.41}{4168.41 + 7686.59} \times 4.25$$

$$\text{Donc : } L_c = 1.494 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 4.25 - 1.494 = 2.756 \text{ m}$$

❖ Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$h_e = h_{\text{RDC}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.40 = \mathbf{3.68\text{m}}$$

$$d \leq \min\left(\frac{4.08}{2}; \frac{2}{3} \times 1.652\right) = 0.99\text{m}$$

- bande 1 de longueur $d_1 = 0.99 \text{ m}$ (bande extrême)
- bande 2 de longueur $d_2 = L_t - d_1 = 1.76 \text{ m}$ (bande centrale)

Détermination de N :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(2.756 - 0.99)4168.41}{2.756} = \mathbf{2671.04 \text{KN} / \text{m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{4168.41 + 2671.04}{2} \times 0.99 \times 0.20 = \mathbf{677.10 \text{KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2671.04}{2} \times 1.76 \times 0.20 = \mathbf{470.10 \text{KN}}$$

Calcul des armatures :*** Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{677.10 \times 10}{348} = 19.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{470.10 \times 10}{348} = 13.50 \text{ cm}^2$$

*** Armatures minimales:**

$$A_{\min} \geq \max \left(0.2\%B ; B \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ [cm}^2 \text{]}$$

$$\text{Tel que : } B = d \times e = \begin{cases} 1980 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_1 = 99 \text{ cm.} \\ 3520 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_2 = 176 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$A_{1\min} \geq \max (4.40 ; 11.55) \text{ cm}^2 = 11.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max (7.8 ; 20.47) \text{ cm}^2 = 20.47 \text{ cm}^2$$

*** Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{811.83 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 31.25 \text{ cm}^2$$

Les armatures adoptées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.45 + \frac{31.25}{4} = 27.26 \text{ cm}^2 / \text{bande .}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 13.50 + \frac{31.25}{4} = 21.31 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

*** Le ferrailage adopté :**

$$A_1 = 2 \times 8 \text{ HA16} = 32.16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2 \times 6 \text{ HA16} = 24.12 \text{ cm}^2$$

*** Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{72.83}{4} = 18.09 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA: $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 25 \times 380 = 14.25 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 18.09 \text{ cm}^2$.

Soit : $6 \text{ HA20} = 18.84 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur ; avec } S_H = 10 \text{ cm.}$

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte **4HA8 = 2.01 cm² /1m (e=25cm).**

➤ **Les vérifications**

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$S_h = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

 **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{811.83 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4250} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 811.83 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4250} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\tau}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1448.13 \times 10^3}{200 \times 4250 + 15 \times 72 \cdot 83 \times 10^2} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Remarque :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Ferraillage des Voiles VL1 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	H poutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		4,25	4,30	4,35
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,85	0,86	0,87
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,68	2,66	2,66
Sollicitation de calcul	T(KN)		811,830	636,780	429,150
	N _{ser} (KN)		3843,30	1806,61	572,88
	Vu (KN)		1136,562	891,492	600,810
	σ_{max} (KN/m ²)		4168,410	1639,860	819,290
	σ_{min} (KN/m ²)		7686,590	3613,220	1145,750
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,49	1,34	1,81
	L _t		2,76	2,96	2,54
	d		1,00	0,89	1,21
	d _{adopté}		1,00	0,89	1,21
	d2 = L _t - d _{adopté}		1,76	2,06	1,33
	σ_1		4907,650	2519,980	599,557
	N ₁		1254,70	548,85	211,03
N ₂		863,44	519,81	79,58	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		31,37	13,72	5,28
	A _{v2} /bande (cm ²)		21,59	13,00	1,99
	A _{vj} (cm ²)		31,26	24,52	16,52
	A'v1/bande/nappe		39,18	19,85	9,41
	A'v2/bande/nappe		29,40	19,12	6,12
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		10,46	9,40	12,70
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		50,26	24,62	18,1
	A'v2 adopté (cm ²)		32,16	24,62	18,1
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x8HA20	2x8HA14	2x8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x8HA16	2x8HA14	2x8HA12
	ST		30	30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		12,75	12,90	13,05
	AH adopté (cm ²)		13,56	13,56	13,56
	choix de la section		2×6HA12	2×6HA12	2×6HA12
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{r}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,486	1,152	0,767
	3,26 Mpa	T_u	1,061	0,823	0,548
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4,153	2,014	0,639

Ferraillage des Voiles VL2:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	1,62	1,62	1,62
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,324	0,324	0,324
	He	4,080	3,060	3,060
	h	3,68	2,66	2,66
Solllicitation de calcul	T(KN)	209,100	123,850	82,600
	N _{ser} (KN)	2142,38	1162,53	733,13
	Vu (kN)	292,740	173,390	115,640
	σ_{\max} (KN/m ²)	1054,200	854,080	1325,330
	σ_{\min} (KN/m ²)	4284,750	2325,060	1466,260
	σ_s (KN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,32	0,44	0,77
	L _t	1,30	1,18	0,85
	d	0,21	0,29	0,51
	d _{adopté}	0,21	0,29	0,43
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	1,09	0,89	0,43
	σ_1	3581,950	1755,673	733,130
	N ₁	167,76	118,40	93,57

	N₂		389,31	157,07	31,19
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		4,19	2,96	2,34
	A_{v2}/bande (cm²)		9,73	3,93	0,78
	A_{vj} (cm²)		8,05	4,77	3,18
	A'v1/bande/nappe		6,21	4,15	3,13
	A'v2/bande/nappe		11,75	5,12	1,57
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		2,24	3,05	5,38
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		9,04	9,04	9,04
	A'v2 adopté (cm²)		13,56	13,56	13,56
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Bande 2	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		4,86	4,86	4,86
	AH adopté (cm²)		6,28	6,28	6,28
	choix de la section		2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m²		
Vérification des constructions	f_b = 5MPa	τ_b	1,004	0,595	0,397
	3,26 Mpa	T_u	0,717	0,425	0,283
	σ_{bc} = 15MPa	σ_{bc}	6,222	3,438	2,168

Ferrailage des Voiles VT1:

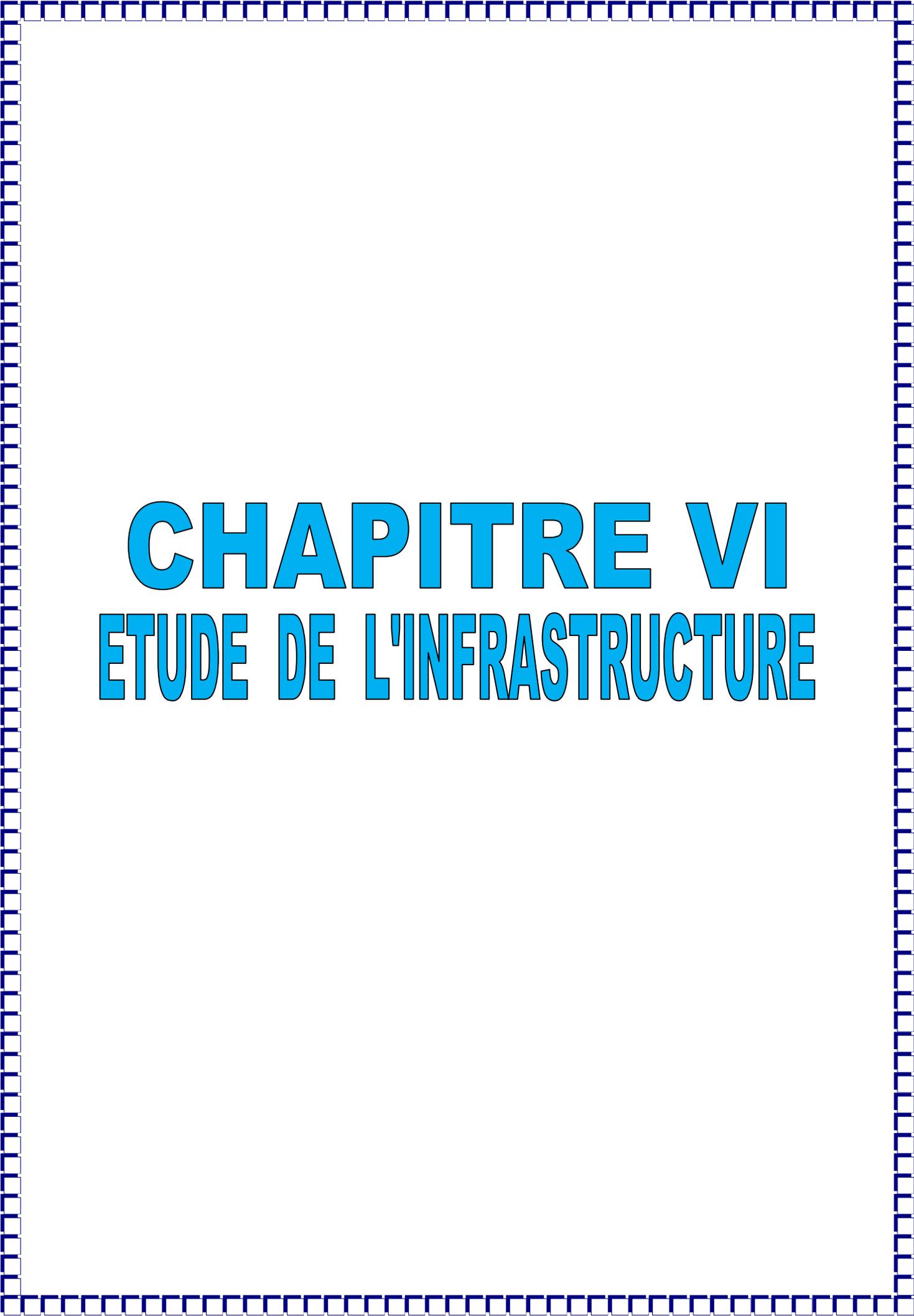
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		3,85	3,90	3,95
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,77	0,78	0,79
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T(KN)		778,140	503,310	321,900
	N _{ser} (KN)		2648,42	2021,75	2455,31
	Vu (KN)		1089,396	704,634	450,660
	σ _{max} (KN/m ²)		2624,970	1859,220	2502,740
	σ _{min} (KN/m ²)		6388,870	3471,890	2598,190
	σ _s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,12	1,36	1,94
	L _t		2,73	2,54	2,01
	d		0,75	0,91	1,29
	d _{adopté}		0,75	0,91	1,01
	d2 = L _t - d _{adopté}		1,98	1,63	1,01
	σ ₁		4638,890	2232,410	1299,095
	N ₁		824,27	517,24	392,06
	N ₂		919,13	364,58	130,69
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		20,61	12,93	9,80
	A _{v2} /bande (cm ²)		22,98	9,11	3,27
	A _{vj} (cm ²)		29,96	19,38	12,39
	A'v1/bande/nappe		28,10	17,78	12,90
	A'v2/bande/nappe		30,47	13,96	6,37
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		7,85	9,52	13,57
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		32,16	24,62	18,1
	A'v2 adopté (cm ²)		32,16	18,1	18,1
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2×8HA16	2×8HA14	2×8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2×8HA16	2×8HA12	2×8HA12
	ST		30	30	30
	Espacement	Bande 1	10	10	10

	(cm)	Bande 2	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		11,55	11,70	11,85
	AH adopté (cm ²)		13,56	13,56	13,56
	choix de la section		2×6HA12	2×6HA12	2×6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m ²		
Vérification des constructions	$\bar{r}_b = 5\text{MPa}$	T_b	1,572	1,004	0,634
	3,26 MPa	T_u	1,123	0,717	0,453
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,237	2,475	3,005

Ferraillage des Voiles VT2:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	1,75	1,75	1,75
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,35	0,35	0,35
	He	4,080	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71
Solllicitation de calcul	T(KN)	106,510	94,470	67,530
	N _{ser} (KN)	2648,42	2010,75	2455,31
	Vu (KN)	149,114	132,258	94,542
	σ_{max} (KN/m ²)	2836,770	4521,470	5939,650
	σ_{min} (KN/m ²)	5296,830	4021,490	4910,620
	σ_s (KN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,61	0,93	0,96
	L _t	1,14	0,82	0,79
	d	0,41	0,62	0,64
	d _{adopté}	0,41	0,41	0,40
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,73	0,41	0,40
	σ_1	3405,650	2010,745	2455,310
	N ₁	354,10	248,46	291,70
N ₂	249,55	82,82	97,23	

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		8,85	6,21	7,29
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		6,24	2,07	2,43
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		4,10	3,64	2,60
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		9,88	7,12	7,94
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		7,26	2,98	3,08
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		4,27	6,48	6,71
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	$A'v1 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		18,1	18,1	18,1
	$A'v2 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		13,56	13,56	13,56
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5,25	5,25	5,25
	AH adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m ²		
Vérification des constructions	$\bar{f}_c = 5\text{MPa}$	τ_b	0,473	0,420	0,300
	3,26 MPa	T_u	0,338	0,300	0,214
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	7,022	5,452	6,510



CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

I. Les fondations :

I-1. Définition des fondations :

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).

I-2. Les types des fondations :

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

I-2-1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

I-2-2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ; les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

I-3. Choix et type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- L'économie.
- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques

- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif

L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible du sol égale à 2 bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m³ de ciment.

II. Dimensionnement :

II-1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

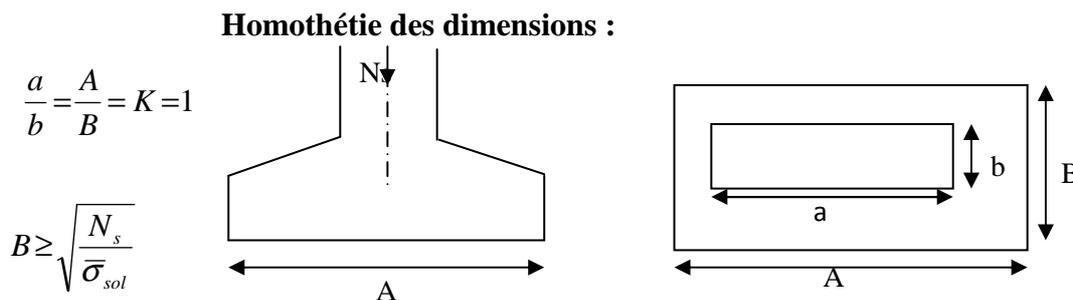


Fig-VI-1. Dimensions d'une fondation

Exemple de calcul:

$$N_s = 1145.06 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1145.06}{200}} = 2.39 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3.00 \text{ m}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

II-2. Semelles filantes :

II-2-1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants

➤ **Sens longitudinal :**

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	1024	4.70	1.09	1.09x 4.70
V _{L2}	217.58	1.62	0.67	0.67 x 1.62
Somme				6.20

Tableau-VI-1. Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

➤ **Sens transversal :**

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1}	1024.00	4.30	1.19	1.19x4.30
V _{T2}	475.80	1.75	1.36	1.36x 1.75
Somme				7.49

Tableau-VI-2. Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.

La surface de la semelle sous voiles est :

$$S = \sum S_i = 13.39 \text{ m}^2$$

II-2-2. Semelles filantes sous poteaux :**II-2-2-1. Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

II-2-2-2. Etapes de calcul :

- **Détermination de la résultante des charges :**

$$R = \sum N_i$$

- **Détermination de coordonnée de la résultante R :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- **Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :**

$$e \leq \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e \geq \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

II-2-2-3. Exemple de calcul :

- Charges transmises par le portique :

Story	$N_s=G+Q(kn)$	$e_i(m)$	$N_s \cdot e_i(KN.m)$	$M_i(KN.m)$
A	645.12	1.43	922.52	1.855
B	1145.06	0.95	1087.807	1.269
C	879.27	-4.26	-3745.69	-5.687
D	879.27	4.26	3745.69	5.688
E	1145.07	0.95	1087.81	1.27
F	645.03	1.43	922.39	1.855
Σ	5338.82		4020.52	6.25

Tableau-VI-3. Détermination de la résultante des charges.

- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$\Sigma N_s = 5338.82kn$$

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\Sigma (N_s \cdot e_i) + \Sigma M_i}{\Sigma N_s} \Rightarrow e = 0.75 \text{ m}$$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.75m < \frac{L}{6} = \frac{23.60}{6} = 3.93m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5338.82}{23.60} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.75}{23.60}\right) = 183.08KN / m$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5338.82}{23.60} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.75}{23.60}\right) = 269.35KN / m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5338.82}{23.60} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.75}{23.60}\right) = 247.78KN / m$$

Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{247.78}{200} = 1.23 \text{ m} \quad \mathbf{B=1.80 \text{ m}}$$

$$S = B \times L = 1.80 \times 23.60 = 42.48 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S = 42.48 \text{ m}^2}$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $\mathbf{S_p = S \times n}$

\mathbf{n} : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale de la semelle sous poteaux :

$$\mathbf{S_p = 42.48 \times 6 = 254.88 \text{ m}^2}$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$\mathbf{S_t = S_p + S_v = 254.88 + 13.39 = 268.27 \text{ m}^2}$$

La surface totale de la structure :

$$\mathbf{S_{bat} = 23.60 \times 17.70 = 417.72 \text{ m}^2}$$

Remarque :

$$\mathbf{S_{bat} = 417.72 \text{ m}^2}$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_T}{S_{Batiment}} = \frac{268.27}{417.72} = 0.64 \Rightarrow 64\%$$

⇒ La surface totale des semelles représente 64 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

III. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

III-1. Pré-dimensionnement du radier :

III-1-1. Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier;

E : Module de déformation longitudinale différée :

$$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

b : largeur du radier présentant une bande de 1 m.

L_{max} : Portée maximale (L_{max} = 4.70m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.70}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.96 \text{ m}$$

On opte pour h = 100 cm.

III-1-2. Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad (\text{Avec un minimum de 25cm}).$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } h_d = 25 \text{ cm.}$$

III-1-3. Nervure (poutre) :➤ **Sous voile :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4.70 \text{ m} ; 0.59 \text{ m} \leq h \leq 0.94 \text{ m}$$

On prend : $h_n = 90 \text{ cm}$

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 50 \text{ cm.}$$

➤ **la largeur de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad \longrightarrow \quad 36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : $b_n = 60 \text{ cm}$

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 50 \text{ cm.}$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

 $h_n = 90 \text{ cm}$ Nervure **$h_d = 25 \text{ cm}$ Dalle** **$b = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure****III-2. Détermination des efforts :**Sachant que $S_{\text{bat}} = 417.72 \text{ m}^2$

Les charges dues à la superstructure sont :

- **Charge permanente :** $G_{\text{bat}} = 28912.76 \text{ KN.}$
- **Surcharge d'exploitation :** $Q_{\text{bat}} = 4722.92 \text{ KN.}$

$$\text{ELU : } N_U = 1.35G + 1.5Q = 59777.89 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_S = G + Q = 33635.68 \text{ KN}$$

III-3. Calcul de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU: } S_{néc}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{59777.89}{1.33 \times 200} = 229.72 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{néc}^{ELS} \geq \frac{N_S}{\sigma_{SOL}} = \frac{33635.68}{200} = 168.17 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(S_{néc}^{ELU} ; S_{néc}^{ELS}) = 229.72 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 417.72 \text{ m}^2 > S_{rad} = 229.72 \text{ m}^2$$

Remarque :

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 impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\right) = 45 \text{ cm}; \quad \text{Soit : } L_{déb} = 50 \text{ cm.}$$

➤ Donc la surface totale du radier :

$$S_{déb} = P \times L_{déb} + 4 \times L_{déb}^2 = 337.5 \times 0.50 + 4 \times (0.50)^2 = 169.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc la surface totale du radier est : } S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 417.72 + 169.75 = 587.47 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 587.47 \text{ m}^2$$

III-4. Calcul des sollicitations à la base du radier :

III-4-1. Charges permanentes :

$$\text{Poids du bâtiment : } P = 29857.35 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de radier :}$$

$P =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

$$\text{Poids de la dalle :}$$

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 587.47 \times 0.25 \times 25 = 3671.68 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum(L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{nerv} = 0.60 \times (0.9 - 0.25) \times 5752.5 = 2243.47 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \sum(Lx.n + Ly \times m) = 0.6 \times 230.1 = 138.06 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (587.47 - 138.06) \times 0.65 \times 17 = 4965.98 \text{ KN}$$

 **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \cdot e_{pdalle\ flottante} \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle\ flottante} = 587.47 \times 0.15 \times 25 = 2203.01 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = 3671.68 + 2243.47 + 4965.98 + 2203.01 = 13084.14 \text{ KN.}$$

- Charge permanente de bâtiment : $G = 28912.76 \text{ KN.}$
- Charge permanente du radier : $G = 13084.14 \text{ KN.}$

III-4-2. Surcharges d'exploitations :

- Surcharge de bâtiment : $Q = 4722.92 \text{ KN.}$
- Surcharge du radier : $Q = 0.5 \times 587.47 = 293.73 \text{ KN.}$

III-4-3. Poids total de la structure :

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 28912.76 + 13084.14 = 41996.9 \text{ KN.}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 4722.92 + 293.73 = 5016.65 \text{ KN.}$$

III-4-4. Combinaison d'actions :

- A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 41996.9 + 1.5 \times 5016.65 = 64220.79 \text{ KN.}$$

- A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 41996.9 + 5016.65 = 47013.55 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } N_U = 64220.79 \text{ KN.}$$

$$N_S = 47013.55 \text{ KN.}$$

III-5. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{➤ A l'ELU: } S_{néc}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{64220.79}{1.33 \times 200} = 241.43 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ A l'ELS: } S_{néc}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{47013.55}{200} = 235.06 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 587.47 > \max(S_{néc}^{ELU}; S_{néc}^{ELS}) = 241.43 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-1. Vérifications :**III-5-1-1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.9 h_d = 0.9 \times 250 = 225 \text{ mm}$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{64220.79 \times 1}{587.47} \times \frac{4.70}{2} = 256.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{256.89 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-5-1-2. Vérification de la stabilité du radier :**a) Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 587.47 \times 10 \times 0.9 = 7930.84 \text{ KN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **$\alpha = 1.5$**

γ_w : Poids volumique de l'eau (**$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$**)

Z : profondeur de l'infrastructure (**$h = 0.9 \text{ m}$**),

$$P = 13084.14 \text{ KN} > 7930.84 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 10.17m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8.92m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_{xx} + S_i (X_i - X_G)^2] = 68251.67m^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_{yy} + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 16541.53 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

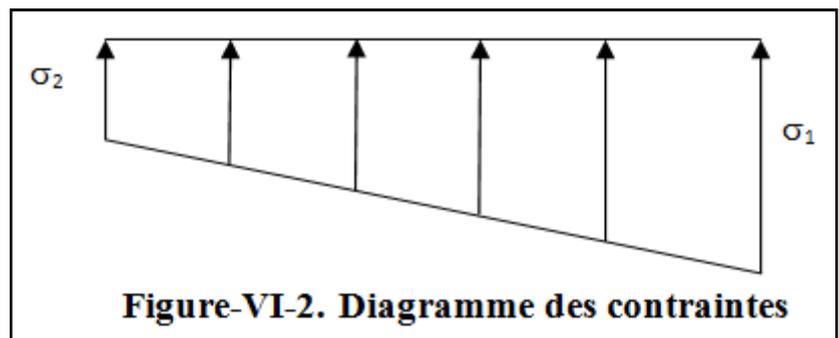
Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

E L U : $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$

E L S : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$



$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 0.266 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$

d) Calcul des moments :

$$M_x = 36630.67 + (1970.47 \times 1) = \mathbf{38601.14 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 35379.72 + (2067.57 \times 1) = \mathbf{37447.29 \text{ KN.m}}$$

➤ Sens longitudinal :

A l'ELU: $M_x=38601.14 \text{ KN.m}$, $N_u = 64220.79 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{64220.79}{229.72} + \frac{38601.14}{16541.53} \times 10.17 = 0.133 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{64220.79}{229.72} - \frac{38601.14}{16541.53} \times 10.17 = 0.039 \text{ MPa}$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0.133) + 0.039}{4} = 0.109 \text{ MPa} \leq 1.33 \times \sigma_{sol} = 0.266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \mathbf{0.109 \text{ MPa}} < 1.33 \times \sigma_{sol} = \mathbf{0.266 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS: $M_x=38601.14 \text{ KN.m}$, $N_s = 47013.55 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47013.55}{229.72} + \frac{38601.14}{16541.53} \times 10.17 = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47013.55}{229.72} - \frac{38601.14}{16541.53} \times 10.17 = 0.056 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0.103) + 0.056}{4} = 0.091 \text{ MPa}; \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \mathbf{0.091 \text{ MPa}} < \sigma_{sol} = \mathbf{0.2 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

A l'ELU: $M_y=37447.29 \text{ KN.m}$, $N_u = 64220.79 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{64220.79}{229.72} + \frac{37447.29}{68251.67} \times 8.92 = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{64220.79}{229.72} - \frac{37447.29}{68251.67} \times 8.92 = 0.104 \text{ MPa}$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0.114) + 0.104}{4} = 0.111 \text{ MPa}; 1.33 \times \sigma_{sol} = 0.266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \mathbf{0.111 \text{ MPa}} < 1.33 \times \sigma_{sol} = \mathbf{0.266 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

AP'ELS: $M_y = 37447.29 \text{ KN.m}$, $N_s = 47013.55 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47013.55}{229.72} + \frac{37447.29}{68251.67} \times 8.92 = 0.084 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47013.55}{229.72} - \frac{37447.29}{68251.67} \times 8.92 = 0.075 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0.084) + 0.075}{4} = 0.081 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$\sigma_m = 0.081 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	
X-X	0.133	0.039	0.109	0.103	0.056	0.091	vérifiée
Y-Y	0.114	0.104	0.111	0.084	0.075	0.081	vérifiée

Tableau-VI-4. Vérification des contraintes

III-6. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

III-6-1. Ferrailage du panneau encastres sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}; \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les **tables de PIGEAUD**.

➤ **Identification du panneau le plus sollicité :**

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.

Avec :

$$\text{❖ A l'ELU : } \sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(0.109; 0.111) = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\text{❖ A l'ELS : } \sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(0.091; 0.081) = 0.091 \text{ MPa}$$

D'où:

$$\text{❖ E.L.U : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 111 - \frac{13084.14}{229.72} = 88.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{❖ E.L.S : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 91 - \frac{13084.14}{229.72} = 68.72 \text{ KN/m}^2$$

III-6-2. Ferrailage de la dalle :**III-6-2-1. Identification du panneau le plus sollicité :**

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 4.30m \\ l_y = 4.70m \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.30}{4.70} = 0.91$$

$$0.4 \leq \rho = 0.91 \leq 1$$

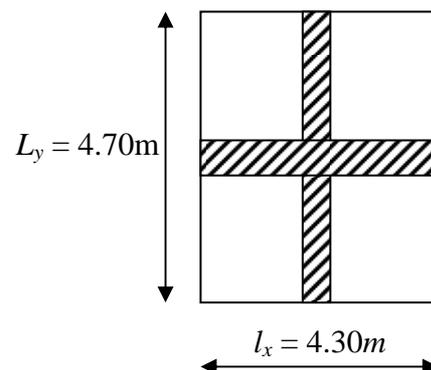
La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

➤ **Calcul des sollicitations:**

$$\text{On a : } \rho = 0.91$$

A l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$



A l'ELS :

$$\mu_x = 0.0519$$

$$\mu_y = 0.861$$

➤ Moments fléchissant :

$$\text{Suivant (x-x)} : M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\text{Suivant (y-y)} : M_y = \mu_y \times M_x$$

III-6-2-2. Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = 0.0448 \times 88.72 \times (4.30)^2 = 73.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.798 \times 73.49 = 58.64 \text{ KN.m}$$

Remarque :

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.

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 73.49 = 55.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 58.64 = 43.98 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 73.49 = 36.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 58.64 = 29.32 \text{ KN.m}$$

III-6-2-3. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : b = 100 cm ; h = 25 cm .

➤ Sections minimales :

Sens (I_x) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec : Pour HA FeE400 : } \omega_0 = 0.8\text{‰}$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 25 \times \left(\frac{3 - 0.91}{2} \right) = 2.09 \text{ cm}^2$$

Sens (I_y) :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \quad \Rightarrow \quad A_y^{\min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{36.74 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.972$$

$$A_x^a = \frac{36.74 \times 10^6}{0.972 \times 220 \times 348} = 4.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm < min {3h ; 33 cm} \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{29.32 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.979$$

$$A_y^a = \frac{29.32 \times 10^6}{0.979 \times 220 \times 348} = 3.91 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25cm < min {3h ; 45 cm} \Rightarrow **Condition Vérifiée.**

➤ **Ferraillage en travées :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{55.11 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.080 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.958$$

$$A_x^t = \frac{55.11 \times 10^6}{0.958 \times 220 \times 348} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 6HA14 = 9.23 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20 cm < min { 3 h ; 33 cm } \Rightarrow **Condition Vérifiée.**

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{43.98 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_y^t = \frac{43.98 \times 10^6}{0.967 \times 220 \times 348} = 5.94 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20 cm < min { 4 h ; 45 cm } \Rightarrow **Condition Vérifiée.**

Tableau récapitulatif :

Sens		M_u (KN.m)	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	A_s	S_t	
X-X	ELU	Appuis	36.74	0.054	0.392	SSA	0.972	4.93	2.09	4HA14	6.15	25
		Travée	55.11	0.080		SSA	0.979	7.51	2.09	6HA14	9.23	20
Y-Y	ELU	Appuis	29.32	0.042		SSA	0.958	3.91	2	4HA12	4.52	25
		Travée	43.98	0.064		SSA	0.967	5.94	2	6HA12	6.78	20

Tableau-VI-5. Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle

III-7. Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

Sens		A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation	
X-X	ELU	Appuis	6.15	2.09	Condition vérifiée
		Travée	9.23		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	4.52	2	Condition vérifiée
		Travée	6.78		Condition vérifiée

Tableau-VI-6. Vérification de la condition de non fragilité

III-7-1. Vérification à l'ELS :**III-7-1-1. Evaluation des moments fléchissant M_x ; M_y :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0519 \times 68.72 \times (4.30)^2 = 65.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.861 \times 65.94 = 56.77 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 65.94 = 49.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 56.77 = 42.57 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 65.94 = 32.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 56.77 = 28.38 \text{ KN.m}$$

III-7-1-2. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \rightarrow$ Condition Vérifier

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X_x	Appuis	6.15	49.45	0.28	0.916	44.52	399	348	8.96	15	Cv
	Travée	9.23	42.57	0.41	0.901	35.50	232.77	348	6.55	15	Cv
Y_y	Appuis	4.52	32.97	0.20	0.927	53.49	357.66	348	6.68	15	Cv
	travée	6.78	28.38	0.30	0.913	42.47	208.39	348	4.90	15	Cv

Tableau-VI-7. Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

III-8. Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

III-8-1. Sollicitation de calcul :

❖ A l'ELU :

$$P_u = q_u \times 1\text{m} = 88.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-88.72 \times 0.5^2}{2} = -11.09 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELS :

$$P_s = q_s \times 1\text{m} = 68.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-68.72 \times 0.5^2}{2} = -8.59 \text{ KN.m}$$

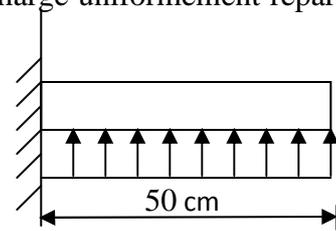


Fig-VI-3. Schéma statique du débord

III-8-2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 22\text{cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad M_u = 11.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.09 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.09 \times 10^6}{0.992 \times 220 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.46 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². Avec un espacement de 25 cm.

III-8-3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 220 \times 2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.65 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 2HA10} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

III-8-4. Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 22} = 0.142$$

$$\rho_1 = 0.142 \rightarrow \beta_1 = 0.937 \rightarrow \alpha_1 = 0.189$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.189}{15(1-0.189)} = 0.015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.59 \times 10^{-3}}{0.937 \times 0.22 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 132.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.015 \times 132.70 = 2.70 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 132.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

III-9. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

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.

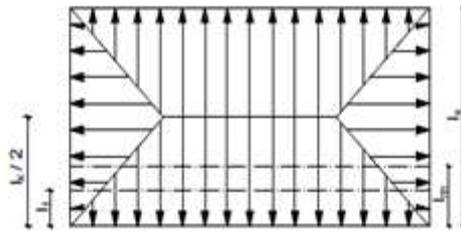


Fig-VI-4. Répartition trapézoïdale.

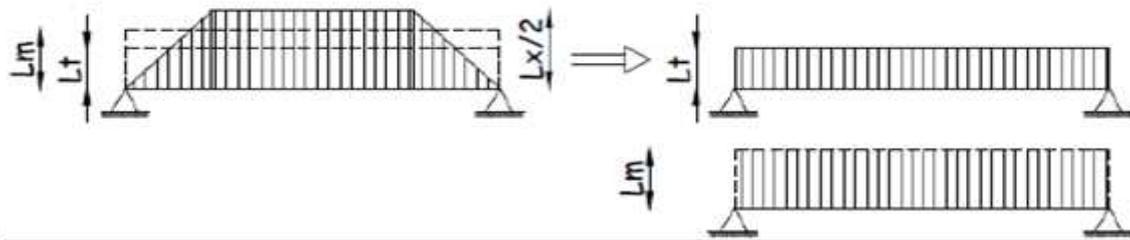


Fig-VI-5. Présentation des chargements simplifiés.

III-9-1. Détermination des sollicitations à L'ELU et L'ELS :

➤ ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = 88.72 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

➤ ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = 68.72 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Remarque

- Le rapport $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- 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 (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$
 - Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$
 - Moment fléchissant : $l_m = 0.360 l_x$
 - Effort tranchant : $l_t = 0.291 l_x$
- } pour une charge trapézoïdale
} pour une charge triangulaire

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- sens x-x

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant			Effort tranchant				
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.548	1.25	88.72	68.72	137.33		106.37		110.9		85.9	
	2	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.548	1.25	88.72	68.72	137.33	274.66	106.37	212.74	110.9	221.8	85.9	171.8
B-C	1	4.00	4.30	0.93	Triangulaire	1.440	1.16	88.72	68.72	127.75		98.95		102.91		79.71	
	2	4.00	4.30	0.93	Triangulaire	1.440	1.16	88.72	68.72	127.75	255.5	98.95	197.9	102.91	205.82	79.71	159.42
C-D	1	2.90	4.30	0.91	Triangulaire	1.044	0.84	88.72	68.72	92.62		71.64		74.52		57.72	
	2	2.90	4.30	0.91	Triangulaire	1.044	0.84	88.72	68.72	92.62	185.24	71.64	143.28	74.52	149.04	57.72	115.44
D-E	1	4.00	4.30	0.93	Triangulaire	1.440	1.16	88.72	68.72	127.75		98.95		102.91		79.71	
	2	4.00	4.30	0.93	Triangulaire	1.440	1.16	88.72	68.72	127.75	255.5	98.95	197.9	102.91	205.82	79.71	159.42
E-F	1	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.548	1.25	88.72	68.72	137.33		106.37		110.9		85.9	
	2	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.548	1.25	88.72	68.72	137.33	274.66	106.37	212.74	110.9	221.8	85.9	171.8

Tableau-VI-8. Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens y-y

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.55	1.25	88.72	68.72	135.51	275.02	106.51	213.03	110.9	221.8	85.9	171.8
	2	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.55	1.25	88.72	68.72	135.51		106.51		110.9		85.9	
B-C	1	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.55	1.25	88.72	68.72	135.51	275.02	106.51	213.03	110.9	221.8	85.9	171.8
	2	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.55	1.25	88.72	68.72	135.51		106.51		110.9		85.9	
C-D	1	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.55	1.25	88.72	68.72	135.51	275.02	106.51	213.03	110.9	221.8	85.9	171.8
	2	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.55	1.25	88.72	68.72	135.51		106.51		110.9		85.9	
D-E	1	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.55	1.25	88.72	68.72	135.51	275.02	106.51	213.03	110.9	221.8	85.9	171.8
	2	4.30	4.70	0.91	Triangulaire	1.55	1.25	88.72	68.72	135.51		106.51		110.9		85.9	

Tableau-VI-9. Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

III-9-2. Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

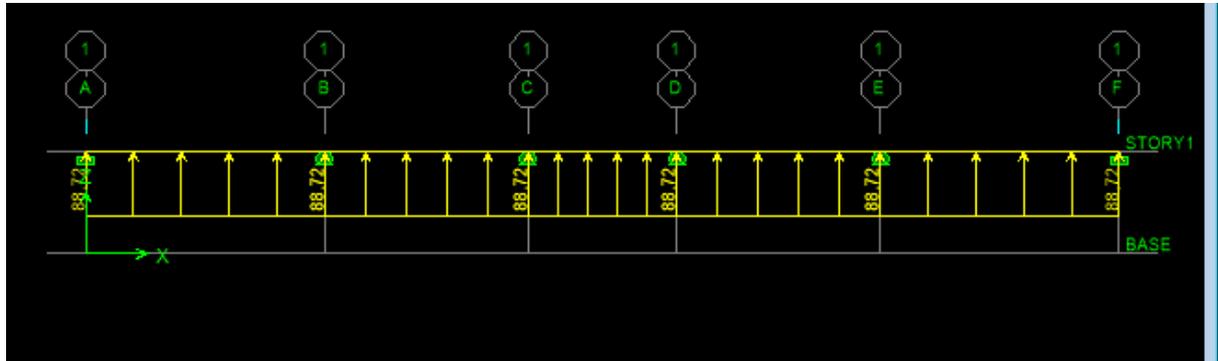


Figure -VI-6. Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

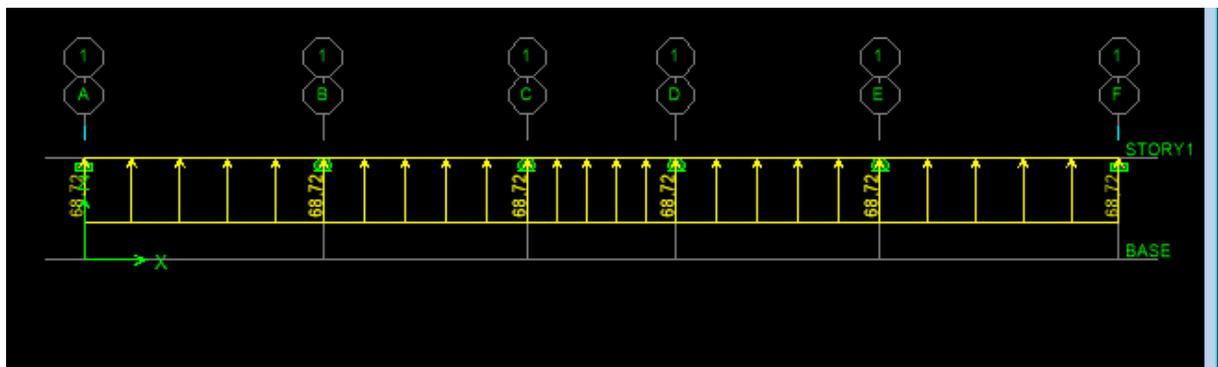


Figure-VI-7. Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

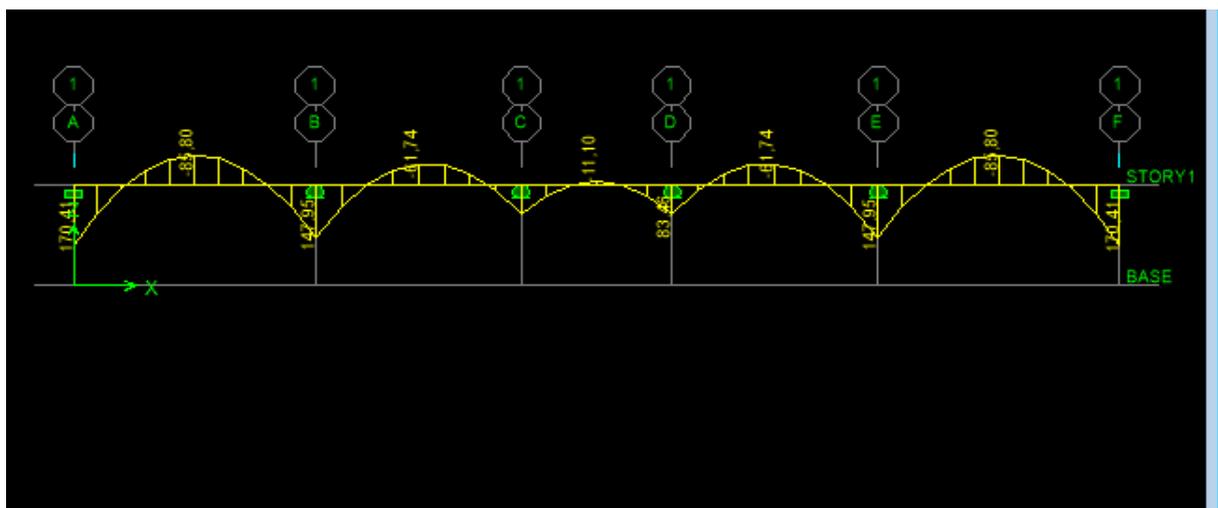


Figure- VI-8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

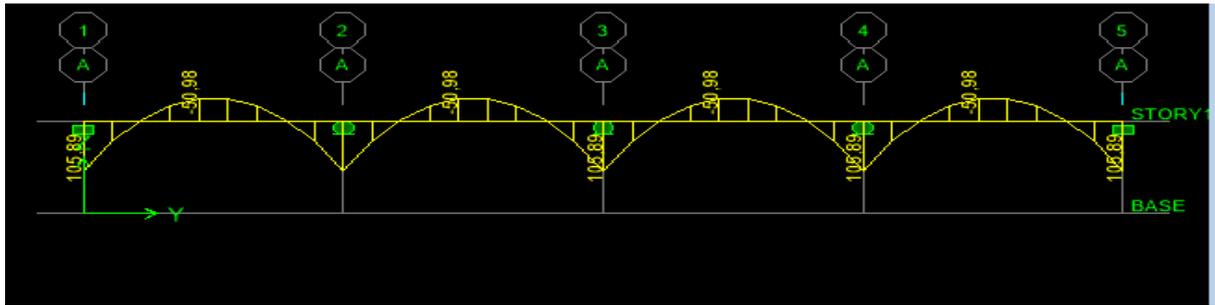


Figure-VI-9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

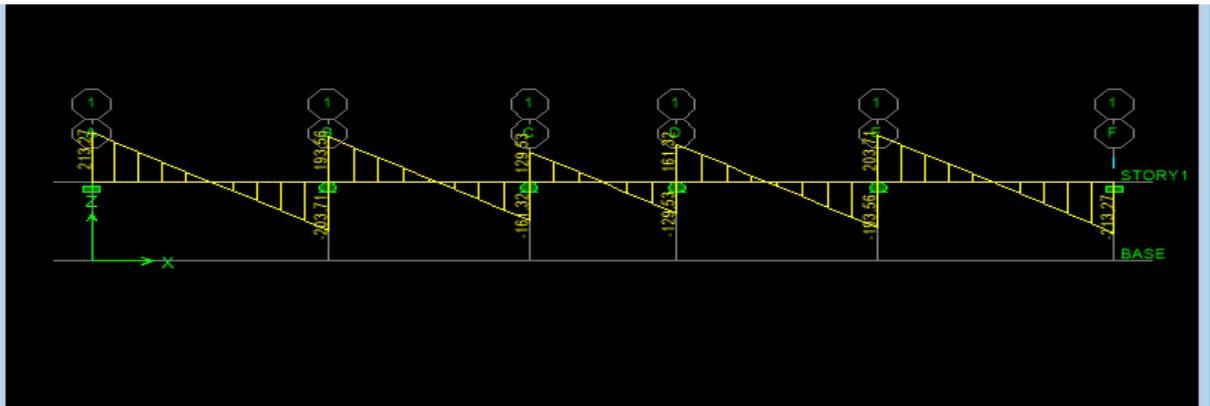


Figure -VI-10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

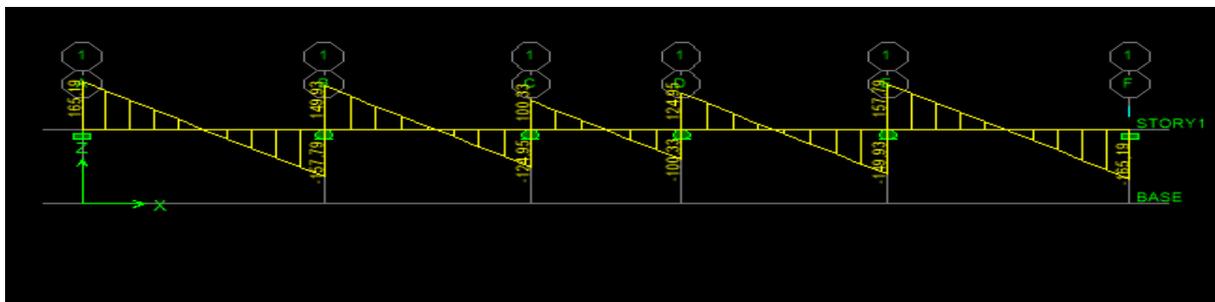


Figure -VI-11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

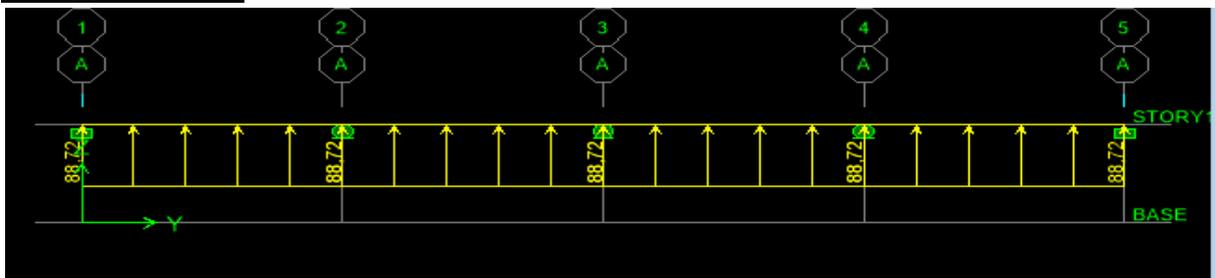


Figure-VI-12. Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

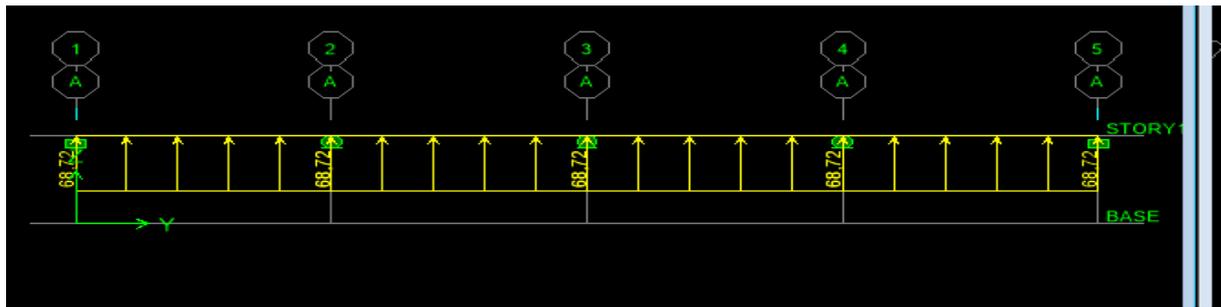


Figure-VI-13. Schéma statique de la nervure EIS (sens transversal).

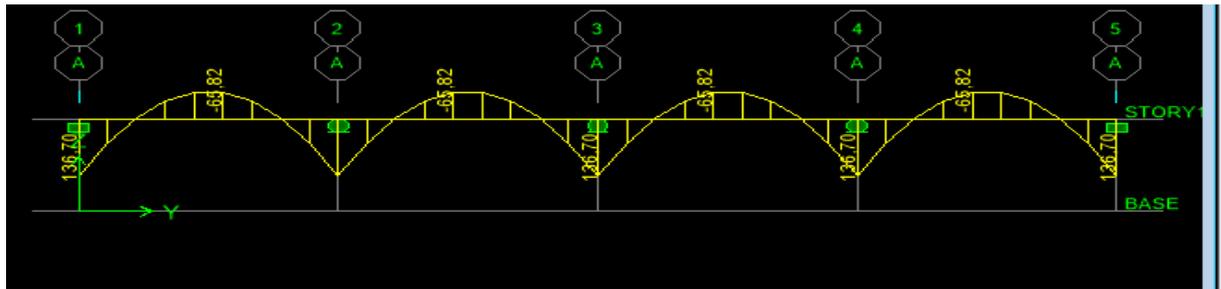


Figure-VI-14. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

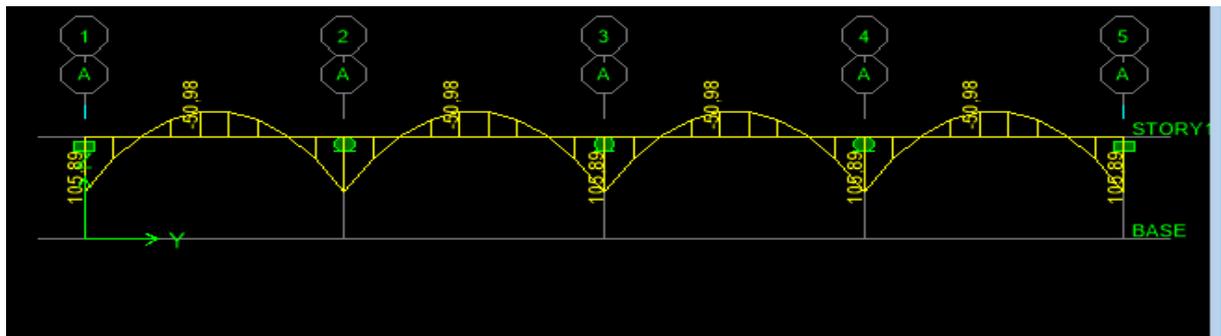


Figure-VI-15. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

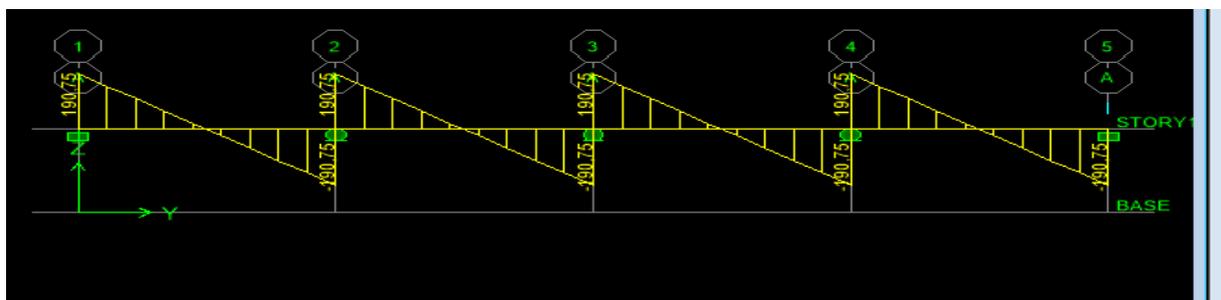


Figure-VI-16. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

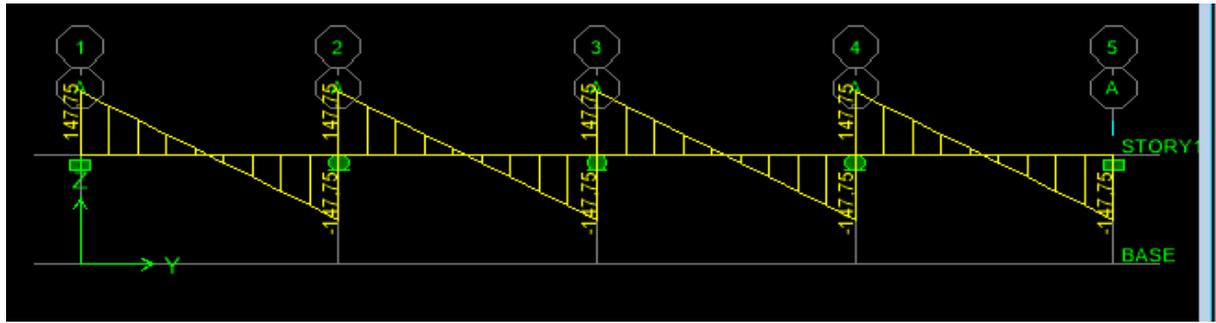


Figure-VI-17. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III-9-3. Calcul du ferrailage des nervures :

$B = 60 \text{ cm}$ $d = 87 \text{ cm}$ $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax} \text{ (KN.m)}$	170.41	105.89	136.70	105.89
$M_{tmax} \text{ (KN.m)}$	85.80	50.98	65.82	50.98
$T_{max} \text{ (KN)}$	213.27	165.19	190.75	147.75

Tableau-VI-10. Les efforts internes dans les nervures.

III-9-3-1. Armatures longitudinales :

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$
xx	Appuis	170.41	0.024	0.988	SSA	5.50	6HA14 = 9.23
	Travée	85.80	0.012	0.994	SSA	2.75	6AH12 = 6.78
yy	Appuis	136.70	0.020	0.990	SSA	4.49	4HA12=4.52
	travée	65.82	0.010	0.995	SSA	2.11	4HA12 = 4.52

Tableau-VI-11. Le ferrailage adopté pour la nervure.

III-9-3-2. Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{\max}}}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\max}} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 1.4 \right\} = \min \{22.5; 16.8\} = 20$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

➤ **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 dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.9 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

III-9-4. Vérification à l'ELU :**III-9-4-1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 87 \times \frac{2.1}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_a = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travées :

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-9-4-2. 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 transversal: $T_u^{\max} = 190.75 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{190.75}{60 \times 87} = 0.36 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 213.27 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{213.27}{60 \times 87} = 0.40 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	9.23	105.89	0.174	0.932	58.53	141.48	348	2.41	15	Cv
	Travée	6.78	50.98	0.132	0.940	68.33	91.94	348	1.34	15	Cv
yy	Appuis	4.52	105.89	0.088	0.950	85.0	283.45	348	3.33	15	Cv
	travée	2.35	50.98	0.046	0.957	101.3	260.55	348	2.57	15	Cv

Tableau-VI-12. Vérification des contraintes à l'ELS.

CONCLUSION GENERALE

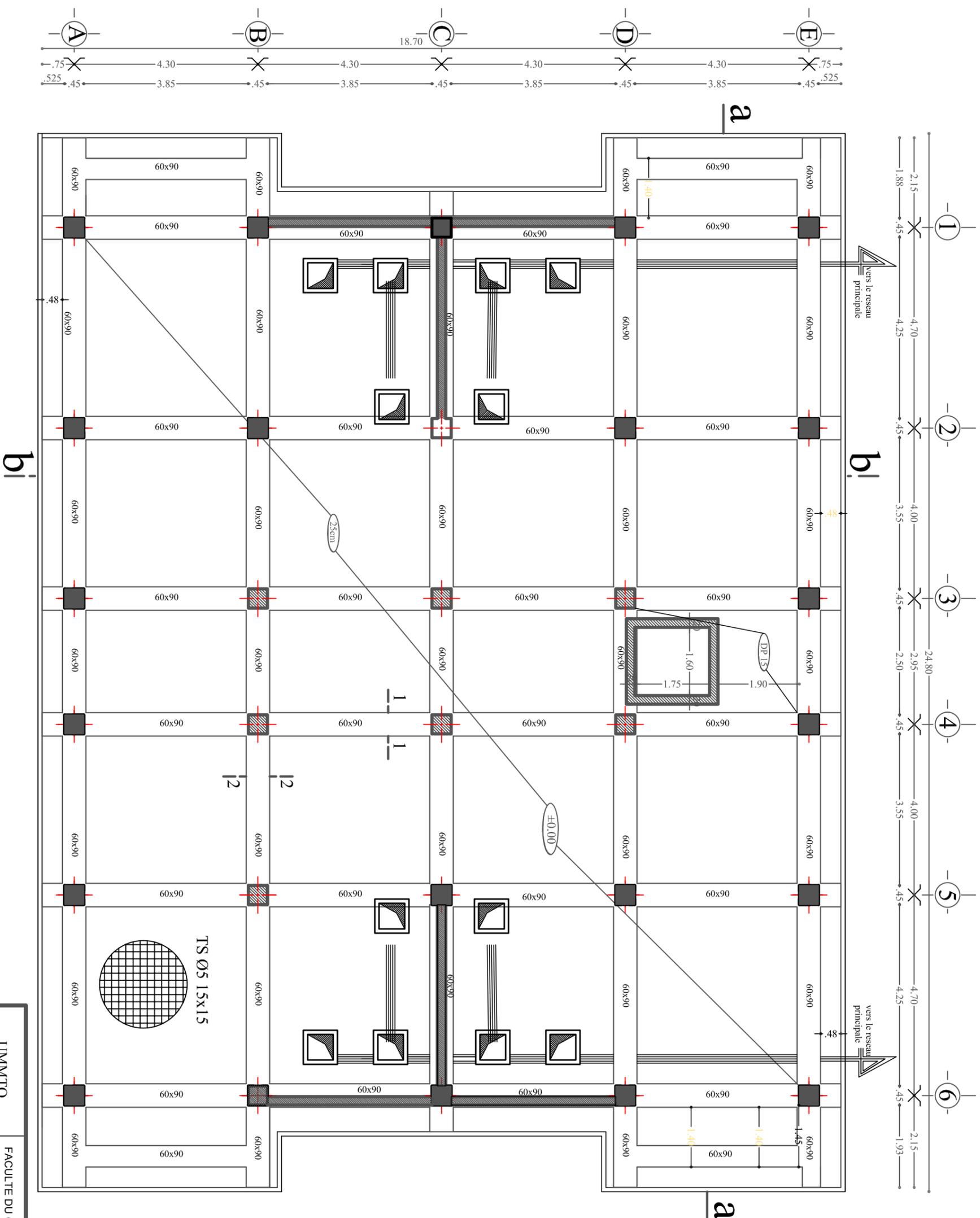
Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises durant l'ensemble des années d'étude, de prendre connaissance des différents règlements en vigueur et de les appliquer sur un cas réel. Cette expérience nous a obligés de mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

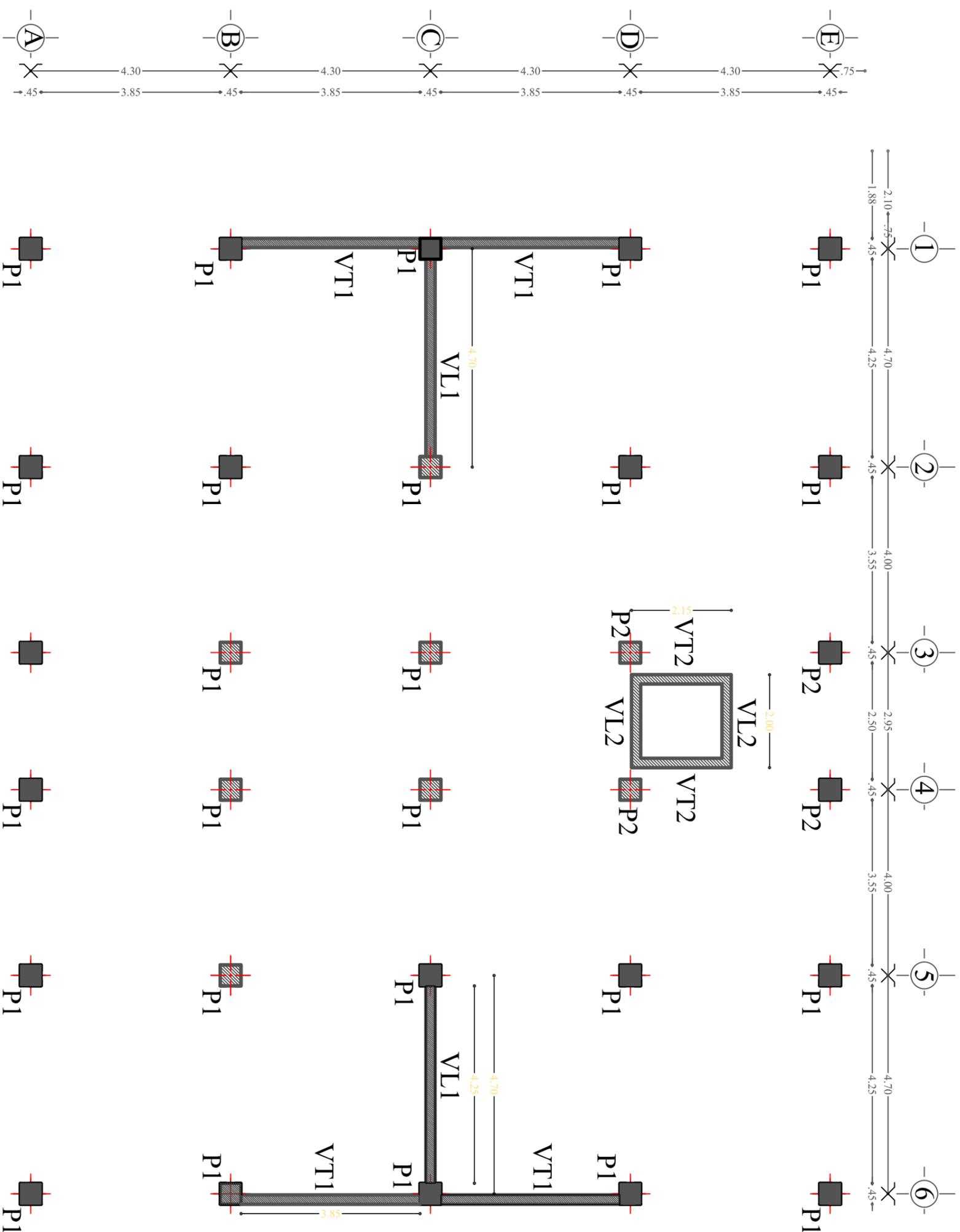
PLANS D'EXECUTION

COFFRAGE RADIER



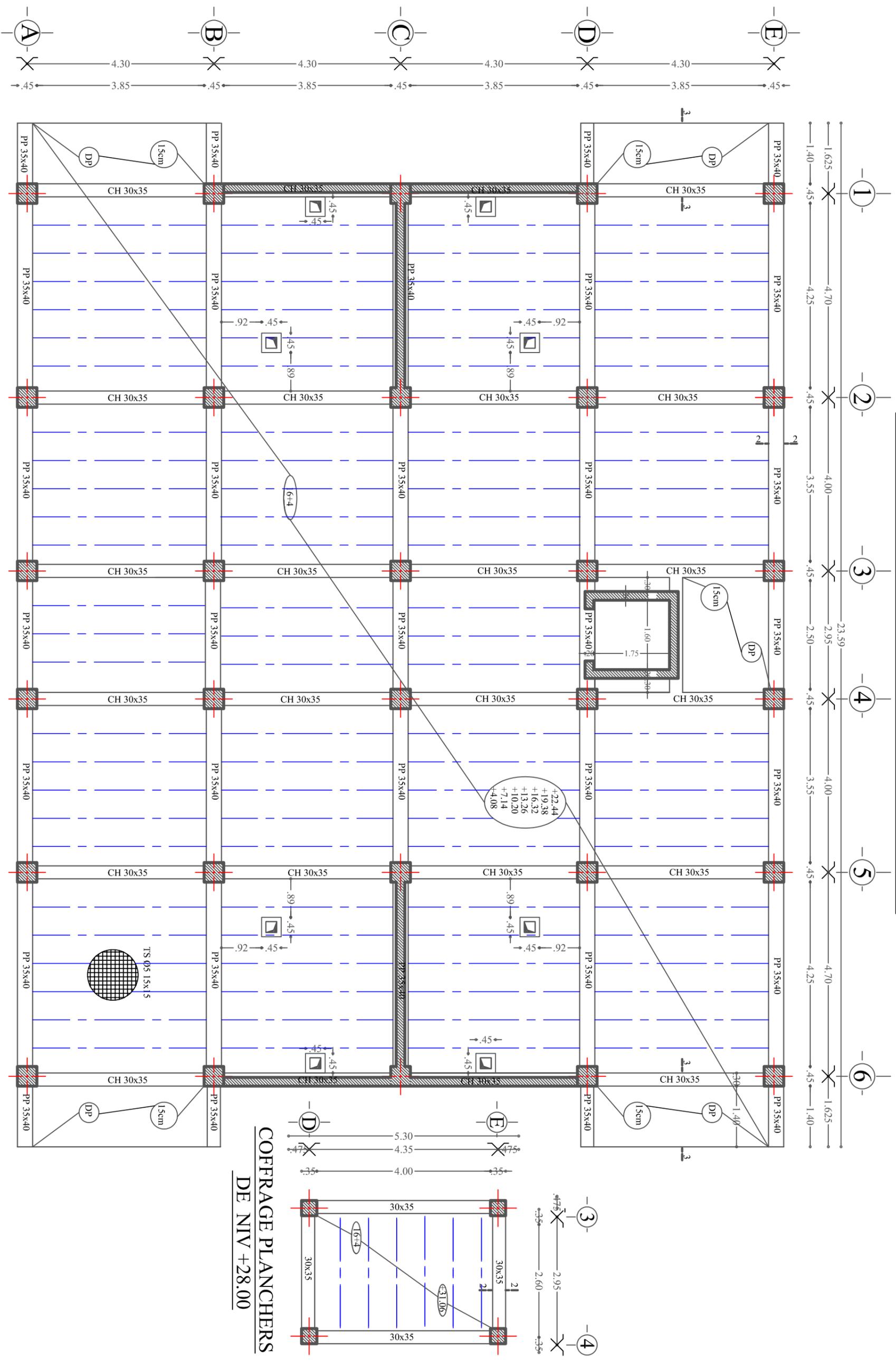
UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
Mme RAIAH DIAMLA	DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
Mme LOUNI ANISSA	
Mme SAIB	
COFFRAGE RADIER	PLAN: 01
	2019

REPERAGE DES POTEAUX ET VOILES



UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Mme RAIHAH DIAMILLA Mme LOUNI ANISSA	REPERAGE DES POTEAUX ET VOILES	
Mme SAIB	PLAN: 02	2019

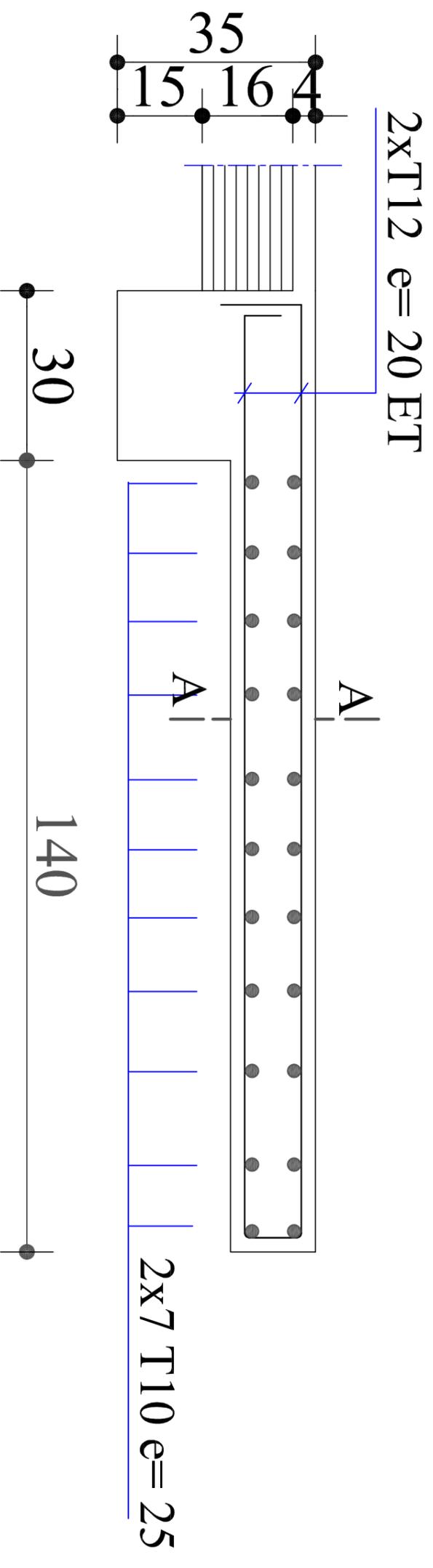
COFFRAGE PLANCHERS DE NIV +25.50



COFFRAGE PLANCHERS DE NIV +28.00

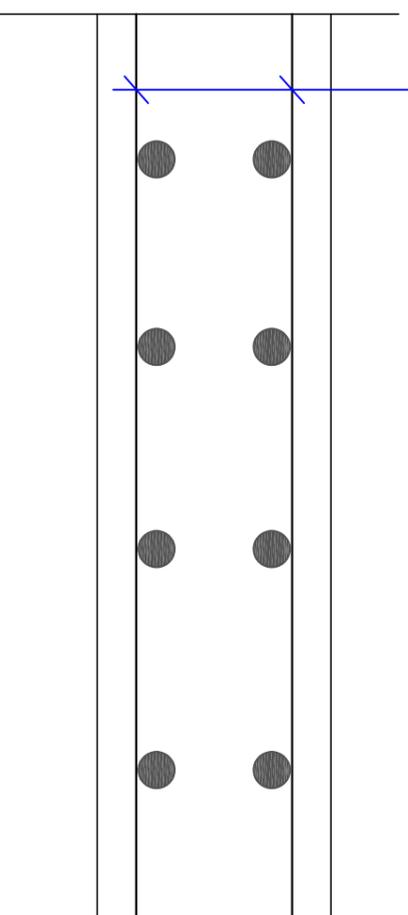
UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
Mme RALIAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	COFFRAGE PLANCHERS DE NIV +25.50 ET NIV +28.00
Mme SAIB	PLAN: 04 2019

ferrailage coupe 1-1



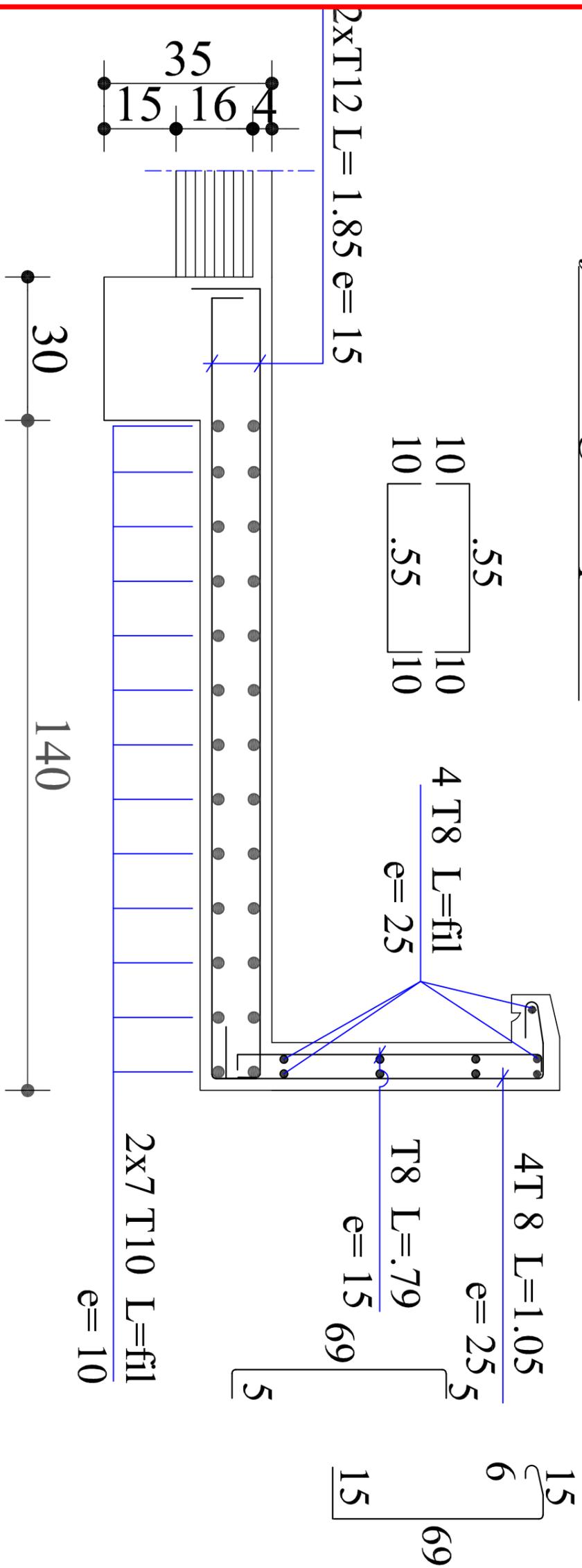
coupe A-A

2x6 T12 e= 17

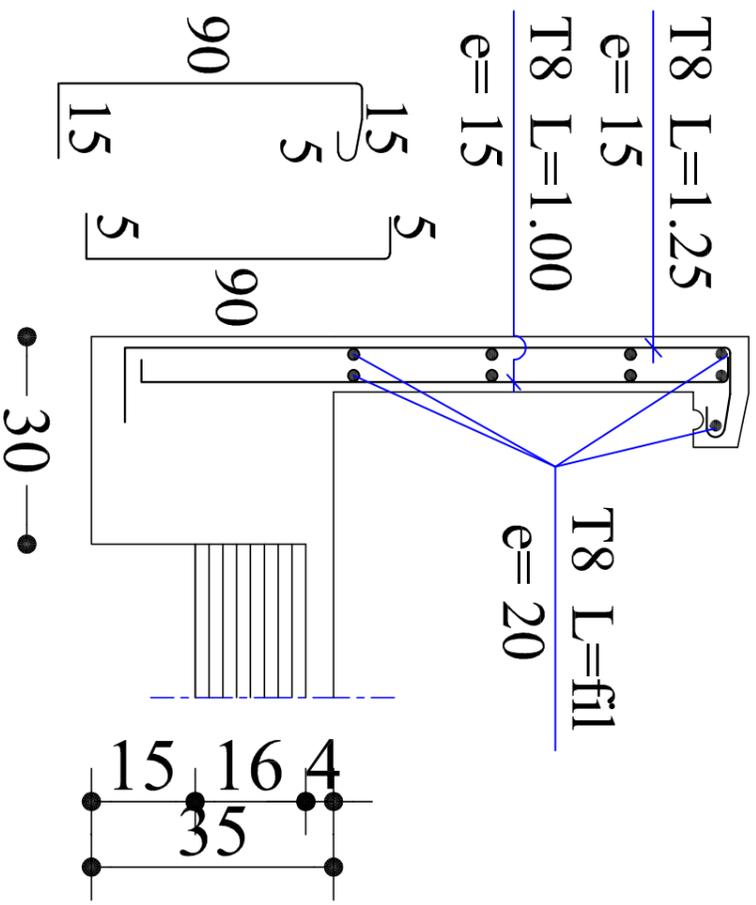


UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Mme RAIAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE BALCON	
Mme SAIB	PLAN: 05	2019

ferrailage coupe 3-3

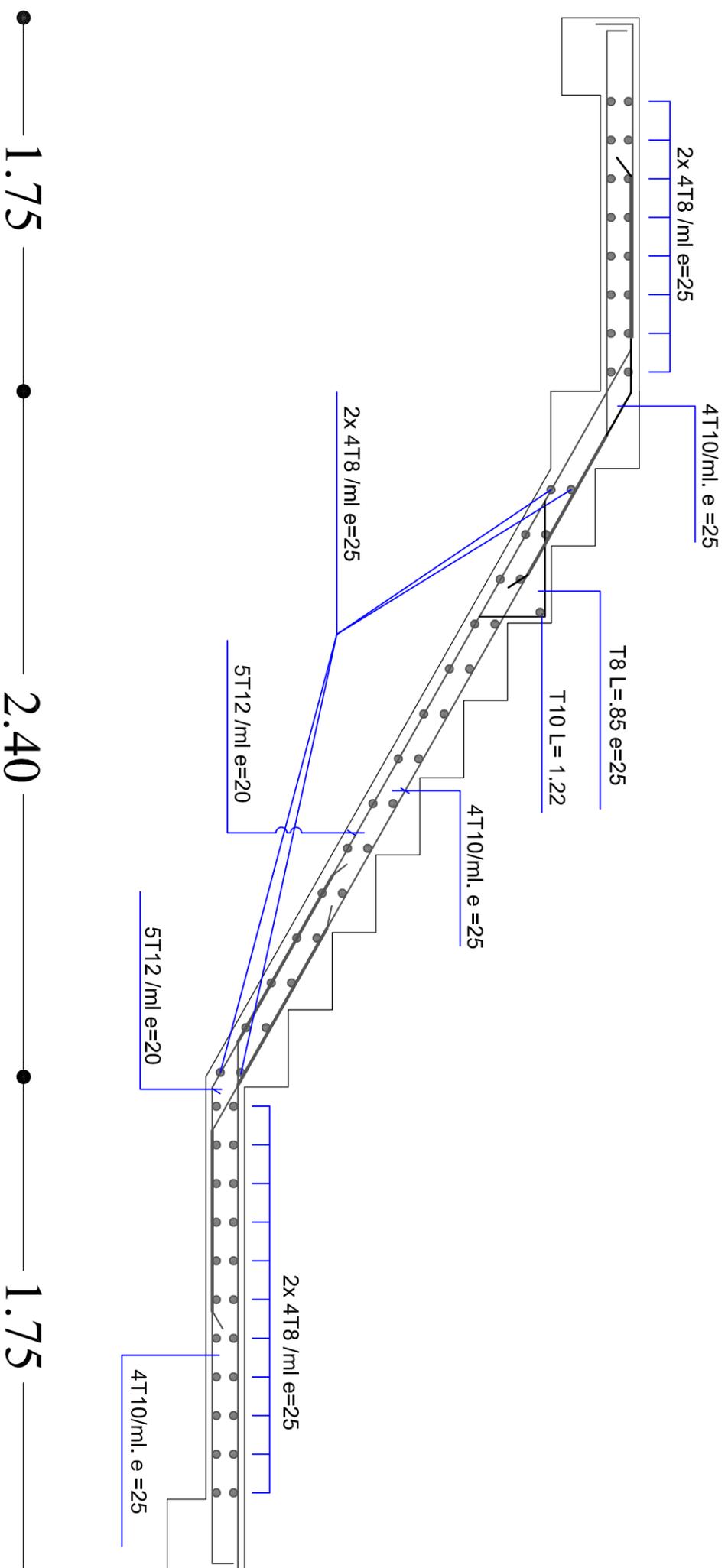


ferrailage coupe 2-2



UMMTO		FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Mme RAIAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA		PLAN DE FERRAILLAGE ACROTERE	
Mme SAIB		PLAN: 06 2019	

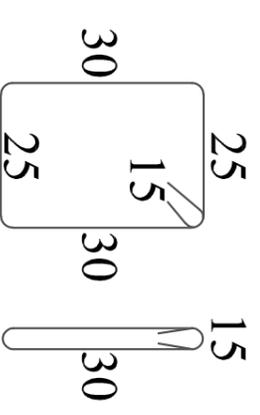
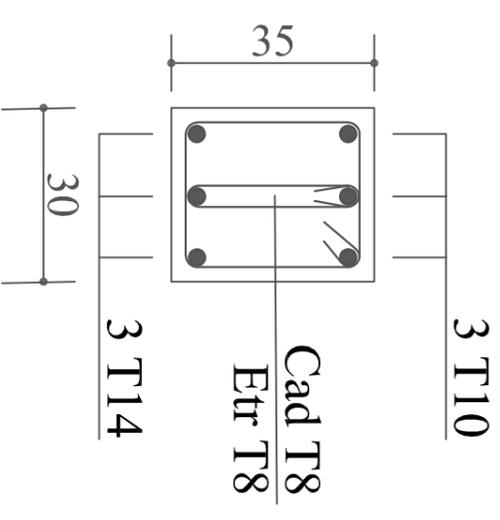
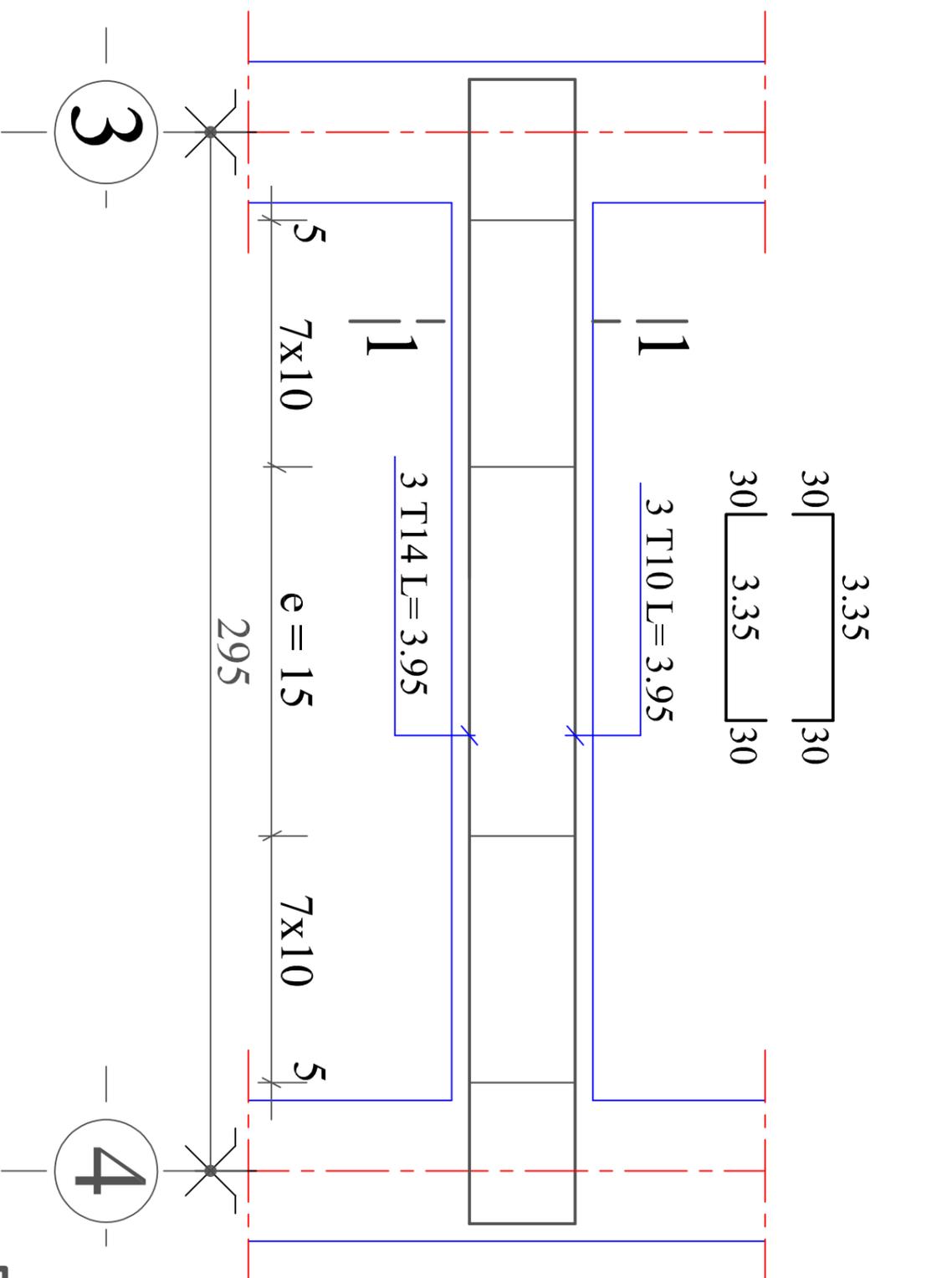
FERRAILLAGE DE L'ESCALIER



UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Mme RAIHAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE ESCALIER	
Mme SAIB	PLAN: 07	2019

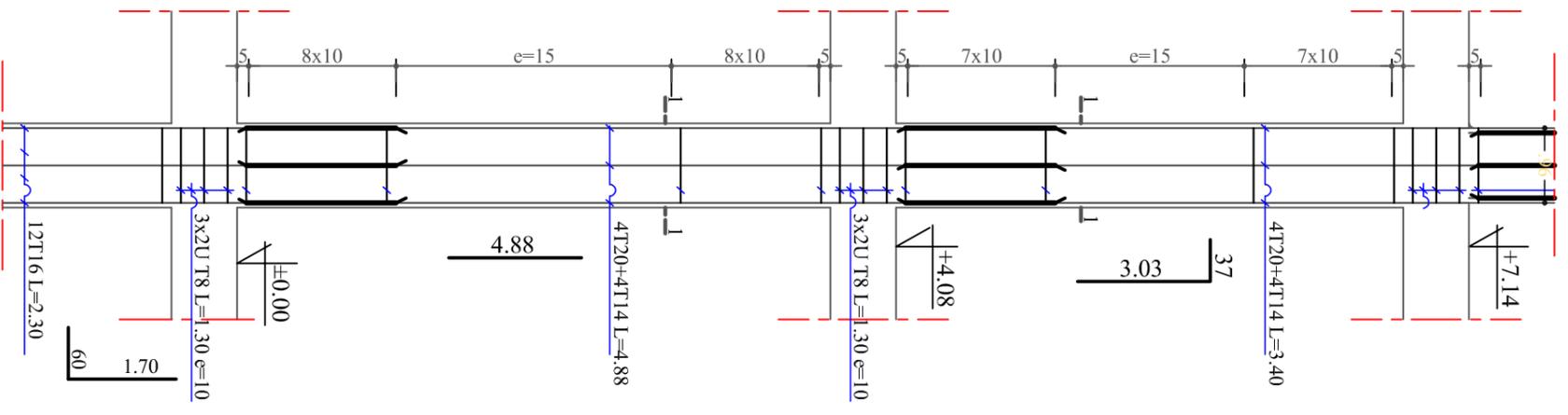
FERRAILLAGE POUTRE PALIERE

COUPE 1-1

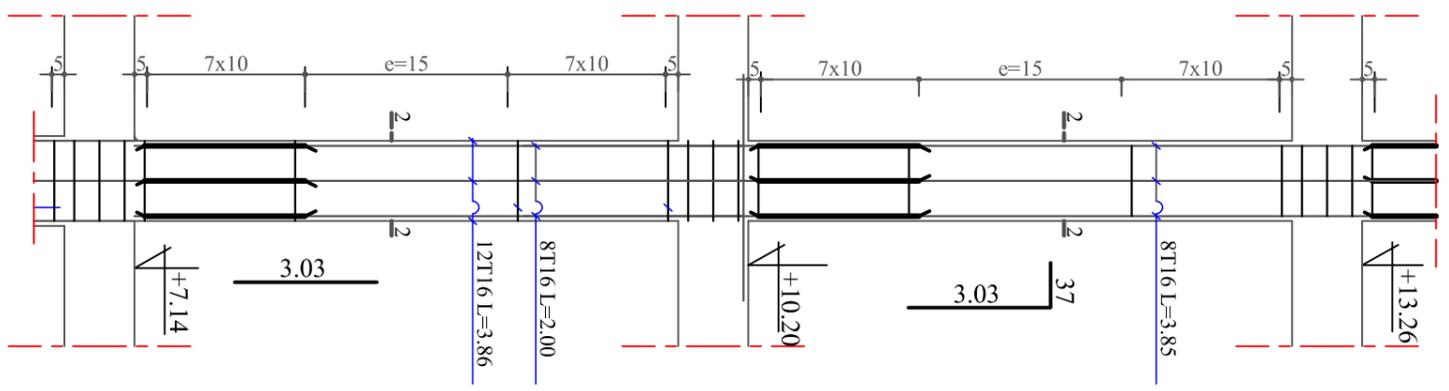


UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Mme RAIHAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE ACROTERE	
Mme SAIB	PLAN: 08	2019

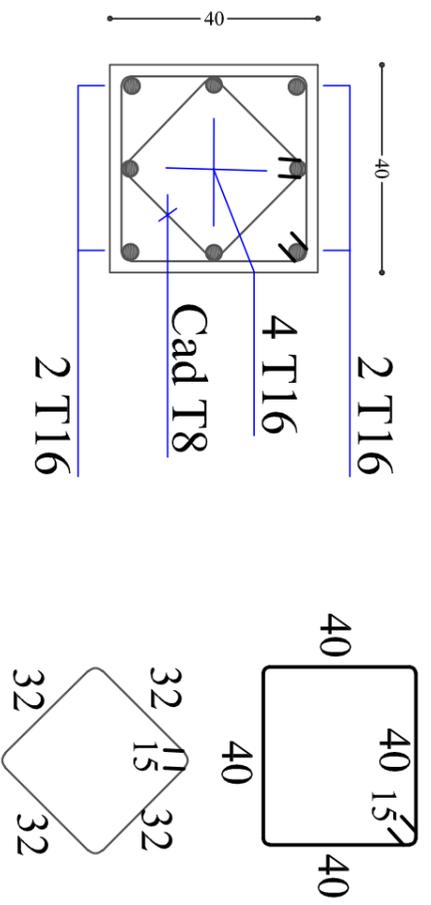
POTEAU 45*45



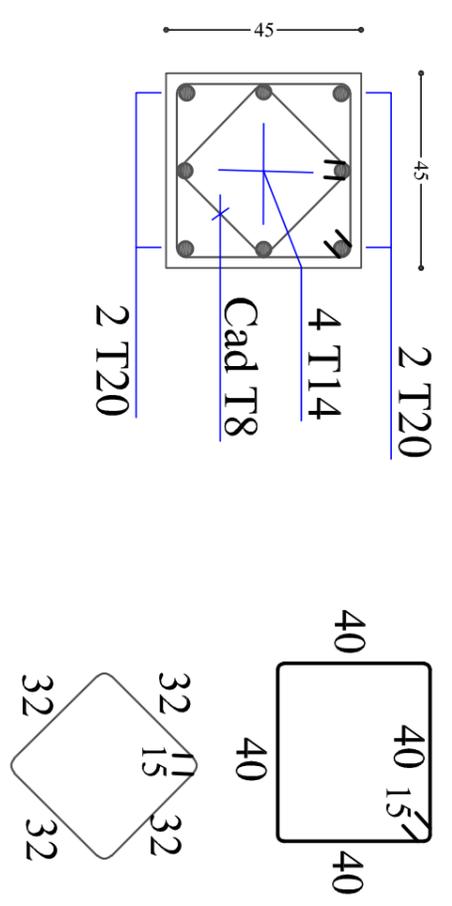
POTEAU 40*40



COUPE 2-2



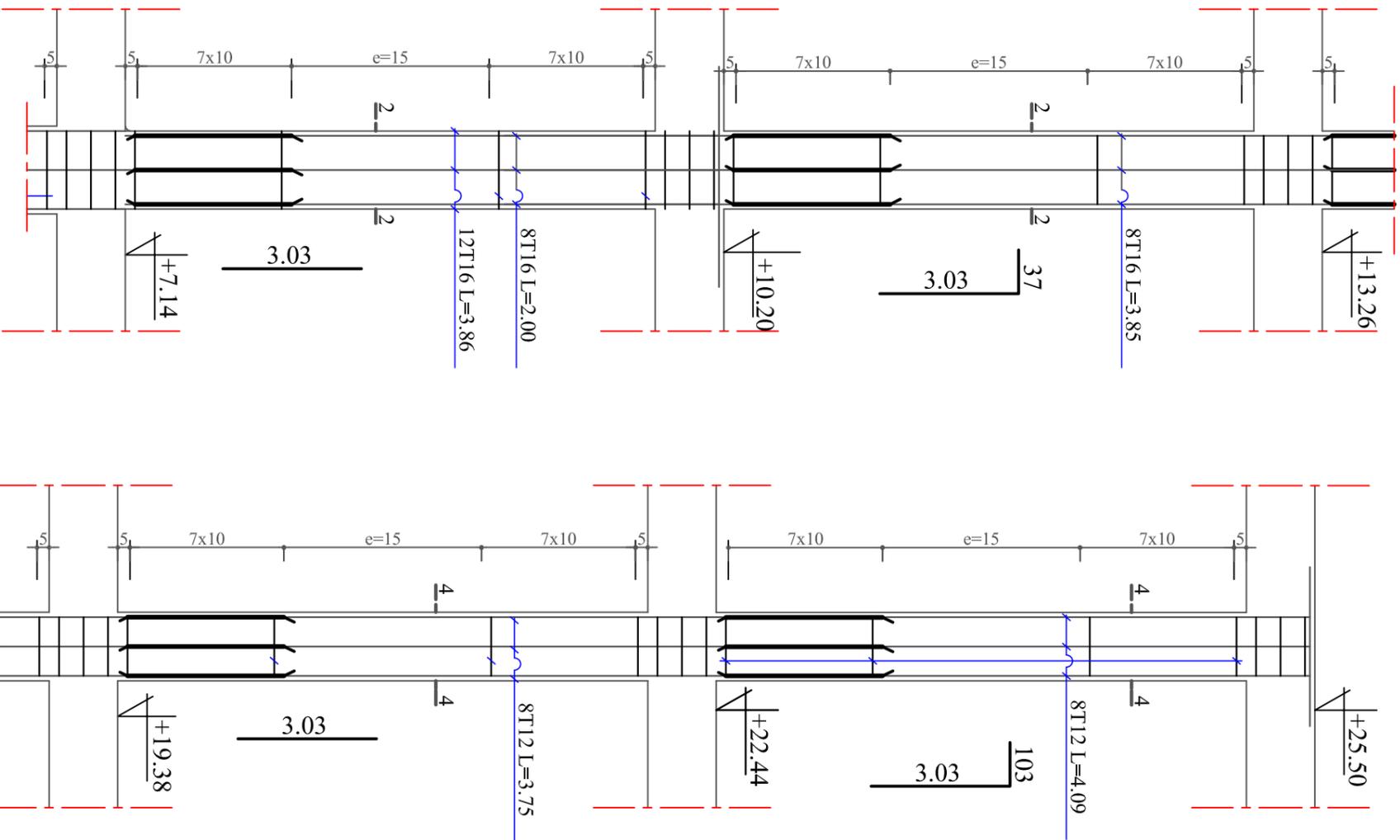
COUPE 1-1



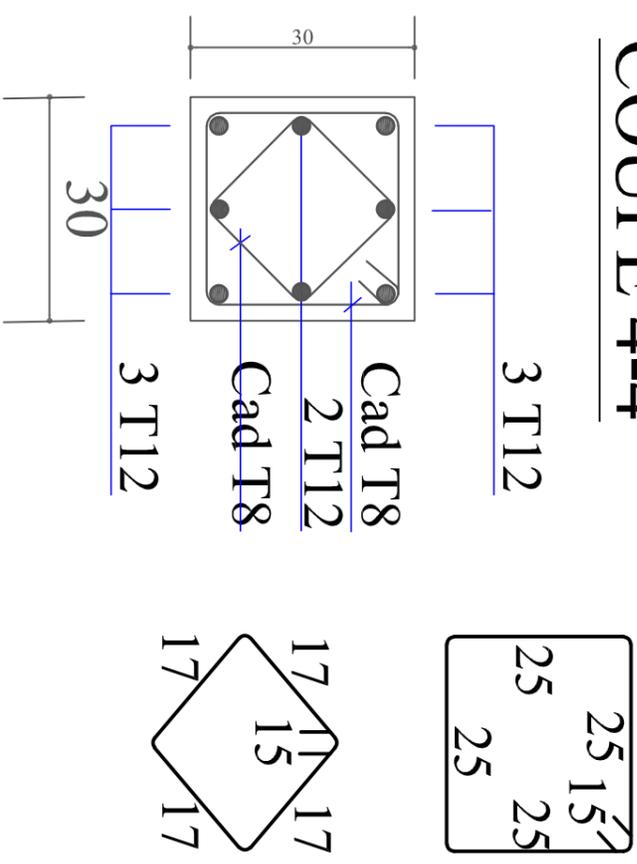
UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
Mme RAIAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE POTEAU
Mme SAIB	PLAN: 09 2019

POTEAU 35*35

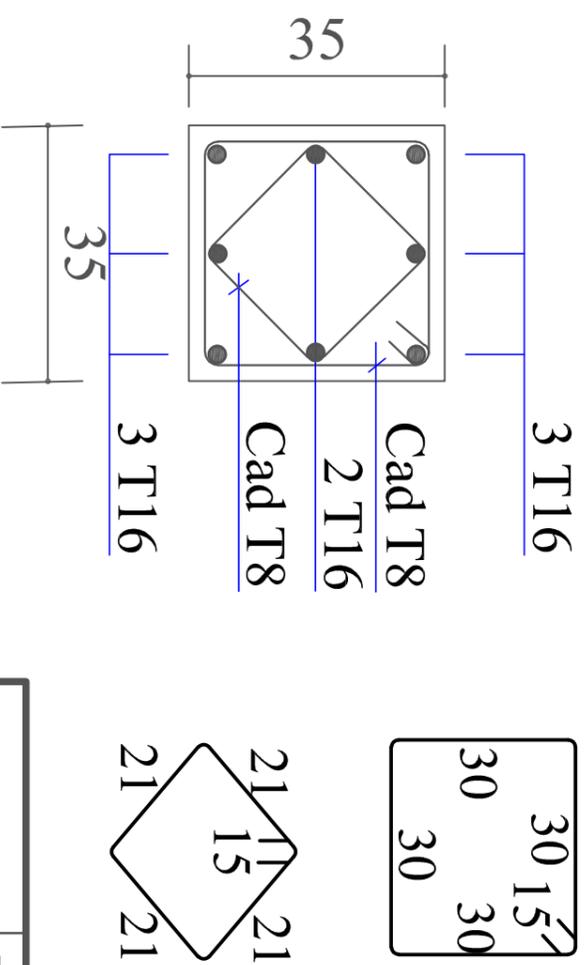
POTEAU 30*30



COUPE 4-4

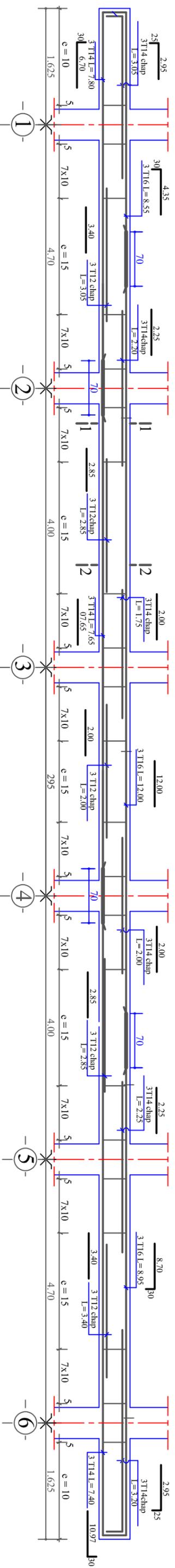


COUPE 3-3

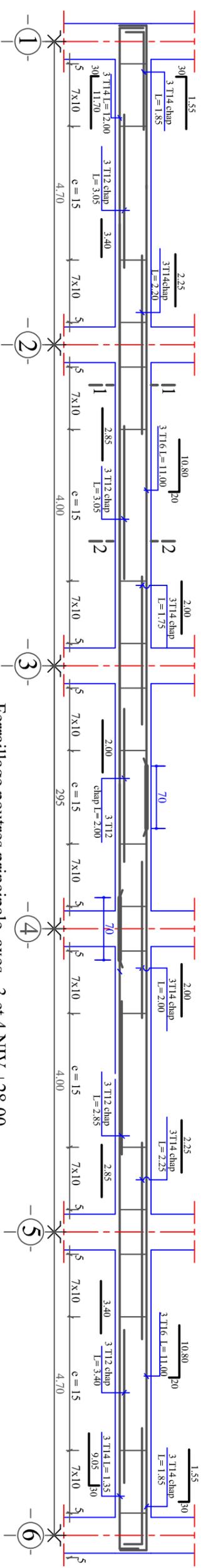


UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
Mme RALAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE POTEAU
Mme SAIB	PLAN: 10 2019

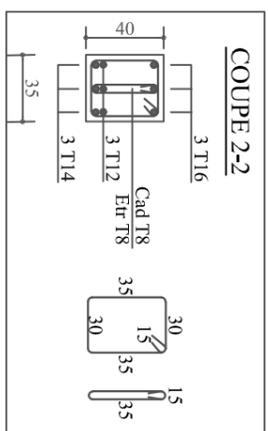
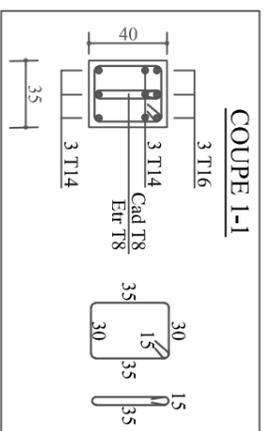
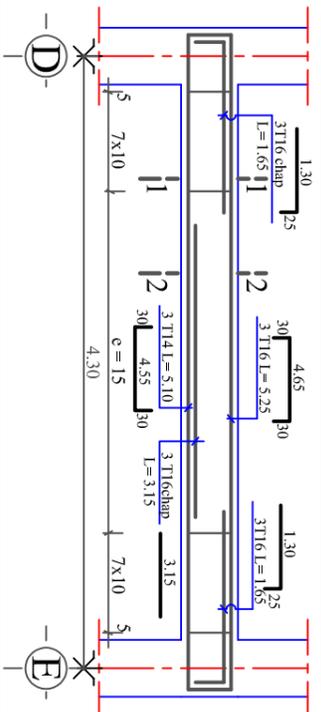
Ferrailage des poutres principales A-B-D-E de NIV: +4.08 jusqu'au niveau +25.50



Ferrailage des poutres principales C de NIV: +4.08 jusqu'au niveau +25.50

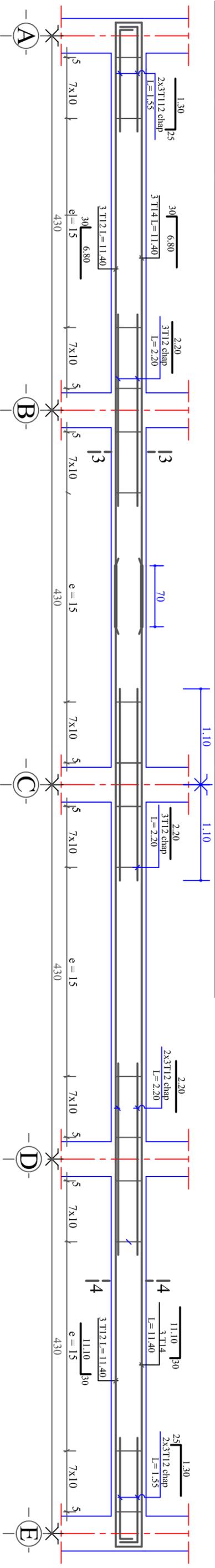


Ferrailage poutres principale axes 3 et 4 NIV +28.00

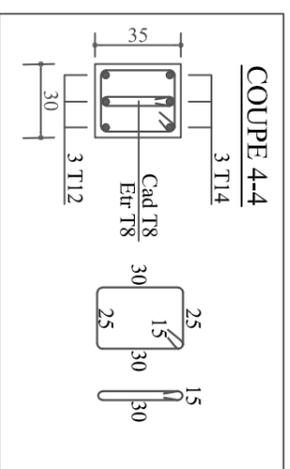
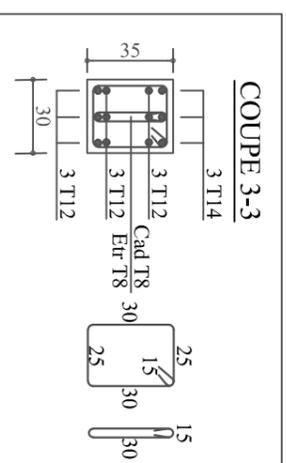
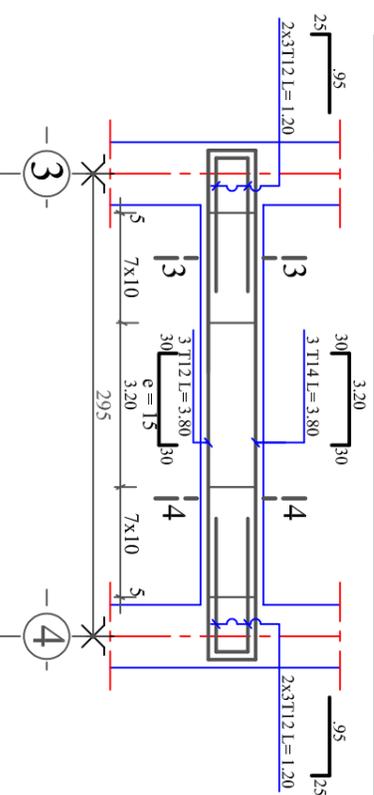


UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
Mme RAIAH DJAVILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
Mme SAIB	PLAN: 11 2019

Ferrailage des poutres secondaires 1-2-3-4-5-6 de NIV: +4.08 jusque au niveau +25.50



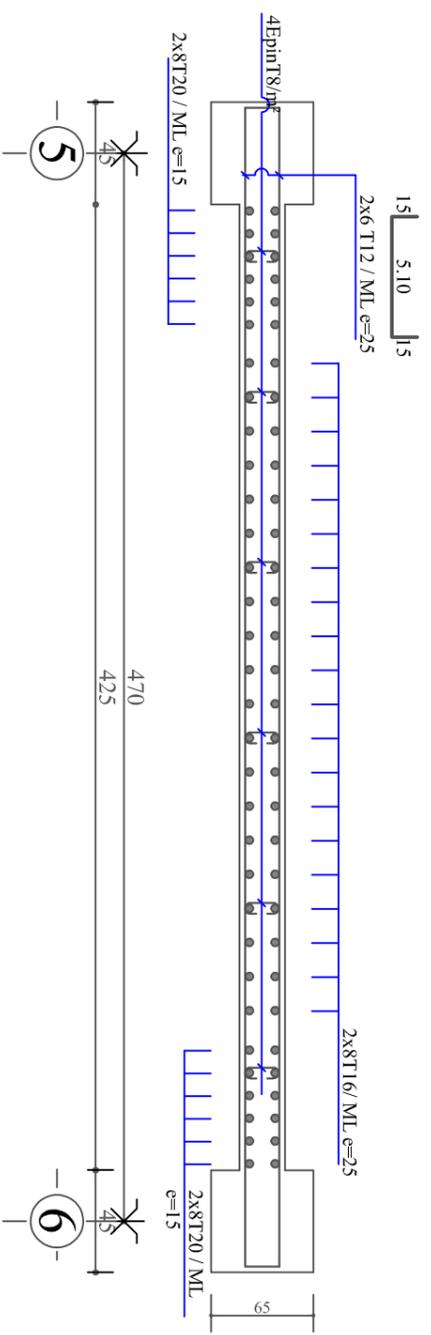
Ferrailage poutres secondaire axes D et E NIV +28.00



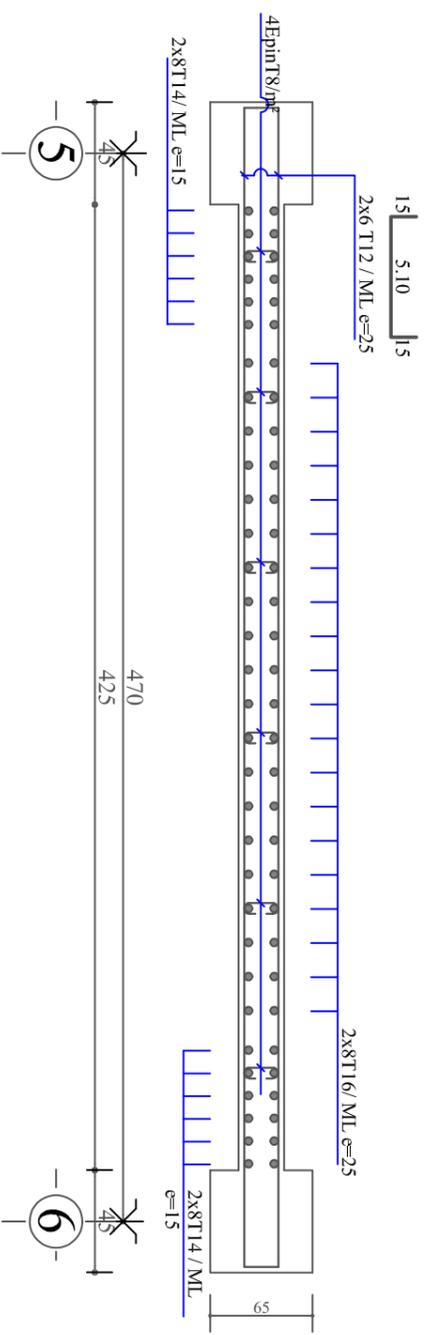
UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	PLAN: 12
Mme RAIAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	
Mme SAIB		2019

FERRAILAGE DE VOILE VL1

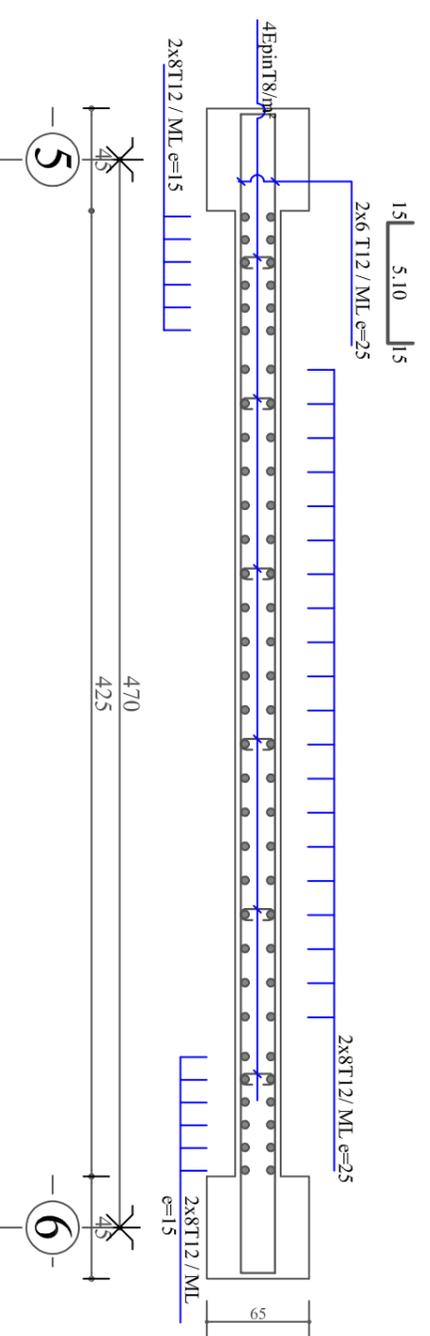
ZONE:01



ZONE:02



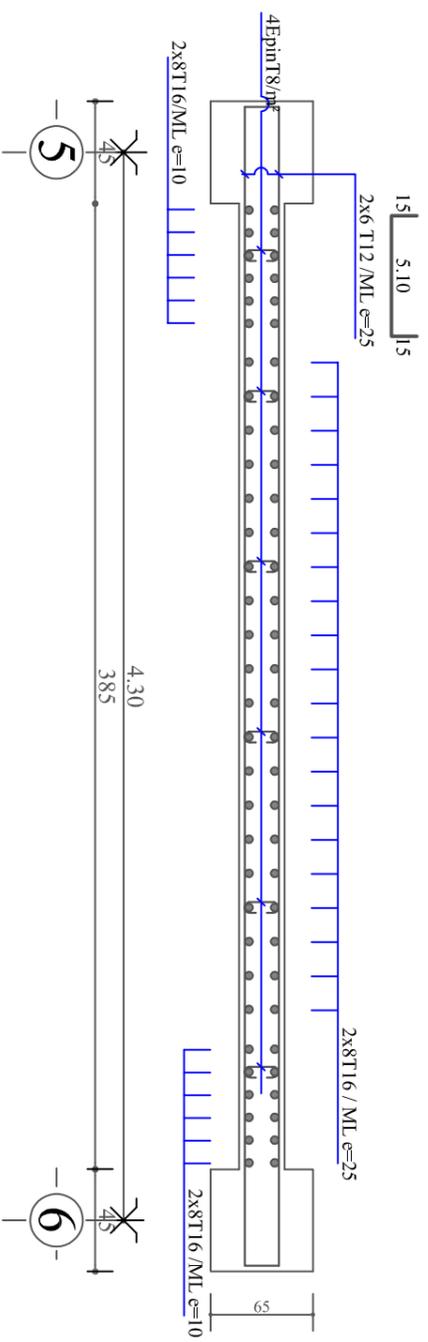
ZONE:03



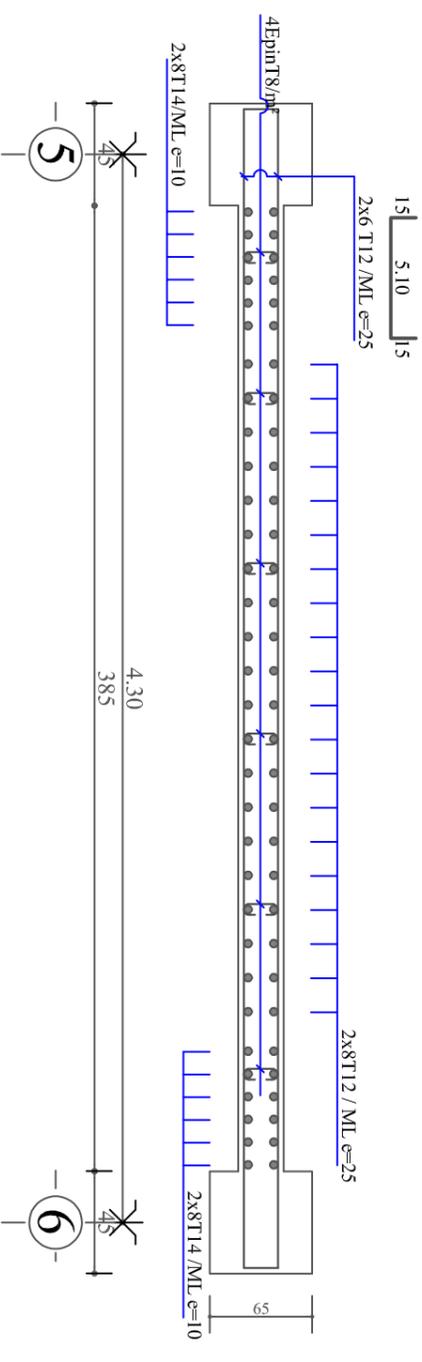
UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	PLAN: 13
Mme RAJAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILAGE DE VOILE VL1	2019
Mme SAIB		

FERRAILLAGE DE VOILE VT1

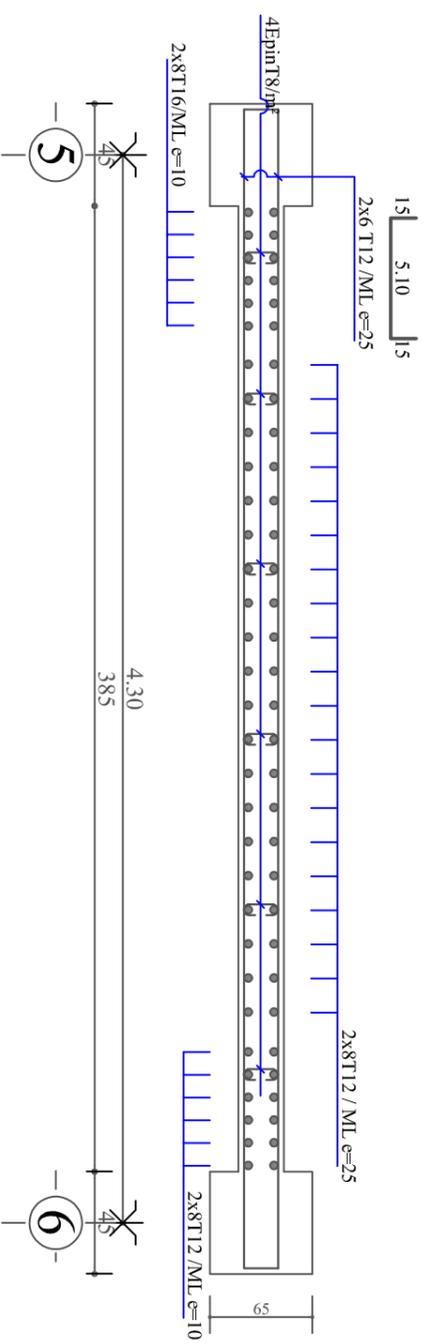
ZONE:01



ZONE:02

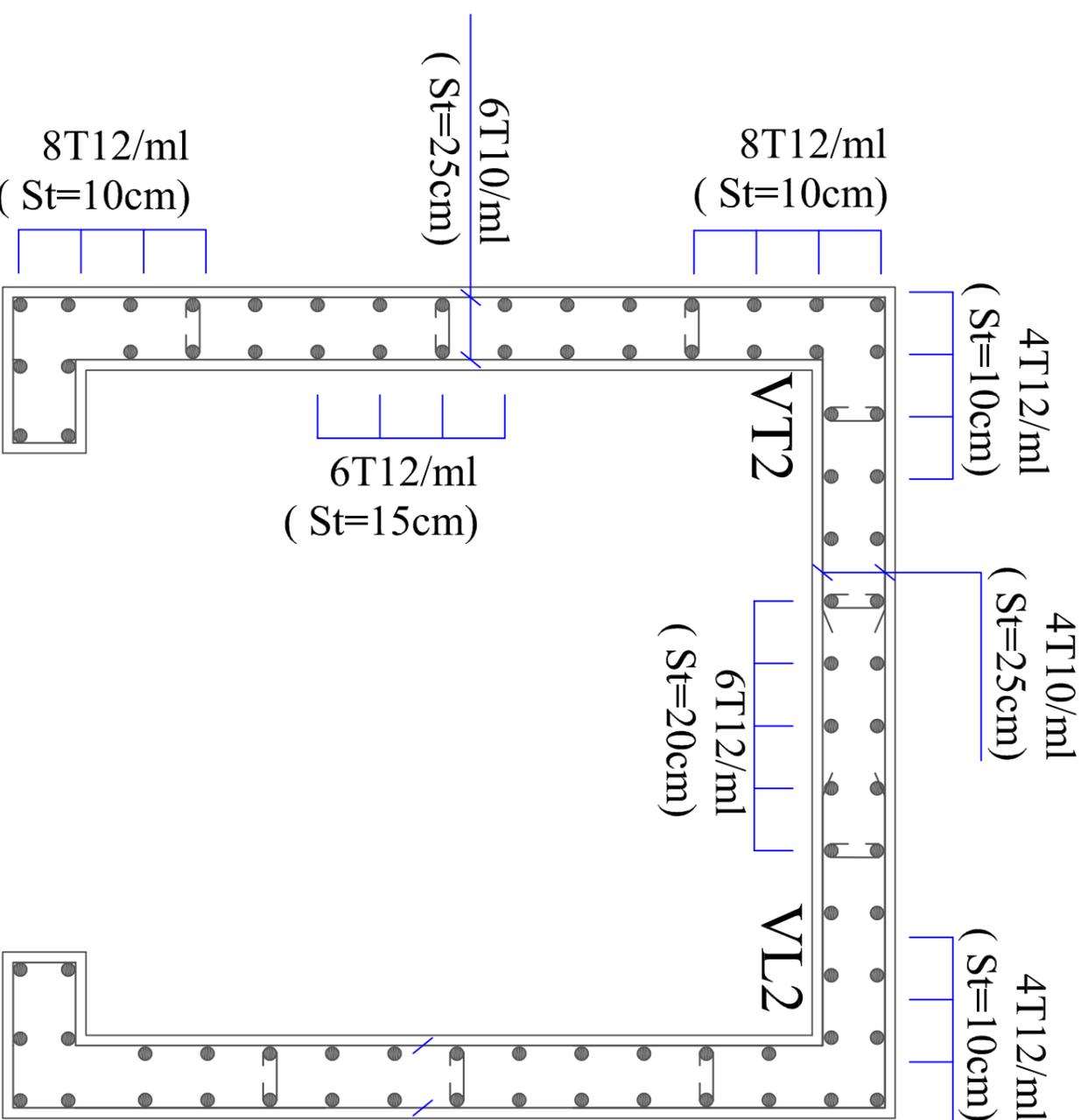


ZONE:03



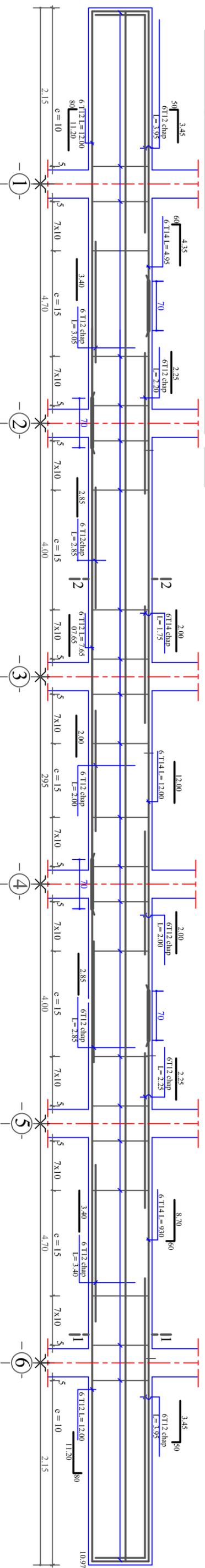
UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	PLAN: 14
Mme RAJAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE DE VOILE VT1	2019
Mme SAIB		

Ferrailage de la salle machine

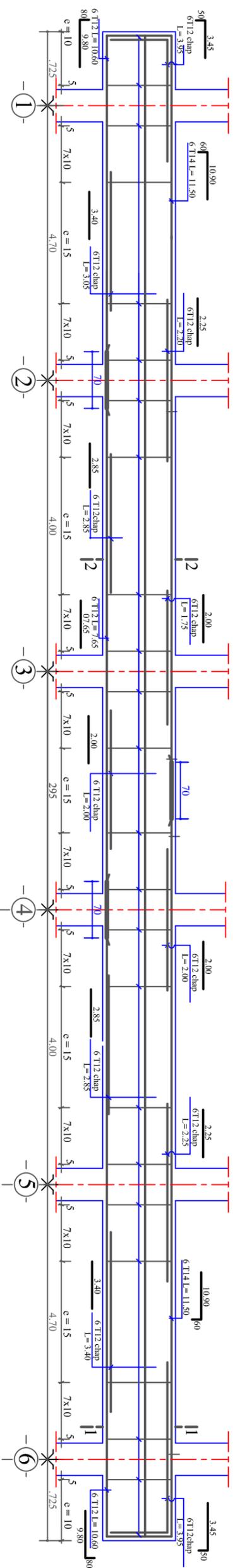


UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Mme RAIHAH DJAMILA Mme LOUNI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES DE LA SALLE MACHINE	
Mme SAIB	PLAN: 15	2019

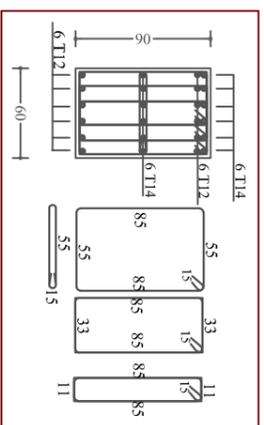
Ferrailage des nervures A-B-D-E de NIV: ±0.00



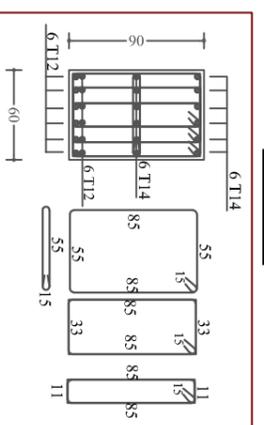
Ferrailage de la nervure C de NIV: ±0.00



COUPE I-1



COUPE 2-2



UMMTO	FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
Mme RALAH DIAMILA Mme LOUINI ANISSA	PLAN DE FERRAILLAGE DES NERVEURS
Mme SAIB	PLAN: 17 2019

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et
- de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.