

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

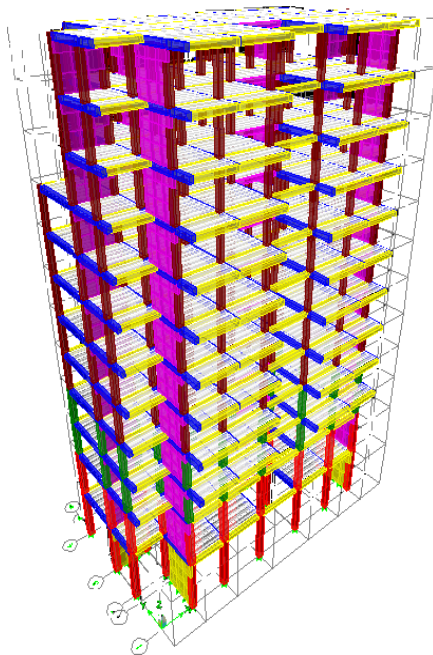


Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie-civil
Option : Constructions civiles et industrielles

Thème

*Etude d'une structure (R+10+SS) à usage
Commercial et habitation*



Dirigé par :

M^r : MEGHLAT.E

Étudié par :

M^{lle} : CHALA Nadia

M^{lle} : CHEBBAH Sabrina

Promotion : 2016/2017

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accordé d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous somme également très reconnaissants à notre promoteur Mr MEGHLAT.E, de sa disponibilité et de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation, et tous les personnels du département de génie civil.

Et nos gratitudes aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

DEDICACE

Ce modeste travail est dédié a

Mes chers parents qui ont toujours été a mes cotés durant tout mon cursus

Mon frère Said , Djmel et sa femme

Ma très chères sœurs Zahia , son mari et ses enfants

Mes sentiments les plus distingués et les plus sincères a mes amis, et a tous ceux qui liront ce modeste travail

NADJA

DEDICACE

Ce modeste travail est dédié a

Mes chers parents qui ont toujours été a mes cotés durant tout mon cursus

Mes frères Amine, Khaled et sa femme et ces enfants

Mes très chères sœurs kahina et son mari, et Katia qui tous, m'ont aidé chacun a ca façon et qui m'ont soutenus durant les durs moments

Mes sentiments les plus distingués et les plus sincères a mes amis, et a tous ceux qui liront ce modeste travail

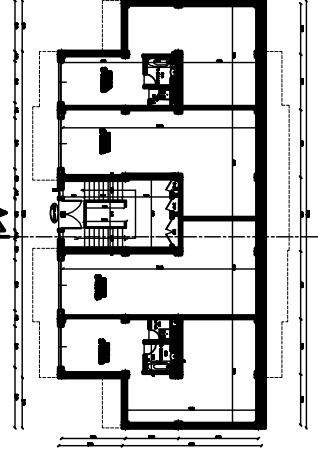
Sabrina

Sommaire :

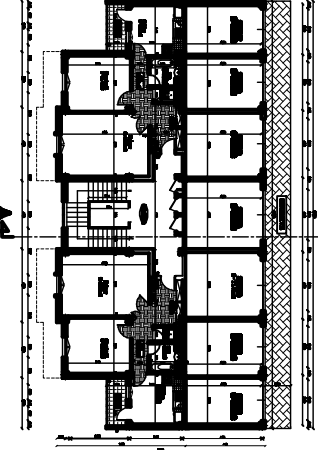
Introduction générale	
Chapitre I : description de l'ouvrage	
I.1.Description de l'ouvrage.....	1
I.2.Matériaux.....	2
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	9
II.2. pré-dimensionnement des planchers.....	9
II.3. Pré dimensionnement des poutres	9
II.4. Détermination des charges et surcharges.....	11
II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.6.Pré dimensionnement des poteaux.....	16
II.7. Descente de charge.....	16
II.8. Loi de dégression des charges.....	18
II.9.Calcul des rigidités et inerties.....	20
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1.Introduction.....	24
III.2. Acrotère.....	24
III.3.Planchers en corps creux.....	29
III.4.Calcul de la salle machine.....	48
III.5.calcul des escaliers.....	57
Chapitre IV : Modélisation et vérification RPA	
IV.1.Logiciel utilisé pour la modélisation.....	69
IV.2.Etapes de modélisation.....	69
IV.3.Etude sismique.....	70
IV.4.Verification RPA.....	72

Chapitre V : Ferrailage des éléments.....	
V.1.Ferrailage des poutres.....	78
V.2.Ferrailage des poteaux.....	93
V.3.Ferrailage des voiles.....	106
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	
VI.1.Introduction.....	114
VI.2.Etude du radier.....	118
VI.3.Vérifications.....	121
VI.4.Ferrailage de la dalle.....	124
VI.5.Ferrailage du radier.....	126
VI.6.Ferrailage du débord.....	127
VI.7.Ferrailage de la nervure.....	129
Chapitre VII : Etude du mur plaque.....	
VII.1.Introduction.....	139
VII.2.Détermination des sollicitations.....	139
VII.3.Ferrailage du mur plaque.....	140
Conclusion générale.....	
Bibliographie.....	

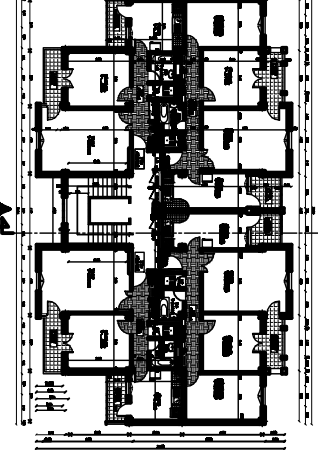
PLANS D'ARCHITECTURE



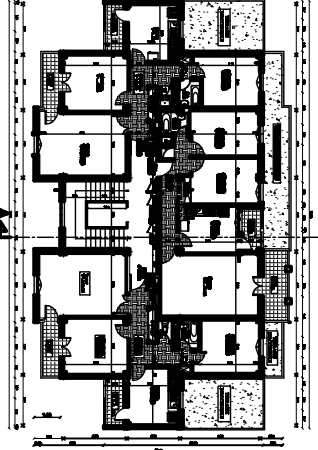
PLAN DU REZ-DE-CHAUSSÉE - N°R-000-000-000
ÉCHELLE 1/500



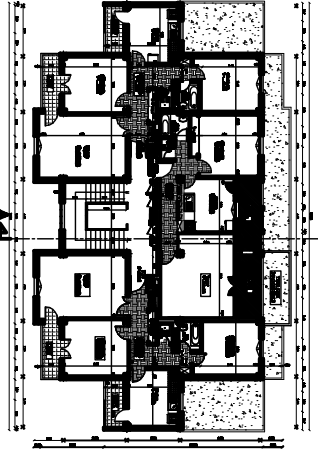
PLAN DU NIVEAU 1 - N°R-000-000-000
ÉCHELLE 1/500



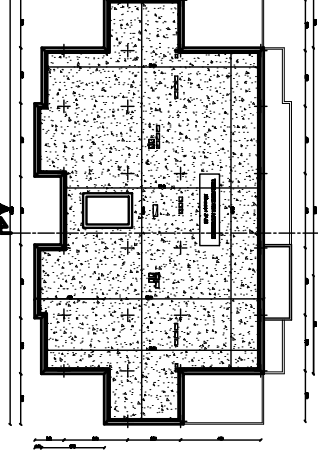
PLAN DU NIVEAU 2 - N°R-000-000-000
ÉCHELLE 1/500



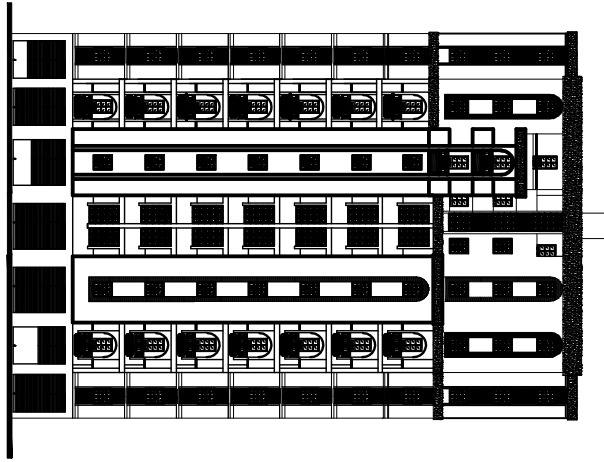
PLAN DU NIVEAU 3 - N°R-000-000-000
ÉCHELLE 1/500



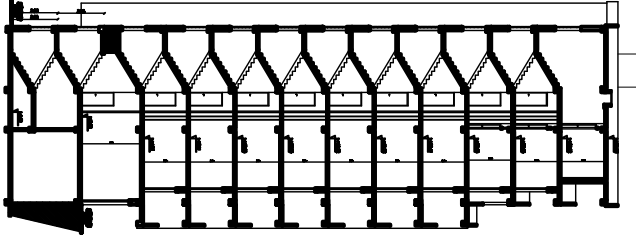
PLAN DU NIVEAU 4 - N°R-000-000-000
ÉCHELLE 1/500



PLAN DE LA TERRASSE - N°R-000-000-000
ÉCHELLE 1/500



FACIÈNE SUD-OUEST



CROQUIS A-A' / ÉCHELLE 1/500

INTRODUCTION

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 de malfaçons d'exécution

Certes, nous ne devons pas appliquer seulement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminons 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 logiciel 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 constitué d'un sous-sol, un R.D.C et de dix(10) étages (R+10+SS) a usage commerciale et habitation, a ossature mixte contreventée par voiles.la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien RPA99/version2003 et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V9.6.0

Conclusion générale :

I.1.Description de l'ouvrage :

Le projet en question consiste en l'étude et le calcul d'une structure (R+10+1ss) a usage d'habitation et commercial. 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 composé de :

- Un (01) rez de chaussé a usage multiple (commerciale et habitation).
- Dix (10) étages à usage d'habitation.
- Une(01) cage d'escalier.
- Une (01) cage d'ascenseur.
- Un sous sol a usage commerciale.

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

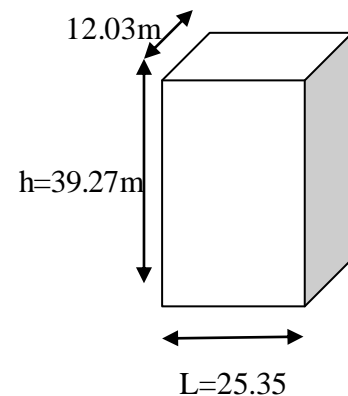
Les dimensions de l'ouvrage sont :

I.1 .1.1 Dimension en plan :

- Longueur totale L=25.35m.
- Largeur totale L=12.03m.

I.1.1.2 Dimension en élévation :

- Hauteur du rez-de-chaussée..... $h_{RDC} = 4.08m.$
- Hauteur d'étage courant $h_{etage} = 3.06m.$
- Hauteur de sous sol $h_{ss} = 4.59m.$
- Hauteur totale $h = 39.27m.$



I.1.2 Eléments constitutifs de l'ouvrage :

I.1.2.1 La superstructure :

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

a- L'ossature :

L'immeuble est a ossature mixte composée de :

- poteaux et poutres formant un système de portique destiné à reprendre la totalité 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

• b- 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 un type 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 armée plus résistants et plus lourd comparé 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.

c-Maçonnerie :

On distingue deux types :

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

d-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.

e- La cage d'ascenseur :

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

f- 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.

g-les voiles :

Un voile est un élément important dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portique-voile).

h-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-Balcon :

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

j-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.1.2.2 L'Infrastructure :**I.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.

I.2 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.

I.2.1 Béton :**a- Composition :**

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. De point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa bonne résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

En revanche le béton présente une faible résistance à la traction.

a-1-ciment :

Le (CPJ-CEM II/A 42,5) (ciment portland composé de classe 425) et le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

a-2-granulats :

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension $(0 < D_s \leq 5)$ mm.
- Gravier de dimension $(5 < D_g \leq 25)$ mm.

a-3-Eau de gâchage :

Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

I.2.1.1 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 (Âge de maturité) noté f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16×32). Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

- Pour des résistances : $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A. 2.1, 11})$$

- Pour des résistances : $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A. 2.1, 11})$$

I.2.1.2 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 : $f_{tj} = f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

I.2.1.3 Modules de déformations longitudinales 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 par défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1, 21})$$

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 :

$$E_{bj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1, 22})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on aura $E_{b28} = 10818.86 \text{ MPa}$.

I.2.1.4 Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale "G" 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

• **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 :

$\nu = 0,0$ pour des justifications à l'ELU

$\nu = 0,2$ pour des justifications à l'ELS

I.2.1.5 hypothèses de calcul :

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

a)Etats limite ultime(ELU) :

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la ruine de l'ouvrage).

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots \dots \dots (BAEL91/Art A.4.3, 41)$$

Avec :

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0.85 \text{ si } t < 1h \\ \theta = 0.9 \text{ si } 1h \leq t \\ \theta = 1 \text{ si } t > 24h \end{array} \right.$$

0.85:un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée 't' d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

le coefficient γ_b vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 : \text{ en situation durable et transitoire (SDT) } \\ 1.15 : \text{ en situation accidentelle (SA) } \end{array} \right.$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.167 \text{ MPa en SDT} \\ f_{bu} = 18.478 \text{ MPa en SA} \end{array} \right.$$

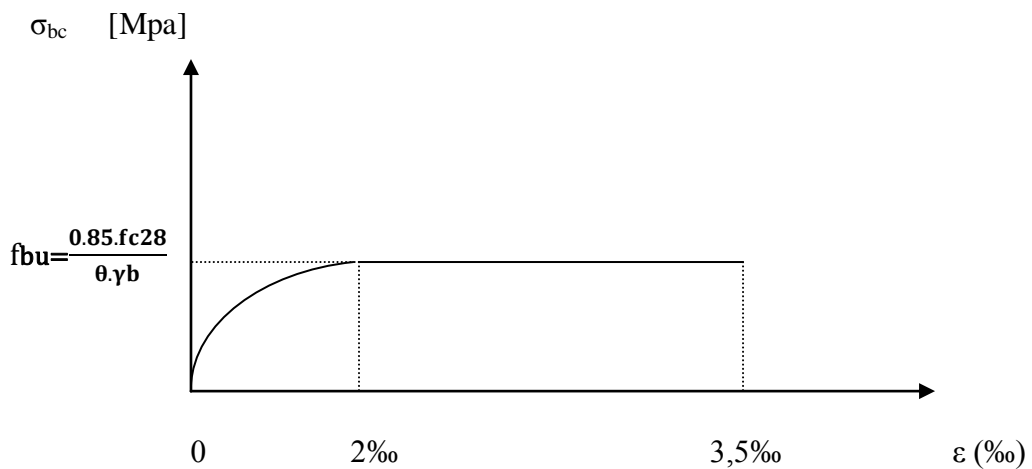


Figure I.1 : Diagramme des contraintes –déformation du béton a l'ELU

Avec :

- Vu : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)
- b : largeur de la section cisailée
- d : hauteur utile (d = h-c)

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable}$$

I.2.2 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)
Rond lisse	FeE22	215
	FeE24	235
Haute adhérence	FeE40	400
	FeE50	500
Treillis soudés	TL50 (Ø>6mm)	500
	TL50 (Ø≤6mm)	520

I.2.2.1 Module d'élasticité longitudinale : (BAEL91/Art A.2.2, 1)

Le module élasticité longitudinal (Ea) de l'acier est pris égal à :
Ea = 2 10⁵MPa.

I.2.2.2 Contrainte limite d'élasticité de l'acier :(BAEL91/Art A.4.3, 2)

a) à L'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s: \text{ Coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel} \end{array} \right\}$$

- σs=348MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400.
- σs=204MPa pour les aciers doux FeE240.

b) à l'ELS :

- **Fissuration peu nuisible** : Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.....(BAEL91/Art A.4.5, 32).

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

- **Fissuration préjudiciable** : C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min \{ 2/3 f_e; \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \} \quad \text{.....(BAEL91/Art A.4.5, 33).}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{St} \leq 0.8 \min \{2/3 f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \} \dots\dots (\text{BAEL91/Art A.4.5, 34}).$$

Avec : η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences (HA).

❖ **Protection des armatures :(BAEL91/art A.7.1) :**

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C3 \geq \text{cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.1.Introduction

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

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

II.2- 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 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:

II.2.1-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 :

$$h_t \geq L_{\max} / 22,5$$

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

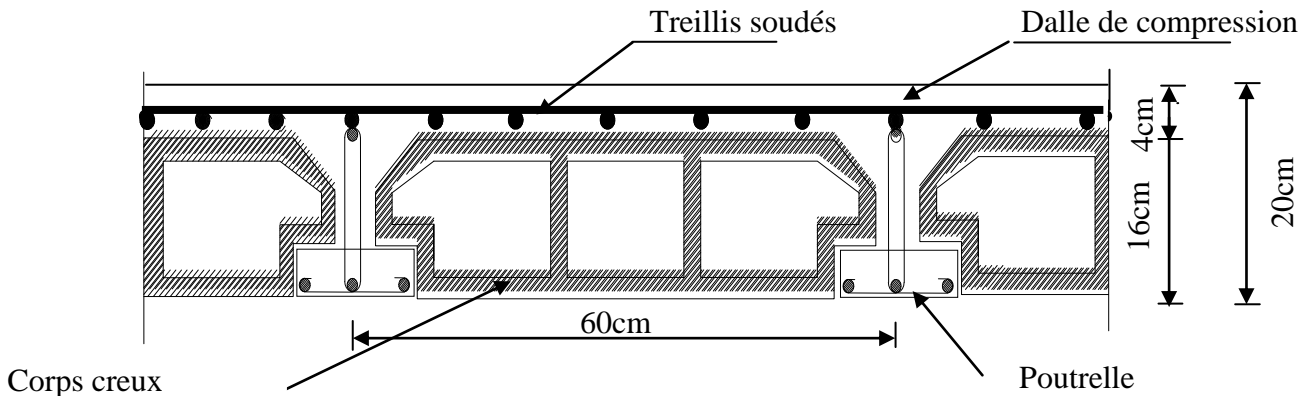
h_t : l'épaisseur totale du plancher.

$$\text{Dans notre cas : } L_{\max} = 440 - 25 / 22,5 = 415 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } h_t \geq 415 / 22,5 = 18,44$$

$$\text{On prend : } h_t = 20 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$, Corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur .le même raisonnement reste valable pour tous les autres planchers.



**Fig.II.1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis
(Plancher semi préfabriqué)**

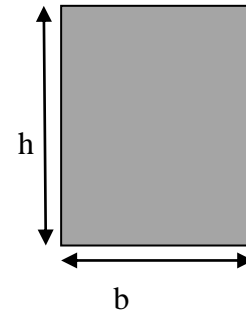
II.3- pré dimensionnement des poutres :

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.

- Largeur des poutres « b » $\left\{ \begin{array}{l} 0.4ht \leq b \leq 0.7ht \\ b \geq 20\text{cm} \\ ht \geq 30\text{cm} \\ ht/b \leq 4 \\ b_{\text{max}} \leq 1.5h+b \end{array} \right.$



II.3.1-Poutres principales: (poutres porteuses)

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.
L_{max} = 475 cm

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

31.66cm ≤ ht ≤ 47.5 cm On prend: **ht= 40 cm**

18cm ≤ b ≤ 31,5 cm On prend : **b= 30 cm**

La section des poutres principales sont : **PP (30x40) cm²**

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

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

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

$$h_t/b = 40/30 = 1,33 \leq 4$$

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

II.3.2-poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

$$L_{\text{max}} = 440\text{cm}$$

29.33cm ≤ ht ≤ 44 cm on prend: **ht=35cm**

16 cm ≤ b ≤ 28 cm on prend : **b=30cm**

Les sections des poutres secondaires sont: **PS (30x35) cm²**

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

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$h_t/b = 35/30 = 1,16 \leq 4$$

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

II.3.3-Poutres palières :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastree dans les poteaux.

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ avec } h : \text{ hauteur de la poutre.}$$

L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27,67 \text{ cm} \leq h \leq 41,50 \text{ cm} \text{ donc on opte pour : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \text{avec } b : \text{ largeur de la poutre}$$

L : portée maximum entre nus d'appuis

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \approx 25 \text{ cm}$$

donc on opte pour : **b = 25 cm**

• **relatives aux exigences du RPA 99(Art.7.5.1) :**

<ul style="list-style-type: none"> - $b \geq 20 \text{ cm}$ - $h \geq 30 \text{ cm}$ - $h/b \leq 4,0$ - $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$ 	}	\Rightarrow	<ul style="list-style-type: none"> $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ $35/25 = 1,40 < 4$ 	<ul style="list-style-type: none"> condition vérifiée condition vérifiée condition vérifiée
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---	---------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Les conditions sont vérifiées donc on adopte pour la poutre palier une section de

$$\mathbf{P_{pal}(25 \times 35) \text{ cm}^2}$$

II.3.3-Poutres de chaînage :

$$L_{\max} = 440 \text{ cm}$$

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

$$29,33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm} \text{ On prend: } \mathbf{ht=30 \text{ cm}}$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \text{ On prend : } \mathbf{b= 25 \text{ cm}}$$

La section des poutres principales sont : $\mathbf{P_{ch} (25 \times 30) \text{ cm}^2}$

II.4- Détermination des charges et surcharges : (DTR BC.2.2)

II.4.1-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 :

a -Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau II.1 : Charges permanentes (G) Plancher terrasse

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
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 polyane	-	-	0.01
⑤	Isolation thermique	0.04	4	0.16
⑥	Plancher en corps creux	(16+4)	-	2.80
⑦	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
$G=5.61 (KN / m^2)$				

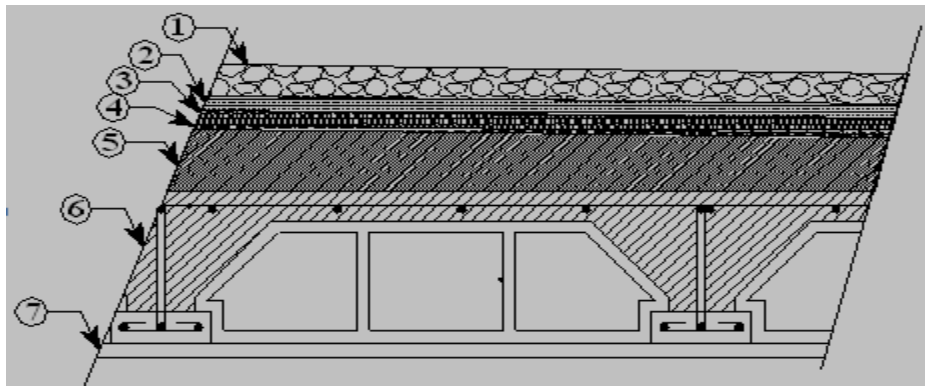


Figure II.2 : coupe du plancher terrasse(inaccessible)

b-plancher d'étage courant :

Tableau II.2: Charges permanentes (G) de l'étage courant

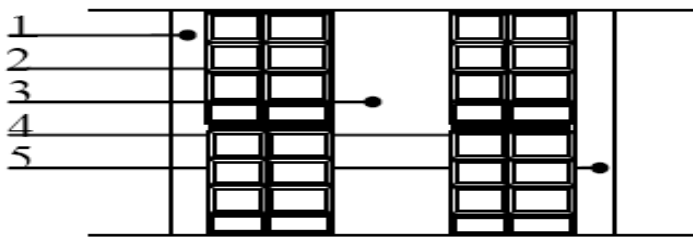
N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses	10	-	0.90
②	Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
③	Mortier de pose	0.02	22	0,44
④	Couche de sable	0.02	20	0,40
⑤	Plancher en corps creux	0.20	-	2.80
⑥	Enduit plâtre	0.02	10	0,20
$G= 5.14 (KN / m^2)$				

c-La maçonnerie :

- **Murs extérieur :**
En double cloisons (avec briques creuse).

Tableau II.3: charge permanentes revenant aux murs extérieurs.

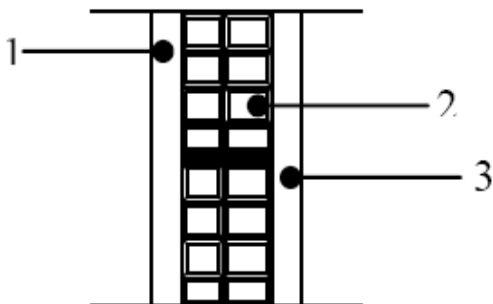
N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
①	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
②	Briques creuses	0,10	-	0,9
③	Lame d'aire	0,05	-	-
④	Briques creuses	0,10	-	0,9
⑤	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				$G= 2.36 (KN / m^2)$



Figure(II.3.a) : Coupe verticale d'un mur extérieur.

- **Murs intérieurs :**
Tableau II-4 charge permanentes revenant aux murs intérieurs.

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
①	Mortier de ciment	0,02	0,10	0,40
②	Brique creuse	0,10	-	0,90
③	Enduit plâtre	0,02	0,10	0,20
				$G=1.5 (KN / m^2)$



Figure(II.3.b) : Coupe verticale d'un mur intérieur

d-acrotère :

• Poids propre de l'acrotère :

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

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

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

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

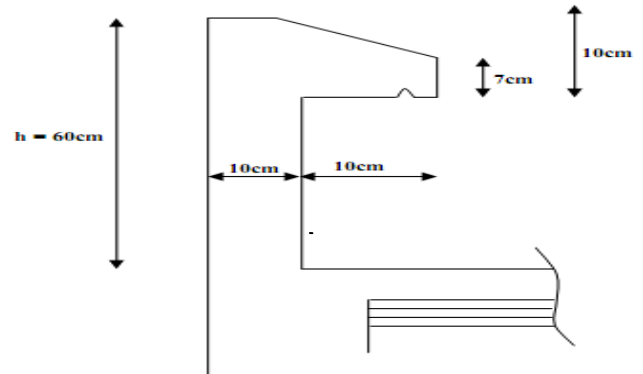


Figure (II.3.c) : Coupe transversale de l'acrotère

II.4.2 - 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.

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$: planchers sous sol (commerce).

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

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

II.5- 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 comme satisfaisant la condition suivante $L \geq 4 e_p$.

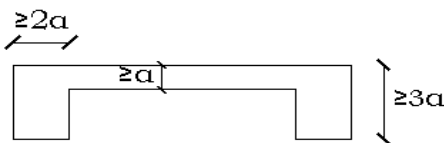
Avec : e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

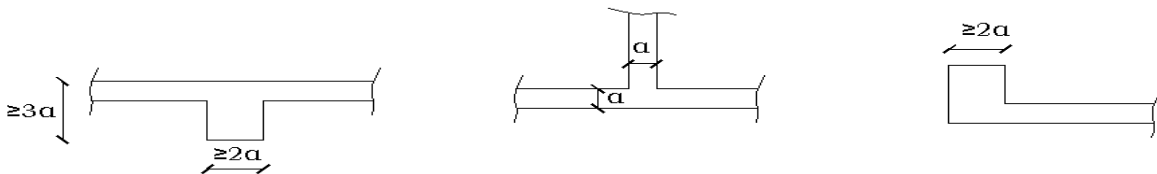
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage 'he' et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

$$e_p \geq \max = (he/25 ; he/22 ; he/20) = he/20$$

1er cas: $\alpha \geq he/25$:



2eme cas :: $\alpha \geq he/22$:



3eme cas :: $\alpha \geq he/20$:

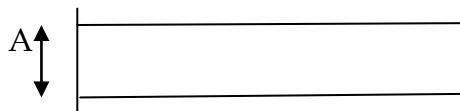


Figure II.4 : Différentes coupes des voiles

Avec : $h_e = h - ht$
 - h : Hauteur d'étage.
 - ht : Epaisseur de la dalle.

a) Sous-sol :

$$h_e = 459 - 20 = 439 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} a \geq \frac{439}{20} = 21.95\text{cm} \\ a \geq \frac{439}{22} = 19.95\text{cm} \\ a \geq \frac{439}{25} = 17.56\text{cm}. \end{cases}$$

b)-Rez de chaussé :

$$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}.$$

$$\begin{cases} a \geq \frac{388}{20} = 19.40\text{cm} \\ a \geq \frac{388}{22} = 17.64\text{cm} \\ a \geq \frac{388}{25} = 15.52\text{cm}. \end{cases}$$

c) - Etages courant:

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}.$$

$$\begin{cases} a \geq \frac{286}{20} = 14.30\text{cm}. \\ a \geq \frac{286}{22} = 13.00\text{cm}. \\ a \geq \frac{286}{25} = 11.44\text{cm}. \end{cases}$$

La majorité des voiles dans notre ouvrage sont linéaire, donc on choisira :

$$A \geq \frac{h_e}{20} = \max(21.95; 19.40; 14.30).$$

On prend : $\begin{cases} a = 25\text{cm} \text{ pour le sous sol.} \\ a = 20\text{cm} \text{ pour RDC et etages courants} \end{cases}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale a 4 fois sont épaisseur

$$\begin{cases} L_{\min} \geq 4x a = 4x20 = 80\text{cm}. \\ L_{\min} \geq 4x a = 4x25 = 100\text{cm}. \end{cases}$$

II.6-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). Le RPA nous impose pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Remarque :

On considère en premier lieu pour nos calculs, la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

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 :

$$v = N_s / B \times f_{c28} \leq 0.30 \quad \dots \dots \dots \text{(RPA 99 mod2003 7.4.3.1)}$$

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 : $B \geq N_s / 0.3 \times f_{c28}$

II.7 : 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 :

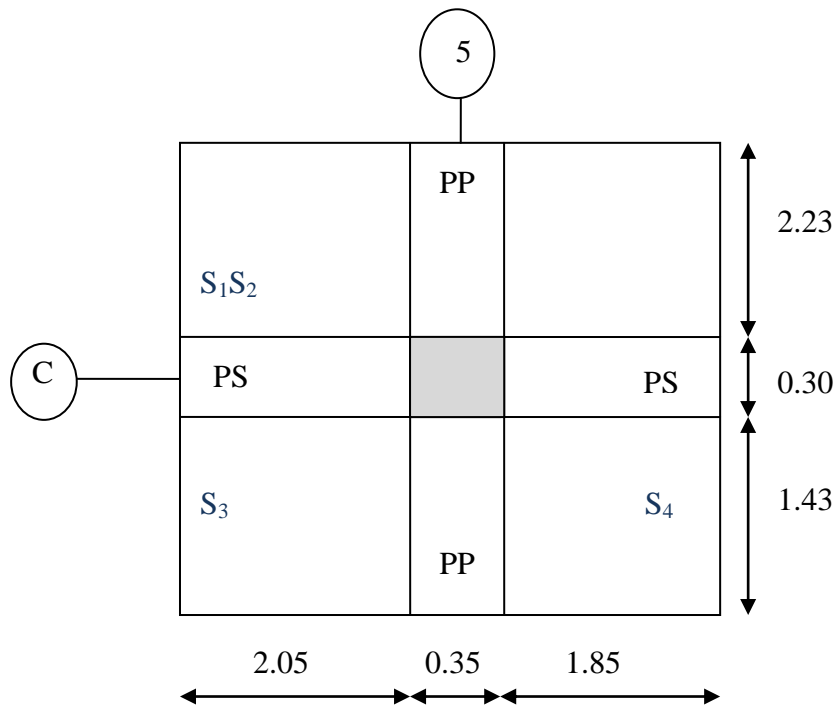


Figure II.5: surface revenant au poteau le plus sollicité.

Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité :

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

Avec:

$$\begin{aligned} S1 &= 2.23 \times 2.05 = 4.57 \text{ m}^2 \\ S2 &= 2.23 \times 1.85 = 4.13 \text{ m}^2 \Rightarrow S = 14.28 \text{ m}^2 \\ S3 &= 2.05 \times 1.43 = 2.93 \text{ m}^2 \\ S4 &= 1.85 \times 1.43 = 2.65 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Section de la poutre principale :

$$S_{pp} = 0,35 \times (2.23 + 1.43) = 1.28 \text{ m}^2$$

Section de la poutre secondaire :

$$S_{ps} = 0,3(2.05 + 1.85) = 1.17 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 1.17 + 1.28 + 14.28 = 16.73 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher revenant au poteau considéré est $S = 16.73 \text{ m}^2$

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

$$S' = [(2.23 + 0.30 + 1.43) \times (2.05 + 0.35 + 1.85)] = 16.83 \text{ m}^2$$

$$S' = 16.83 \text{ m}^2$$

a) poids propre des éléments:

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

- Plancher terrasse :

$$P_t = 14.28 \times 5.61 = 80.11 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant :

$$P_{ec} = 14.28 \times 5.14 = 73.39 \text{ KN.}$$

2- Poids des poutres :

- **Poutres principales :**

$$P_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times (2.23 + 1.43) \times 25 = 12.35 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = 0,30 \times 0.40 \times (2.05 + 1.85) \times 25 = 11.70 \text{ KN.}$$

D'où le poids des poutres est de :

$$P_p = 12.35 + 11.70 = 24.05 \text{ KN.}$$

3-Poids des poteaux :

-poteaux RDC et étage courant et sous sol :

$$P_{\text{étage courant}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.75 \text{ KN}$$

$$P_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.38 \text{ KN}$$

$$P_{\text{sous sol}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.59 \times 25 = 7.17 \text{ KN}$$

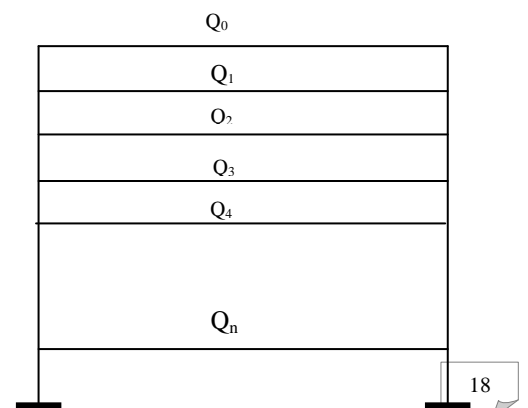
4-Surcharge des planchers :

$$Q_{\text{terrasse}} = S' \times 1,00 = 1 \times 16.83 = 16.83 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = S' \times 1.5 = 16.73 \times 1.5 = 25.10 \text{ KN.}$$

II.8-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 : Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: 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 :



$$\sum Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=5}^n Q_i \text{ pour } 5 \geq n$$

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous Sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,650	0,636

Calcul des surcharges selon la loi dégression:

niveau	
terrasse	$Q_0 = 1 \times 16,83 = \mathbf{16,83KN}$
09	$Q_0 + Q_1 = 16,83 + 25,10 = \mathbf{41,93KN}$
08	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 16,83 + 0,95(2 \times 25,10) = \mathbf{64,52KN}$
07	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16,83 + 0,90(3 \times 25,10) = \mathbf{84,6KN}$
06	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16,83 + 0,85(4 \times 25,10) = \mathbf{102,17KN}$
05	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16,83 + 0,80(5 \times 25,10) = \mathbf{117,23KN}$
04	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 16,83 + 0,75(6 \times 25,10) = \mathbf{129,78KN}$
03	$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 16,83 + 0,714(7 \times 25,10) = \mathbf{142,30KN}$
02	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 16,83 + 0,687(8 \times 25,10) = \mathbf{154,78KN}$
01	$Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 16,83 + 0,66(9 \times 25,10) = \mathbf{167,28KN}$
RDC	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 16,83 + 0,65(10 \times 25,10) = \mathbf{179,98KN}$
S/sol	$Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 16,83 + 0,636(11 \times 25,10) = \mathbf{192,43KN}$

Avec :

Q0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Qi : 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 Ns/(0.3x f_c 28)	S adoptée
10	80.11	24.05	4.75	108.91	108.91	16.83	16.83	125.74	167.6	25X30
9	73.39	24.05	4.75	102.19	211.10	25.10	41.93	253.03	337.37	25X30
8	73.39	24.05	4.75	102.19	313.29	25.10	64.52	380.32	507.09	25X30
7	73.39	24.05	4.75	102.19	415.48	25.10	84.6	507.61	676.81	25x30
6	73.39	24.05	4.75	102.19	517.67	25.10	102.17	634.90	846.81	30X35
5	73.39	24.05	4.75	102.19	619.86	25.10	117.23	762.19	1016.25	30X35
4	73.39	24.05	4.75	102.19	722.05	25.10	129.78	889.48	1186	35X40
3	73.39	24.05	4.75	102.19	824.24	25.10	142.30	1016.77	1356	35x40
2	73.39	24.05	4.75	102.19	926.43	25.10	154.78	1144.06	1525.40	40x45
1	73.39	24.05	4.75	102.19	1028.62	25.10	167.28	1271.35	1695.10	40X45
RDC	73.39	24.05	6.38	103.82	1132.44	25.10	179.98	1400.27	1867	45X50
S SOL	73.39	24.05	7.17	104.61	1237.05	25.10	192.43	1529.10	2038	45x50

II.9 : Calculs des rigidités et inerties:

Dans les tableaux suivants nous allons calculer la rigidité des poutres trouvées ultérieurement avec celle des poteaux
L'article 7.6.2 du RPA 2003 nous dit que la rigidité linéaire des poteaux doit être supérieure à celle des poutres

$M_n + M_s \geq 1.25 (M_w + M_s)$
 On a : $\sigma = Mv / I$ donc $M = \sigma I / v$
 $\sigma I_{pot} / v + \sigma I_{pot} / v \geq 1.25 (\sigma I_{pout} / v + \sigma I_{pout} / v)$
 on aura :
 $I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$

Inertie poutres principales(30x40) :
 $I_{pout} = (30 \times 40^3) / 12 = 160000 \text{cm}^4$

Inertie poteaux :

-Sous sol et RDC:
 $I_{pot} = 45 \times 50^3 / 12 = 468750 \text{cm}^4$ } **$I_{pot} > 1.25 I_{pout}$ CV**

-1^{er} et 2eme étage :
 $I_{pot} = 40 \times 45^3 / 12 = 303750 \text{cm}^4$ } **$I_{pot} > 1.25 I_{pout}$ CV**

-3eme et 4eme étage :
 $I_{pot} = 35 \times 40^3 / 12 = 186666.7 \text{cm}^4$ } **$I_{pot} > 1.25 I_{pout}$ CV**

-5eme et 6eme étage :
 $I_{pot} = 30 \times 35^3 / 12 = 107187.5 \text{cm}^4$ } **$I_{pot} < 1.25 I_{pout}$ CNV**

-7eme au 10eme étage :
 $I_{pot}=25 \times 30^3 / 12 = 56250 \text{ cm}^4$ } $I_{pot} < 1.25 I_{pout}$ CNV

Remarque :

D'après les résultats ci-dessus, nous concluons que l'inertie des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée du 5eme au 10eme étage donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Les sections qui satisfassent la vérification d'inertie sont :

Niveaux	L0	Sections cm2
Sous sol	459	45x50
RDC	408	45x50
1 ^{ER} et 2eme étage	306	40x45
3eme au 10 étage	306	35x40

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

1-poteaux (35x40) :

- ✓ $\text{Min (35x40)} \geq 25 \text{ cm}$ vérifié
- ✓ $\text{Min (35x40)} \geq \frac{he}{20} = 15.3 \text{ cm}$ vérifier avec $he=3.06 \text{ m}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ vérifié

2-poteaux (40x45) :

- ✓ $\text{Min (40x45)} \geq 25 \text{ cm}$ vérifié
- ✓ $\text{Min (40x45)} \geq \frac{he}{20} = 15.3 \text{ cm}$ vérifié avec $he=3.06 \text{ m}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ vérifié

4-poteaux (45x50) :

- ✓ $\text{Min (45x50)} \geq 25 \text{ cm}$ vérifié
- ✓ $\text{Min (45x50)} \geq \frac{he}{20} = 15.3 \text{ cm}$ vérifié avec $he=4.08 \text{ m}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ vérifié

5-poteaux (45x50) :

- ✓ $\text{Min (45x50)} \geq 25 \text{ cm}$ vérifié
- ✓ $\text{Min (45x50)} \geq \frac{he}{20} = 20.4 \text{ cm}$ vérifié avec $he=4.59 \text{ m}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ vérifié

• **Vérification des poteaux au flambement :**

Un élément en béton armé peut être flambé à tout moment sous un effet de compression centré ou excentré, si $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

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

$L_0 = h_e - h_{pp}$

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

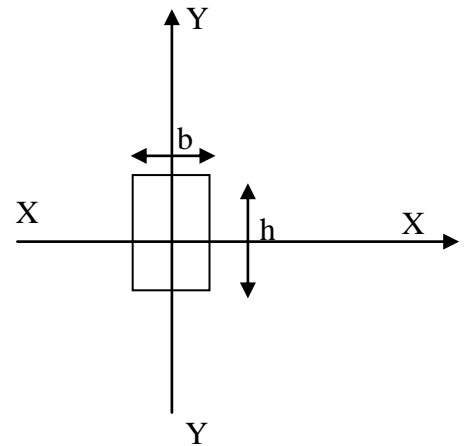
L_0 : Longueur libre de poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section transversale du poteau.

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



• **1-Poteau de sous sol (45x50) :** $h_{ss}=459\text{cm} \longrightarrow L_0=459-40=419\text{cm}$
 $\rightarrow \lambda=(2,42 \times 419)/45=22.53 < 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **2-Poteau RDC(45x50) :** $h_{rdc}=408\text{cm} \longrightarrow L_0= 368\text{cm}$
 $\rightarrow \lambda=(2,42 \times 368)/45= 19.79 < 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **3-Poteau 1^{er} et 2eme étage (40x45) :** $h_e=306\text{cm} \longrightarrow L_0= 266\text{cm}$
 $\rightarrow \lambda=(2,42 \times 266)/40= 16.09 < 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **4-Poteau du 3eme au 10eme étage (35x40) :** $h_e=306\text{cm} \longrightarrow L_0= 266\text{cm}$
 $\rightarrow \lambda=(2,42 \times 266)/35= 18.39 < 50 \dots \dots \dots$ 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 (cm²)
Poteau sous sol et RDC	(45x50)
Poteaux 1^{er}, 2^{eme} étage	(40x45)
Poteaux 3^{eme}, 10^{eme} étage	(35x40)
Poutres principales	(30x40)
Poutres secondaires	(30x35)
Poutre palière	(25x35)
Poutre de chaînage	(25x30)
Voile sous sol	e=25
Voile RDC et étages courants	e=20

III.1-Introduction :

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, Ils peuvent être isolés et calculé séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent le calcul se fera conformément aux règles : BAEL91 modifié 99. Et ces éléments sont :

- L'acrotère.
- Les planchers.
- La salle machine.
- Les escaliers.

III-2 : Acrotère :

L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », accompagner d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à ($Q=1\text{KN/ml}$), provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.

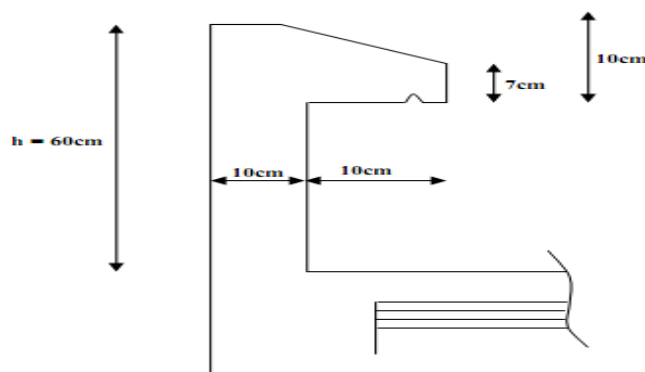


Fig. III.2.a : Coupe verticale de l'acrotère.

III.2.1 : Calcul à l'ELU :**a) Évaluation des sollicitations:**

- **Poids propre de l'acrotère:** $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2] \times 25 \times 1 = 1.712 \text{ KN/ml}$

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

L'effort normal :

$$N = G \times 1\text{m} = 1,712 \times 1\text{m} = 1,712 \text{ KN}$$

L'effort tranchant :

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

Le moment fléchissant du à la charge Q :

$$M = Q \times h \times 1\text{m} = 1 \times 0.6\text{m} \times 1\text{m} = 0,6 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } h = 0.6 \text{ m}$$

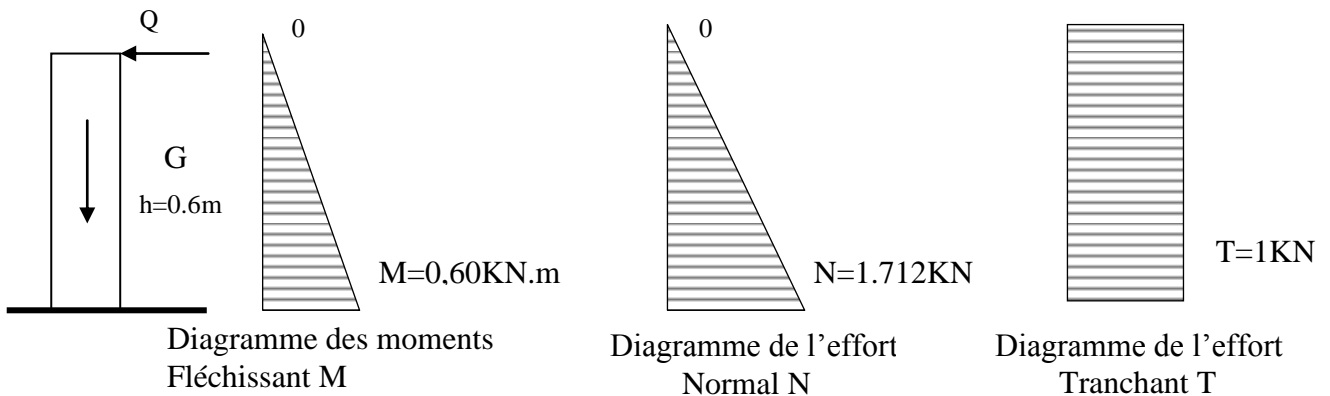


Fig. III.2.b Diagramme des efforts internes

b) Combinaisons des charges :

à **L'ELU** : La combinaison est : $1,35G + 1,5Q$

$$-N_U = 1,35.N = 1,35 \times 1,712 = 2,31 \text{ KN}$$

$$-M_U = 1,5.M = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$-T_U = 1,5.T = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

à **L'ELS** : La combinaison est : $G + Q$

$$-N_S = N = 1,712 \text{ KN}$$

$$-M_S = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$-T_S = T = 1 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de l'acrotère :

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

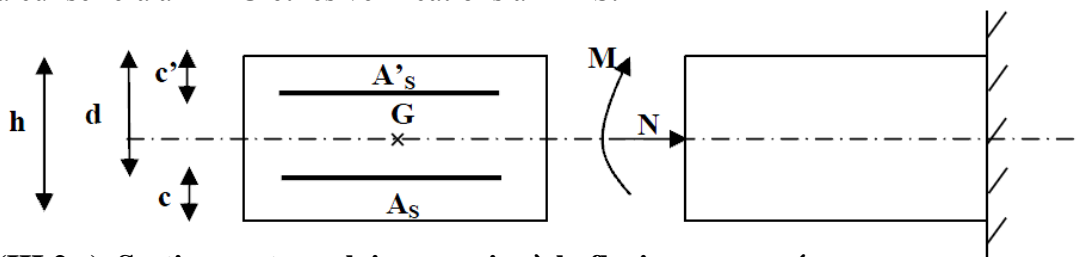


Fig (III.2.c) Section rectangulaire soumise à la flexion composée

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

$c = 2 \text{ cm}$enrobage.

$d = 8\text{cm}$hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

➤ **Position de centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,31} = 0,389\text{m} = 39\text{cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm.}$$

$$e_u >> \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « M_f » puis en flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ **Calcul en flexion simple:**

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = eu + 0.5h - c = 0,389 + 0,5 \times 0,10 - 0,02 = 0,419\text{m}$$

$$M_f = 2,31 \times 0,419 = 0,968\text{KNm}$$

Soit : 0.85 : condition du travail.

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

Θ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 ($t > 24\text{h}$).

γ_b : coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).

$$D'où : f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.166\text{MPa} = 14.20\text{MPa}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.968 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,0106 \quad (\mu_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
Asc = 0.

$$\mu_f = 0,0106 \rightarrow \beta = 0,9945$$

• **Armatures fictives (en flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{0.968 \times 10^5}{348 \times 10^2 \times 8 \times 0,9945} \approx 0,35\text{cm}^2$$

• **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$\Rightarrow A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28\text{cm}^2$$

III.2.1.1: Vérification à l'ELU :

a). Condition de Non Fragilité (BAEL 91 Art A.4.2.1)

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 d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[\frac{es - 0,455 \cdot (d)}{es - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2,1\text{MPa}$$

$$es = M_s / N_s = 0,6 / 1,712 = 0,35\text{m} = 35\text{cm}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{35 - 0,455 \times (8)}{35 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,90\text{cm}^2$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$ la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section Minimale $A_s = A_{\min} = 0,90\text{cm}^2$

La section d'acier est : **4HA8/ ml = 2.01cm²** avec un espacement de $S_r = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$.

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2$$

Donc **Ar= 4HA8 = 2,01 cm²** avec espacées de 25cm.

b). Vérification au cisaillement (BAEL91 Art 5.1.1) :

Fissuration préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 4\text{MPa}\right) = \min(2,5;4) = 2.5\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 800} = 0.0187\text{MPa} \text{ Avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée, Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c).Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL91 Art 6.1.3)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s : \text{coefficient de scellement égale à 1.5 pour les HA.} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \\ \tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,4} = 0,208\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Longueur de scellement droit :(BAEL 91 Art 6.1.221)

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

d). Vérification des espacements des barres :(CBA 93/ Art A.4.5.3.3)

La fissuration est préjudiciable ; donc $St \leq \min(2h ; 18\text{cm})$

$$St \leq \min(20 ; 18\text{cm})$$

On a adopté un espacement de 18 cm ; donc la condition est vérifiée.

III.2.1.2. Vérification à l'ELS :

-Contrainte dans les aciers : BAEL91/A.4.5,33] :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ Avec : } \eta = 1,6 \text{ (acier haut adhérence)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] \text{ d'où : } \bar{\sigma}_s = \min [226,67 , 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253 \text{ d'après l'abaque } \beta_1 = 0.920 \implies K_1 = 47.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 201} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton : (BAEL91/A.4.5,2):

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{40.56}{47.50} = 0.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2 : Résistance de l'acrotère au séisme (RPA 91 Art A.6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure à l'action de la main courante Q .

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

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage (zone IIa groupe 2) .

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

On a : $A = 0.15, C_p = 0.8, W_p = 1.712 \text{ KN/m}$

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 :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

Armatures principales : **4 HA8/ml avec e=25cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml avec=25cm.**

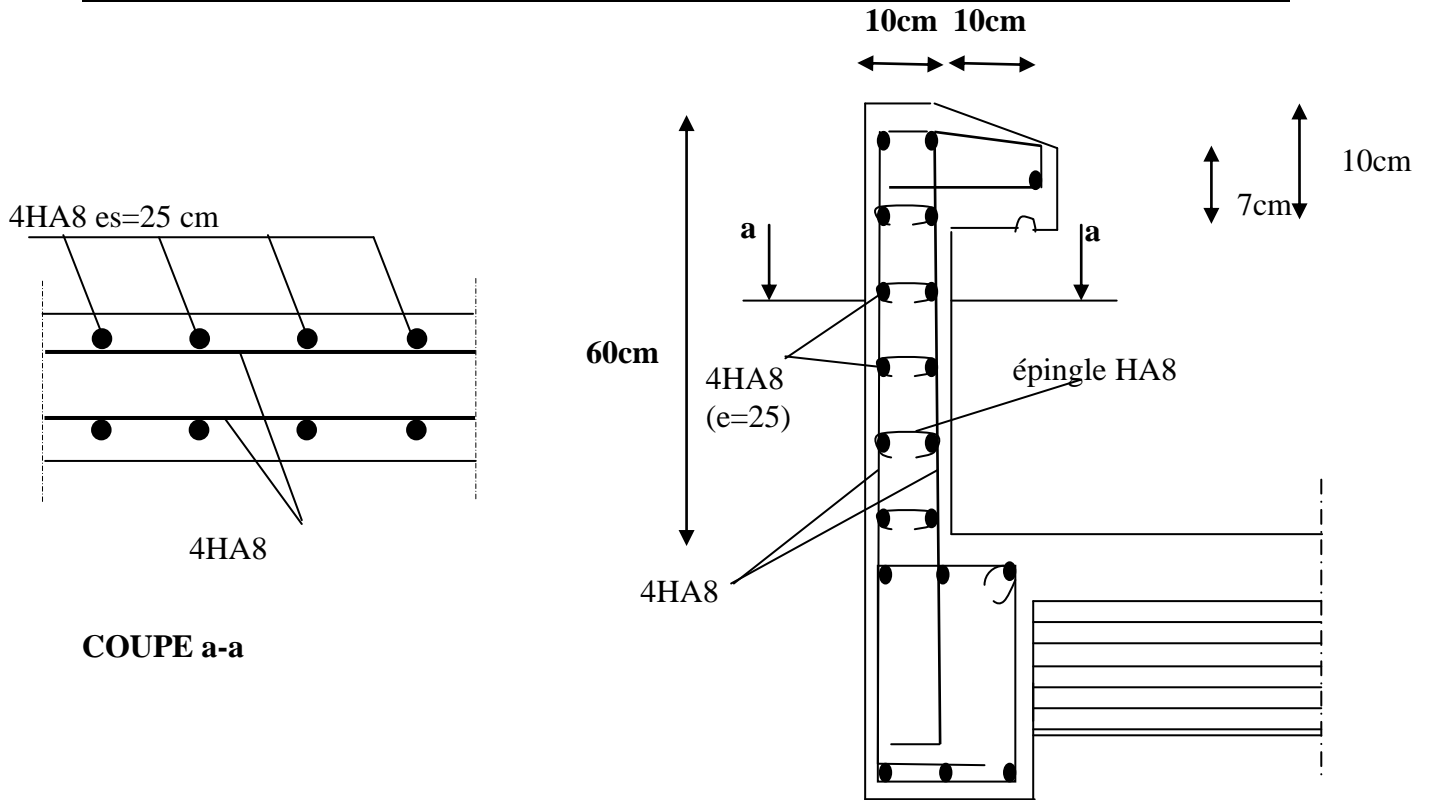


Figure III.2.d : ferrailage de l'acrotère

III-3 : Planchers en corps creux :

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

a/Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la section)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression)

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$d = 18 \text{ cm}$ (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis a prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à

la plus faible des valeurs : $(b_1 \leq \frac{L}{2} ; b_1 \leq \frac{L_1}{10} ; 8h_0)$

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

L_1, L_2 : portées des poutres.

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{60-12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 = 8 \times 4 = 32 \text{ cm}$$

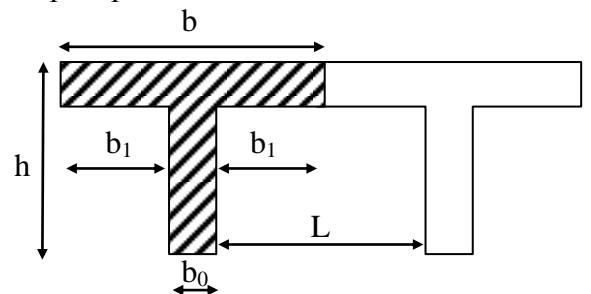


Figure III.3.a : Construction de la section en T.

b/ Application :

$$b_1 \leq \min(24 ; 44 ; 32) \text{ cm} \longrightarrow b_1 = 24 \text{ cm. } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm.}$$

III.3.1 : Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance (TS 520)). L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 20 \text{ cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.} \\ 33 \text{ cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles} \end{array} \right\} \text{BAEL91 (Art B.6.8.423)}$$

• **Calcul des armatures :**

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A^\perp \geq \frac{4xL}{520} = \frac{4x60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 60cm)

Fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé. (fe= 520 MPa)

On opte pour : $A^\perp = 5\Phi 5 / \text{ml}$, $A^\perp = 0.98 \text{ cm}^2$

$$e = \frac{100}{5} \text{ d'où } e = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A^\parallel \geq \frac{A^\perp}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On opte pour : $A^\parallel = 5\Phi 5 / \text{ml}$, $A^\parallel = 0.98 \text{ cm}^2$ d'où $e = 20 \text{ cm}$

Finalemnt :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression par treillis soudé (TLE520) de dimension (20x20) cm².

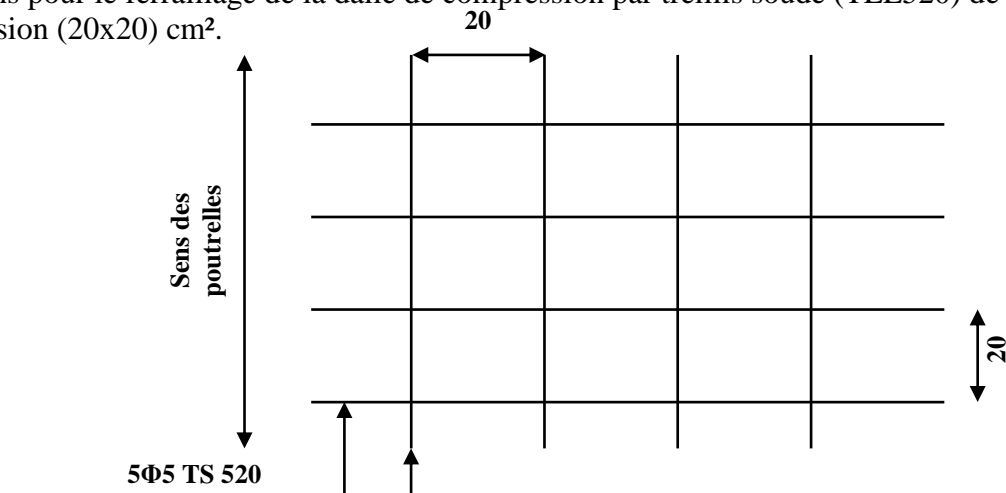


Figure III.3.b : Ferrailage de la dalle pleine.

III.3.2 : Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes.

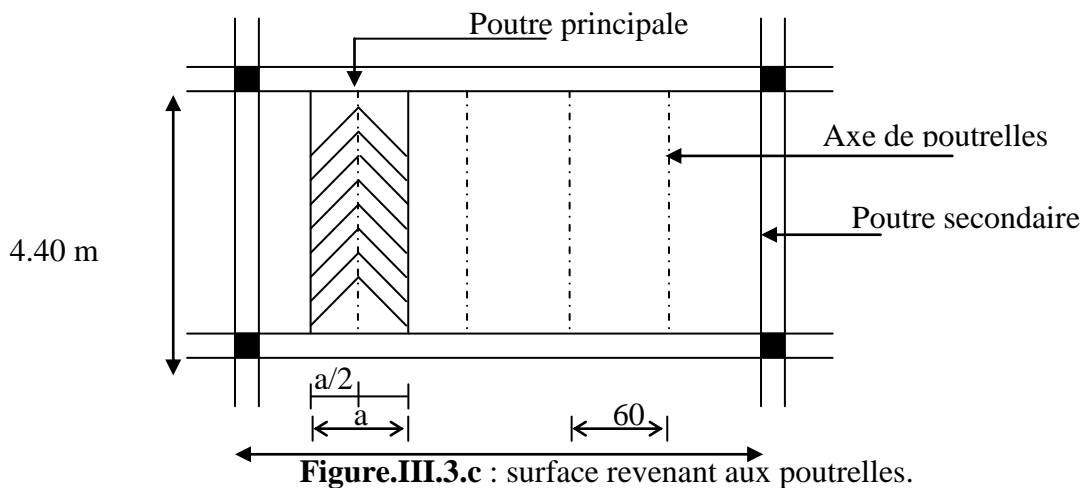
• Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95KN/m² ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.60 = 0.57 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Calcul des efforts à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.



$q_u = 2.432 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charges :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$ Avec $G = G_1 + G_2$
 $q_u = 1.35 \times 0.69 + 1.5 \times (1 \times 0.60) = 1.83 \text{ KN/ml}$

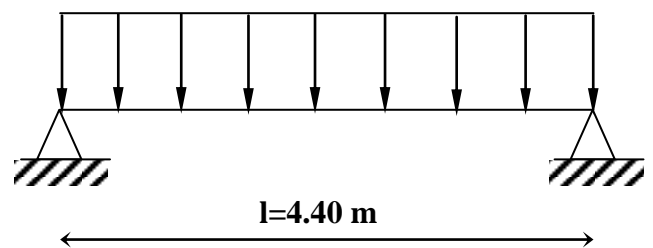


Figure III.3.d: Schéma statique de la travée la plus défavorable.

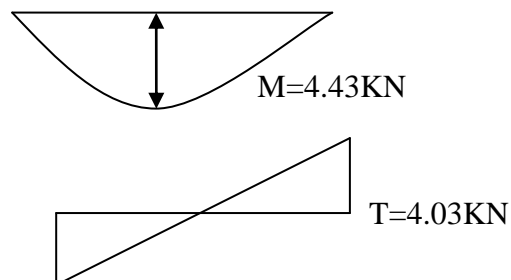
• Moment max en travée :

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.83 \times 4.40^2}{8} = 4.43 \text{ KN.m}$

$M_u = 4.43 \text{ KN.m}$

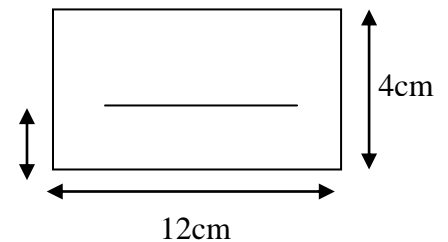
• Effort tranchant max:

$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.83 \times 4.40}{2} = 4.03 \text{ KN}$



• **Calcul de la section d'armature :**

Soit c : l'enrobage ($c=2$ cm). La hauteur utile $d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm



$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.43 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.50 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA).}$$

NB : Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle et supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises.

• **Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

- Poids propre du plancher $G = 5.14 \times 0.60 = 3.084 \text{ KN/m}$;
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1.5 \times 0.60 = 0.9 \text{ KN/m}$;

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3.084) + 1,5 (0.9) = 5.513 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Nous avons deux types de planchers :**

1^{er} cas : un plancher comporte 8 appuis.

2^{eme} cas : un plancher comporte 3 appuis.

a-Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthodes forfaitaires
- Méthodes des trois moments
- Méthodes de Caquot.

b- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.30 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les Travées.

—————> Condition vérifiée

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\text{On à: } 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = 0.91 ; \frac{L_2}{L_3} = 0.83 ; \frac{L_3}{L_4} = 0.91 ; \frac{L_4}{L_5} = 1.1 ; \frac{L_5}{L_6} = 1.21 ; \frac{L_6}{L_7} = 1.1$$

Le rapport des portées successives des travées est compris entre 0.8 et 1.25 ———> condition est vérifiée.

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. ———> Condition vérifiée

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

c-Principe de la méthode :

la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des

charges d'exploitation est défini comme suit : $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{1.5+5.14} = 0.226 \rightarrow 0 < \alpha < \frac{2}{3}$

$\alpha = 0,226 (1 + 0,3\alpha) = 1,0678 = 1.1 ; \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.534 ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.634.$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée L que la travée considérée est soumise au mêmes charges (moment isostatique) avec

$M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_w, M_e : moments en valeur absolu sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- ✓ $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ 1.05 ; (1 + 0.3\alpha) M_0 \right\}$
- ✓ $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire.
- ✓ $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive.

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

➤ **1^{er} cas :** nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

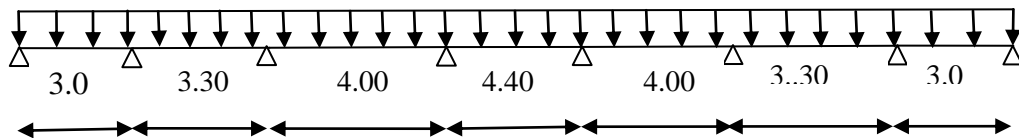


Figure III.3.e : schéma statique de la poutrelle.

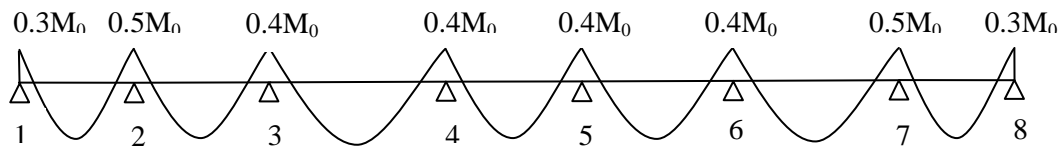


Figure III-3.f: diagramme des moments d'une poutre continue.

d-Calcul des moments en travée :

-travée de rive:

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \implies M_t \geq 0.634 M_0$$

- $M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq \max \left\{ 1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0 \right\}$

$$M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \implies M_t \geq 0.65M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.1M_0 \implies M_t \geq 0.7M_0$$

Donc on prend $M_t = 0.7M_0$

-travée intermédiaire :

- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \implies M_t \geq 0.53M_0$
- $M_t + \frac{0.4M_0+0.5M_0}{2} \geq \max \left\{ 1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0 \right\}$

$$M_t + \frac{0.4M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \implies M_t \geq 0.60M_0$$

$$M_t + \frac{0.4M_0+0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \implies M_t \geq 0.65M_0$$

Donc on prend $M_t = 0.65M_0$

❖ Les moments max dans les travées seront donc :

-Travée intermédiaire : $M_t = 0.65M_0$

-Travée de rive : $M_t = 0.7M_0$

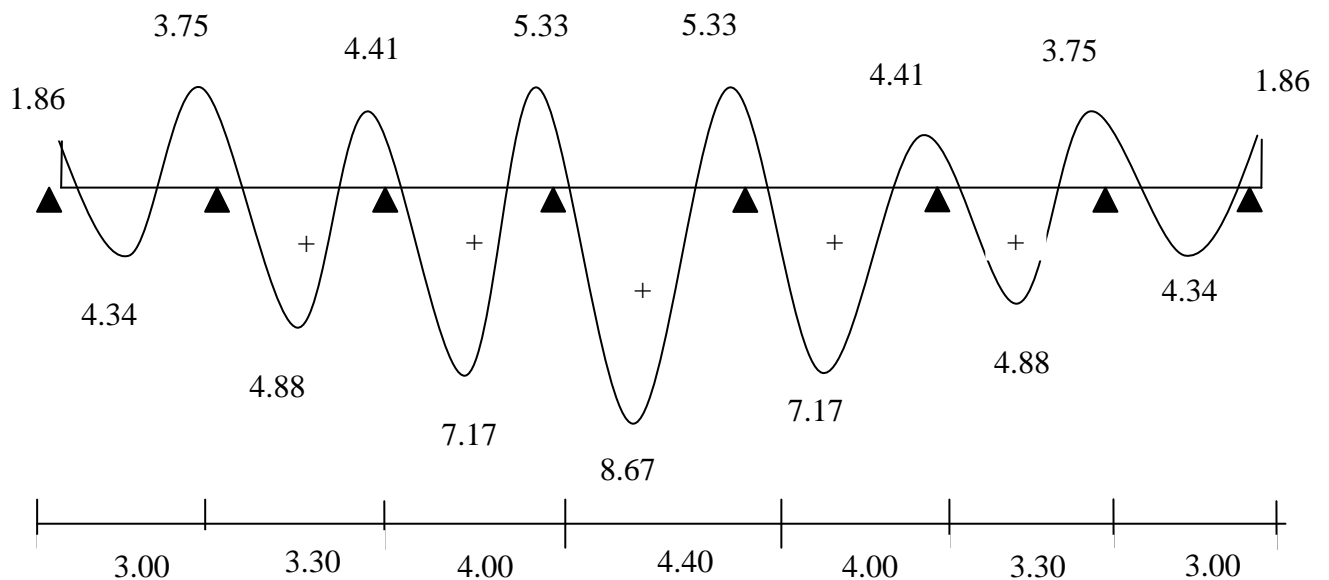
e)-Calcul des moments isostatique :

$q_u = 5.513 \text{ KN/ml}$.

travées	L(m)	Moments isostatique (KN.m)	Moments max (KN.m)
(1-2)= (7-8)	3.00	$\frac{ql^2}{8} = \frac{5,513 \cdot 3^2}{8} = 6.20$	$0.7 \times 6.20 = 4.34$
(2-3)= (6-7)	3.30	$\frac{ql^2}{8} = \frac{5,513 \cdot (3,30)^2}{8} = 7.50$	$0.65 \times 7.5 = 4.88$
(3-4)= (5-6)	4.00	$\frac{ql^2}{8} = \frac{5,513 \cdot (4)^2}{8} = 11.03$	$0.65 \times 11.026 = 7.17$
(4-5)	4.40	$\frac{ql^2}{8} = \frac{5,513 \cdot (4.4)^2}{8} = 13.34$	$0.65 \times 13.34 = 8.67$

f)-calcul des moments aux appuis :

appuis Moments (KN.m)
 $M_1=M_8$ $0,3 \cdot 6,20=1,86$
 $M_2=M_7$ $0,5 \times 7.50=3.75$
 $M_3=M_6$ $0,4 \times 11.03=4.41$
 $M_4=M_5$ $0,4 \times 13.34=5.33$



III-3-g : Diagramme des moments fléchissant

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M _w (KN.M)	1.86	3.75	4.41	5.33	4.41	3.00	1.30
M _e (KN.m)	3.1	3.00	4.41	5.33	4.41	3.75	1.86
L(m)	3.00	3.30	4.00	4.40	4.00	3.30	3.00
T _w (KN)	7.86	9.32	11.03	12.13	11.03	8.87	8.68
T _e (KN)	-8.68	-8.87	-11.03	-12.13	-11.03	-9.32	-7.86

g)-calcul des efforts tranchants :

$$T_i = \Theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} ; T_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

Avec : $\Theta = \frac{q_u}{2} L$

M_i ; M_{i+1} : moments aux appuis.

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées
 q_u = 5.513 KN/ml.

Lediagramme des efforts Tranchant est donc:

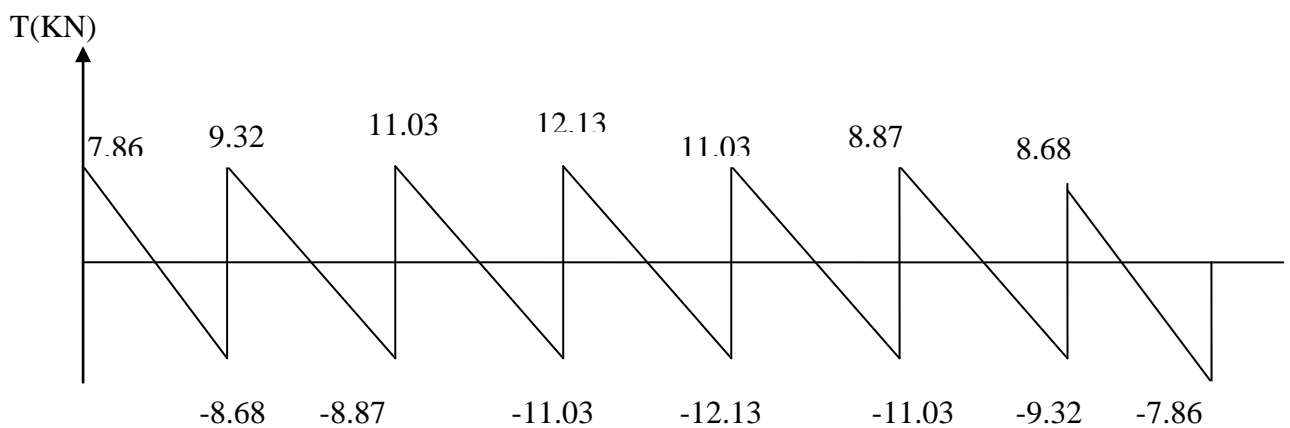


Figure III-3-h : diagramme des efforts tranchants.

➤ 2eme cas : nous avons une poutre sur 3 appuis :

1- Choix de la méthode de calcul :

Elle s'applique aux constructions dont:

- la charge d'exploitation $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$.

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.03 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

-les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$L_i / L_{i+1} = 3.30/4.00 = 0.83 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Considérées. \Rightarrow **Condition vérifiée**

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow **Condition vérifiée**

Conclusion : les conditions sont vérifiées don la méthode forfaitaire est applicable.

2- calcul des moments :

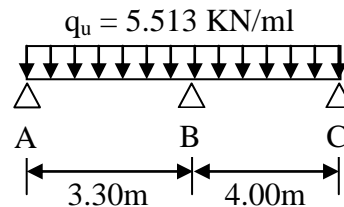
a-Calcul des rapports de charge :

$\alpha = Q / (G + Q) = 1,5/(5,514+1,5) = 0,226.$

$1 + 0,3 \alpha = 1,068 = 1,1 .$

$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,534.$

$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,634.$



-travée de rive:

$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.634 M_0$

$M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq \max \left\{ 1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0 \right\}$

$M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$

$M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.1M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.7M_0$

Donc on prend $M_t = 0.7M_0$

2.1-Calcul du moment isostatique :

- **Calcul a l'ELU :**

a)-Moments en travées :

Travées	L(m)	Moments isostatique(KN.m)	Moments max(KN.m)
(A-B)	3.30	$\frac{ql^2}{8} = \frac{5,513.(3.30)^2}{8} = 7,50$	$0.7 \times 7.5 = 5,25$
(B-C)	4.00	$\frac{ql^2}{8} = \frac{5,513.(4)^2}{8} = 11.03$	$0.7 \times 11.03 = 7,72$

b)- Moments aux appuis:

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 11.03 = 3.31 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = 0,6 M_{01} = 0,6 \times 11.03 = 6.62 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 11.03 = 3.31 \text{ KN.m.}$$

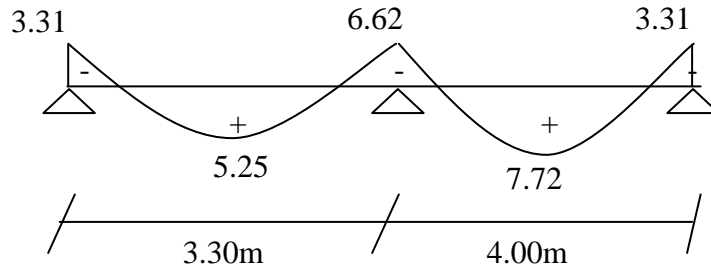


Figure III-3-i. Diagramme des Moments.

c)-calcul des efforts tranchants :

$$T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L_1} + \Theta(x)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{avec } \Theta(x) = \frac{q_u}{2} L \\ T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L_1} - \Theta(x) \end{array} \right\}$$

Travées	L (m)	qu(KN/m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
A-B	3.30	5.513	10.099	-8.093
B-C	4.00	5.513	10.198	-11.853

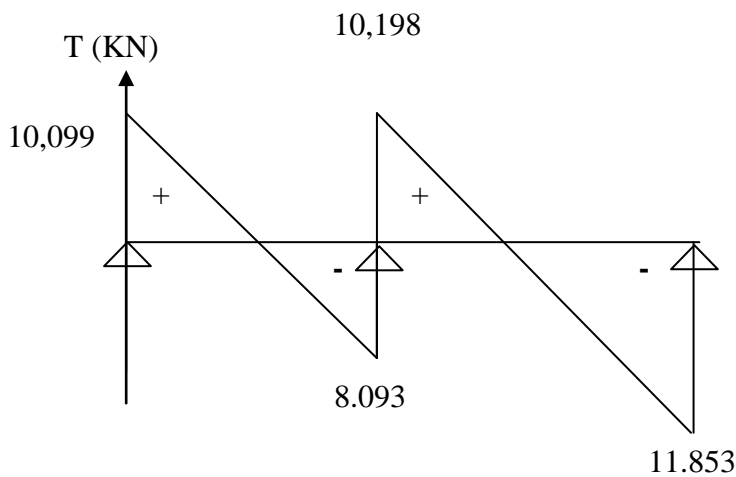
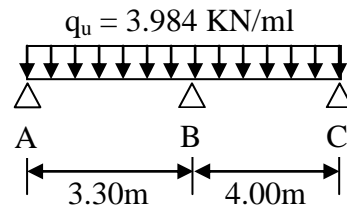


Figure III.3-j. Diagramme des efforts tranchants.

- Calcul a l'ELS:

1-Calcul du Moments isostatique

$$q_s = G+Q = 3.984 \text{ KN/m}$$



Après application de la méthode forfaitaire, nous obtenons les valeurs suivantes:

a-Moments en travées:

Travées	L(m)	Moments isostatique(KN.m)	Moments max(KN.m)
(A-B)	3.30	$\frac{ql^2}{8} = \frac{3,984 \cdot (3.30)^2}{8} = 5,42$	$0.7 \times 5,42 = 3,79$
(B-C)	4.00	$\frac{ql^2}{8} = \frac{3,984 \cdot (4)^2}{8} = 7,97$	$0.7 \times 7,97 = 5,58$

b-Moments aux appuis:

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,97 = 2.39 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = 0,6 M_{01} = 0,6 \times 7,97 = 4.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,97 = 2.39 \text{ KN.m}$$

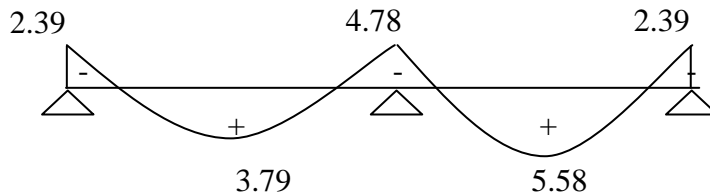


Figure III.3.k: Diagramme des Moments fléchissant a l'ELS

2-calcul des efforts tranchants :

$$\left. \begin{aligned} T_i &= \frac{M_{i+1} - M_i}{L_1} + \Theta(x) \\ \text{Avec } \Theta(x) &= \frac{q_u}{2} L \\ T_{i+1} &= \frac{M_{i+1} - M_i}{L_1} - \Theta(x) \end{aligned} \right\}$$

Travees	L (m)	qu(KN/m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
A-B	3.30	3.984	7.298	-7.298
B-C	4.00	3.984	8.566	-8.566

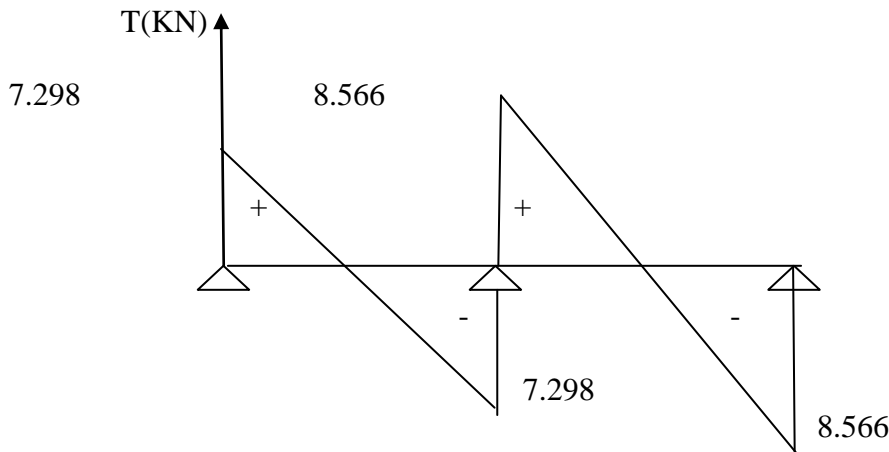


Figure III-3.I:diagramme des effortstranchants a l'ELS.

Remarque : Le calcul se fera selon le cas le plus défavorable (1^{er} cas) .

Calcul des armatures :

a) Calcul à l'ELU :

a-1) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression est donné par :

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) M_t = 0,04 \times 0,60 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{max}}^t = 8.67 \text{ KN.m} < M_t = 54.528 \text{ KN.m}$ Le neutre est dans la table de compression d'où Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h) :

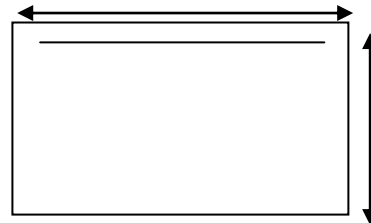
$$\mu_b = \frac{M_{\text{max}}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.67 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14.2} = 0.03160 \text{ cm}$$

$$\mu_b = 0.031 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S S A}$$

$$\beta = 0.984520 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\text{max}}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.67 \times 10^3}{0.9845 \times 18 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2.$$



a.2) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue, donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b× h).

$$M_a^{\text{max}} = 5.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{amax}}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.34}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.096$$

$$\mu_b = 0.096 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S S A}$$

$$\mu_b = 0,096 \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_a = \frac{M_a^{\text{max}}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{5.34 \cdot 10^3}{0,949 \cdot 18 \cdot 348} = 0.898 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,898 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures transversales : (BAEL91/ Art 7.2.21)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné comme suit :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi^{\max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; \phi^{\max} \right\} = \{0.57; 1.2; 1\}$$

Avec ϕ^{\max} : c'est le diamètre maximal des armatures longitudinales :

$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$

On choisi un cadre $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec : $A_t = 2 \text{ HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales (BAEL91/Art.5.1 ,22)**

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

On prend $S_t = 15$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 15} = \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

C) vérifications a l'ELU:

C-1) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.Art.5.1.1)

On doit vérifier que :

$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$; Fissuration non préjudiciable :

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{12.13 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.56 \text{ MPa}$. $\bar{\tau}_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 , 4) = 3,33 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

C.2) Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A 4.2.1)

Par définition, une section tendue ou fléchiée est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchiée, de largeur « b » armée d'une section « As » cette condition s'exprime par :

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ $A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$

En travée :

$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis :

$A_a = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

C-3) Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91.Art. A.6.1)

On doit vérifier que :

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

avec : $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3,14 \times 8 = 50.24 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{12,13 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 50.24} = \mathbf{1.429 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} \text{ avec : } \Psi = 1.5 \text{ pour les hautes adhérences}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = 1.429 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

C.4) Influence de l'effort tranchant sur le béton :(BAEL91/Art. A5.1.313)

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b_0 \cdot a \right) \text{ avec } a = 0.9d$$

$$T_{umax} \leq 0.4 \cdot \frac{25 \cdot 10^{-1} \cdot 12.0 \cdot 9.18}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 12.13 \text{ KN} \leq T_{umax} 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

C.5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures:

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_{max}}{\sigma_s}$

$$A_a \geq \frac{12.13 \times 10^3}{348} = 34.86 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 1.01 \text{ cm}^2 \geq 0.348 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les conditions d'influence de l'effort tranchant sont vérifiées, donc les armatures utilisées sont suffisantes.

C.6) Calcul des scellements droit :(BAEL91/ Art.A6.1.221)

$$\tau_{se} = 0.6\psi^2 f_{t28} \text{ Avec :}$$

$$\psi = \begin{cases} 1.5 & \text{pour les hautes adhérences.} \\ 1.0 & \text{Pour les rends lisse.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{se}} \text{ , } l_s = \text{longueur de scellement droit.}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers HA ;Donc :

$$Lc = 0,4Ls = 0,4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm.}$$

Lc : Longueur hors crochets normaux adoptés

d)-vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU :

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

b) Vérification à l'ELS :

a-calcul des moments :

a-1/ Moments en travées :

travées	L(m)	Moments isostatique(KN.m)
(1-2)= (7-8)	3.00	$\frac{ql^2}{8} = \frac{3,984.3^2}{8} = 4.48$
(2-3)= (6-7)	3.30	$\frac{ql^2}{8} = \frac{3,984.(3,30)^2}{8} = 5.42$
(3-4)= (5-6)	4.00	$\frac{ql^2}{8} = \frac{3,984.(4)^2}{8} = 7.97$
(4-5)	4.40	$\frac{ql^2}{8} = \frac{3,984.(4.4)^2}{8} = 9.64$

a-2/Moments aux appuis

$M_1 = M_2 = 0,3 M_{01} = 1.34 \text{KN.m}$

$M_2 = M_7 = 0,5 M_{02} = 2.71 \text{KN.m}$

$M_3 = M_6 = 0,4 M_{03} = 3.19 \text{KN.m}$

$M_4 = M_5 = 0,4 M_{04} = 3.86 \text{KN.m}$

Le diagramme des moments est donné ci-dessous:

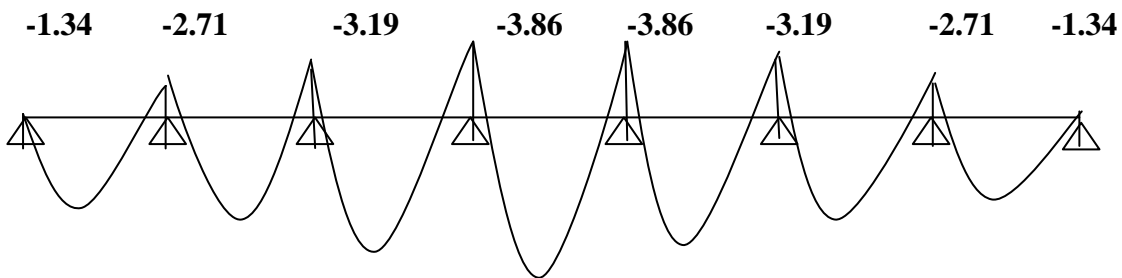


Figure III-3-m : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

b) Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_s L$$

Avec : $q_s = 3.98 \text{KN/m}$

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M _w	1.34	2.71	3.19	3.86	3.86	3.19	2.71
M _e	2.71	3.19	3.86	3.86	3.19	2.71	1.34
L	3.00	3.30	4.00	4.40	4.00	3.30	3.00
T _w	5.51	6.42	7.79	8.75	8.13	6.71	6.43
T _e	-6.43	-6.71	-8.13	-8.76	-7.79	-6.42	-5.51

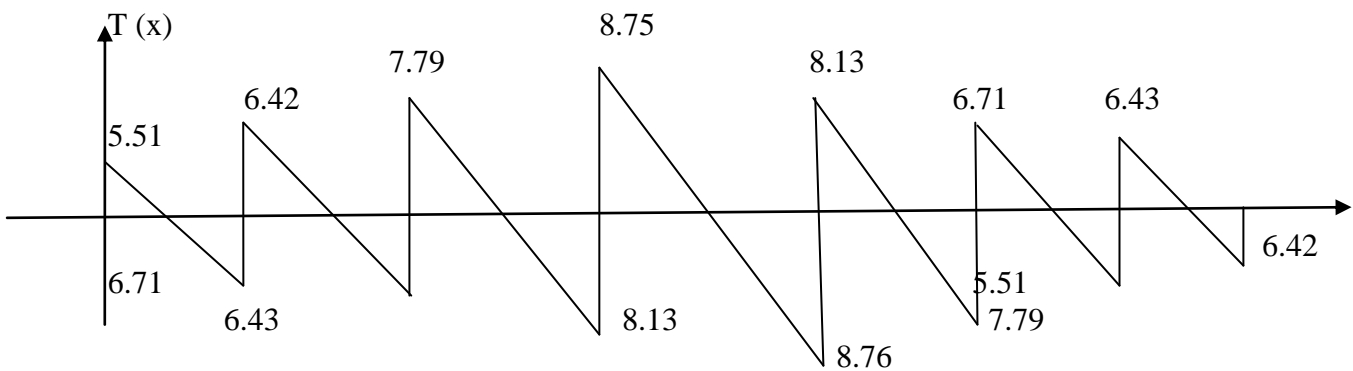


Figure III-3-n : Diagramme des efforts tranchants

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications à faire sont :

c) Etat limite de la compression du béton :.....(BAEL 91 /Art.A.4.5, 2)

La contrainte de compression dans le béton est :

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

c-1)-En travées :

$$M_t^{\max} = 9.64 \text{ KN.m} ; A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 2\text{Ø}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05$$

$$\rho = 1.05 \Rightarrow \beta_1 = 0.858, \alpha_1 = 0.426; K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{9.64 \times 10^3}{2.26 \times 0.858 \times 18} = 276.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.05 \times 276.2 = 13.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

c-2) -Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 3.86 \text{KN.m} ; A_a = 0.785 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 18} = 0.467$$

$$\rho = 0.47 \Rightarrow \beta_1 = 0.896 \quad \alpha_1 = 0.312 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.03$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3.86 \times 10^3}{1.01 \times 0.896 \times 18} = 236.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.03 \times 236.9 = 7.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les vérifications étant satisfaites. Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

e)-vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU :

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

e.1) Etat limite de déformation :.....(BAEL91. Art. B.68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

M_0 : Moment isostatique

L: La portée de la travée entre nus d'appui.

h: La hauteur totale de la section droite (h=20cm).

d: La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

Mt: Le moment en travée maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

e.2) Vérification des conditions :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,06 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition:"1" n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire

➤ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = l/500 = 4400/500 = \mathbf{8.8mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée avec $I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + nA(y_2 - c)^2$$

y_1 : position de l'axe neutre

$$\text{avec : } y_1 = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

• **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 60\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la dalle de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

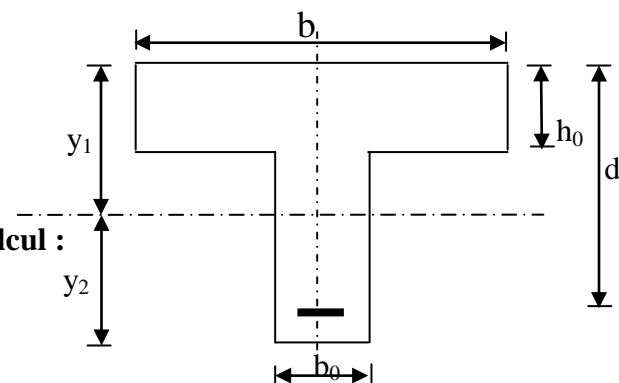
$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

$$\text{d'où : } y_1 = \frac{12 \cdot \frac{20^2}{2} + (60 - 12)4 \frac{4}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{12 \cdot 20 + (60 - 12)4 + 15 \times 2.26}$$

$$y_1 = \mathbf{7.28\text{cm}}$$

$$y_2 = h - y_1 = y_2 = 20 - 7.28$$

$$y_2 = \mathbf{12.72\text{cm}}$$



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right) \right] + nA(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12 \cdot (7.28^3 + 12.72^3)}{3} + (60 - 12) \cdot 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.28 - \frac{4}{2} \right) 2 \right] + 15 \cdot 2.26 (12.72 - 2)^2$$

I₀ = 19279.96 cm⁴

• Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.010$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60} \right) \times 0.010} = 1.61$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} ; \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4.0 \cdot 0.010 \cdot 276.2 + 2.1} ; 0 \right\} \Rightarrow \mu = 0.72$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 19279.96}{1 + 0.72 \times 1.61} = 9822.13 \text{ Cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{3.86 \times 10^6 \times 4400^2}{10 \times 10818.87 \times 9822.13 \times 10^4} = 7.032 < \bar{f} = 8,80 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ferrailage du plancher

TS 5HA5 (es=20cm)

TS 5HA5/20X20

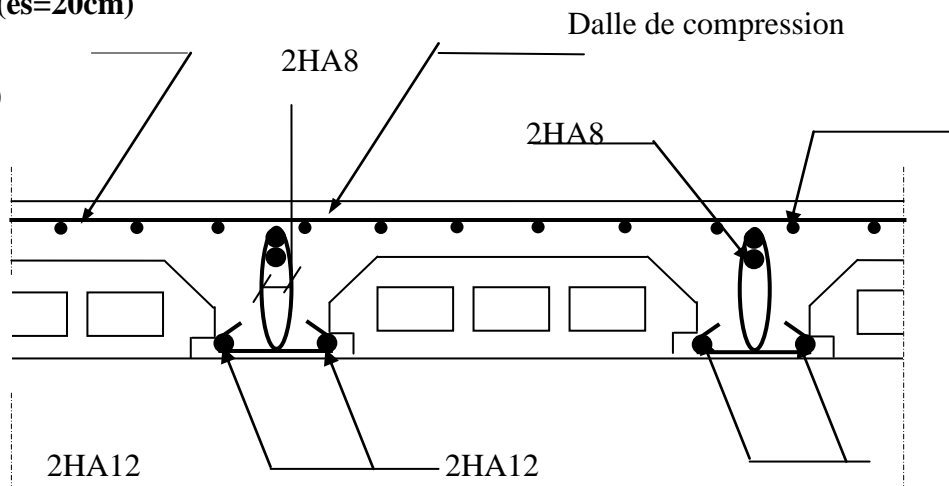


Figure III-3-o : ferrailage du plancher

III.4 : Calcul de la salle machine :**III.4.1:Introduction**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions (3.53× 4.05) m² appuyée sur ses 4 cotés, avec une vitesse d'entraînement (V=1m/s).

III.4.2Caracteristiques de la cage d'ascenseur:

- La surface de la salle machine est de : 4.05 x 3.43=13.89cm².
La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de :P=100KN.

III.4.3.Calcul de la dalla pleine :**a-épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule: $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{3.43}{30} = 11.43\text{cm}$

NB :le RPA 2003 exige une hauteur de $h_t \geq 12\text{cm}$ on opte **ht=15cm**

Schéma du panneau de dalle a considéré pour le calcul de la salle machine.

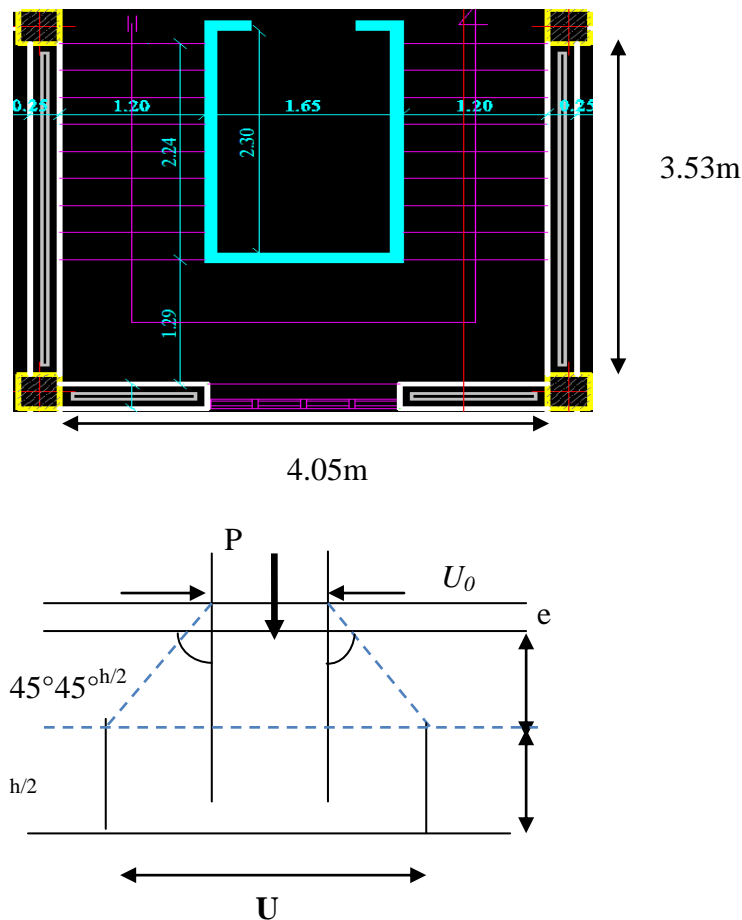


Figure III.4.a: schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 04 appuis et elle est soumise a la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (UxV) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

D'où le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\begin{aligned}
 U &= U_0 + 2\zeta e + ht = 100 + (2 \times 5) + 15 = 125 \text{ cm} \\
 e &= 5 \text{ pas de revêtement de la dalle} \\
 V &= V_0 + 2\zeta e + ht = 100 + (2 \times 5) + 15 = 125 \text{ cm}
 \end{aligned}
 \left\{ \begin{array}{l} ht = 15 \text{ cm} \\ \zeta = 1 \text{ revêtement en béton.} \end{array} \right.$$

U=125cm ; V=125cm

$U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$ (Coté du rectangle dans lequel q est concentrée)

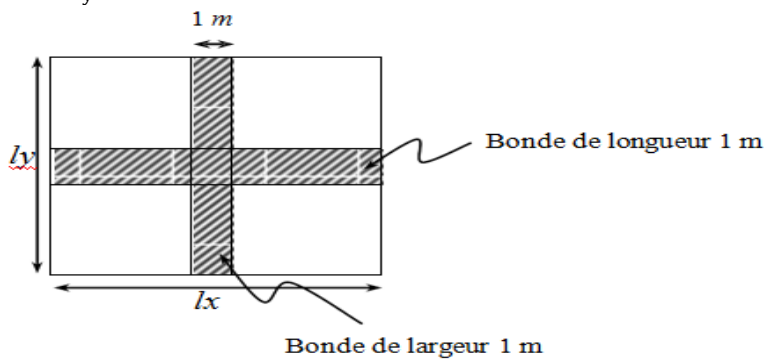
ht : épaisseur de la dalle (15cm).

e : épaisseur du revêtement (5cm).

Sachant que la charge n'est pas au milieu de panneau nous allons utiliser l'artifice de Resal pour déterminer les moments M_x et M_y .

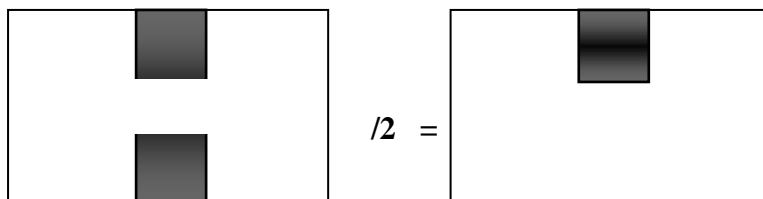
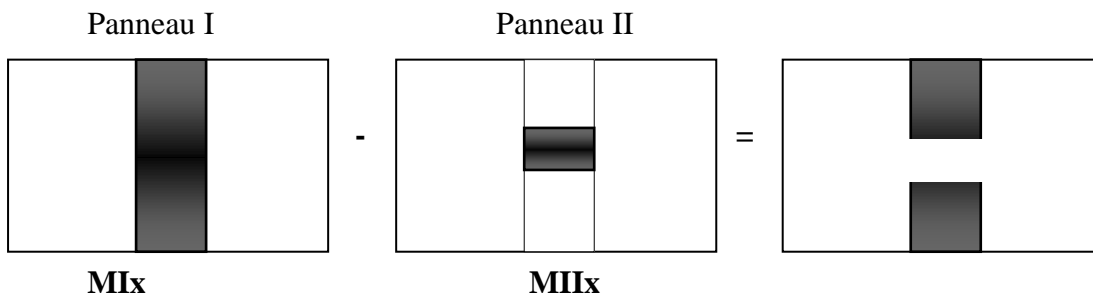
Les cotes U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.53}{4.05} = 0.87 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

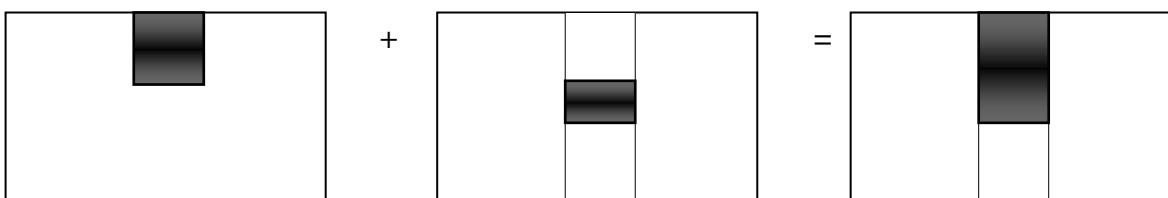


b-calcul des moments au centre du panneau :

On utilisant l'artifice de Resal on aura :



Panneau III



$$M_{x}^{III} = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2} + M_{x}^{II}$$

$$M_{y}^{III} = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2} + M_{y}^{II}$$

- Calcul du moment pour le panneau I:

$$\left. \begin{aligned} M_x^I &= 1.35 \text{ PI} (M_1 + \nu M_2) \rightarrow M_x^I = 1.35 \text{ PI} (M_1) \\ M_y^I &= 1.35 \text{ PI} (M_2 + \nu M_1) \rightarrow M_y^I = 1.35 \text{ PI} (M_2) \end{aligned} \right\} \text{ELU: } \nu=0$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson.

P : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$\frac{\text{PI}}{U \times V} = \frac{P}{U \times V} \rightarrow \frac{\text{PI}}{1.65 \times 3.53} = \frac{100}{1.65 \times 2.24}$$

PI=157.59KN

M₁ et M₂ : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de PEGEAUD.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.65}{3.53} = 0.47 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{3.53}{4.05} = 0.87$$

Après interpolation : **M₁ = 0.079** et **M₂ = 0.044**

$$M_x^I = 1.35 \times 157.59 \times 0.079 = 16.81 \text{ KN.m}$$

$$M_y^I = 1.35 \times 157.59 \times 0.044 = 9.36 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment pour le panneau II:

$$\left. \begin{aligned} M_x^{II} &= 1.35 \text{ PII} (M_1 + \nu M_2) \rightarrow M_x^{II} = 1.35 \text{ PII} (M_1) \\ M_y^{II} &= 1.35 \text{ PII} (M_2 + \nu M_1) \rightarrow M_y^{II} = 1.35 \text{ PII} (M_2) \end{aligned} \right\} \text{ELU: } \nu=0$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson.

P : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$\frac{\text{PII}}{U \times V} = \frac{P}{U \times V} ; \frac{\text{PII}}{0.95 \times 1.65} = \frac{100}{1.65 \times 2.24}$$

PII=87.05KN

M₁ et M₂ : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans lesabaques de PEGEAUD.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{0.95}{3.53} = 0.30 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.65}{4.05} = 0.40$$

Après interpolation : **M₁ = 0.142** et **M₂ = 0.091**

$$M_x^{II} = 1.35 \times 87.05 \times 0.142 = 16.69 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{II} = 1.35 \times 87.05 \times 0.091 = 10.69 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment pour le panneau III :**

$$M_x^{III} = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2} + M_x^{II} = \frac{16.81 - 16.69}{2} + 16.69 = 16.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{III} = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2} + M_y^{II} = \frac{9.36 - 10.69}{2} + 10.69 = 10.02 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \longrightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \text{ Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.53}{4.05} = 0.87 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

❖ **Etat limite ultime (ELU) : $\nu=0$**

Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

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

$q_u = 1,35G + 1,5Q$; $q_u = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$.

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$$M_{uxl} = 0,0488 \times 6,56 \times (3,53)^2 = 3,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{uyl} = 0,721 \times 3,98 = 2,87 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) : $\nu=0,2$**

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0599 \\ \mu_y = 0,804 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0,0599 \times 4,75 \times (3,53)^2 = 3,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,804 \times 3,54 = 2,85 \text{ KN.m}$$

• **Superposition des moments :** (pour la charge non concentrique on fait la superposition)

$$M_x = \sum M_x = M_{uxl} + M_x^{III} = 16,75 + 3,98 = 20,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \sum M_y = M_{uyl} + M_y^{III} = 10,02 + 2,87 = 12,89 \text{ KN.m.}$$

• **Ferraillage :**

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 20,73 = 17,62 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 12,89 = 10,95 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = -0,3 \times 20,73 = -6,22 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = -0,3 \times 12,89 = -3,86 \text{ KN.m}$$

III-4-5 : Ferrailage du panneau:

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur. Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($dx=13\text{cm}$ $dy=13\text{cm}$)

I-a: Sens x-x :**a)-1 : En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{17,62 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,074 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$(\text{SSA}) \mu_b = 0,074 \rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{xt} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} ; A_{xt} = \frac{17,62 \times 10^6}{0,962 \times 130 \times 348} = 404,8 \text{ mm}^2 = 4,04 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{xt} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

a)-2 : Aux appuis :

$$\mu_s = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,22 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,026 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

(SSA)

$$\mu_b = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{xa} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} ; A_{xa} = \frac{6,22 \times 10^6}{0,987 \times 130 \times 348} = 139,29 \text{ mm}^2 = 1,39 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{xa} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

I-b : sens y-y**b)-1 : En travée**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{10,95 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,046 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

(SSA)

$$\mu_b = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{yt} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} ; A_{yt} = \frac{10,95 \times 10^6}{0,976 \times 130 \times 348} = 247,99 \text{ mm}^2 = 2,48 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{yt} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b)-2 : Aux appuis :

$$\mu_s = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.86 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.016 < 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{ya} = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} ; A_{ya} = \frac{3.86 \times 10^6}{0.992 \times 130 \times 348} = 86.01 \text{ mm}^2 = 0.86 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{ya} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Récapitulation :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	B	A(cm²)	A adoptée (cm²/ml)	Espacement
En travée	X-X	17,62	0,074	0,962	4,04	5HA12=5,65	20 cm
Aux appuis	X-X	-6,22	0,026	0,987	1,39	5HA10=3,93	20 cm
En travée	Y-Y	10,95	0,046	0,976	2,48	5HA12=5,65	20 cm
Aux appuis	Y-Y	-3,86	0,016	0,992	0.86	5HA10=3,93	20 cm

III-4-6-Vérifications à l'état limite ultime:

➤ **a) Espacements des armatures:(BAEL91/Art 8.2.4.2)**

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Direction principale:**

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Direction secondaire :**

$$S_t < \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\Phi_{\text{MAX}} = 12\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Condition de non fragilité.....(BAEL 91 Art A.4.2.1) :

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence $W_0 = 0,8\text{‰}$ dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

➤ **Direction principale :sens x-x**

$$W_x = A_x \min / bh \geq W_0(3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.87) / 2 = 0.000852.$$

$$A_{x\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.000852 \times 100 \times 15 = 1,278 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.87) / 2 = 0.000852.$$

$$A_{min} = 0.000852 \times 100 \times 15 = 1.278 \text{ cm}^2 < A_y^t \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_{min} < A_y^t$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{157.59}{3 \times 1.65} = 31.84 \text{ KN.}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{157.59}{2 \times (0.95 + 1.65)} = 30.31 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{31.84 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.245 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.245 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa Condition vérifiée}$$

e) Condition de non poinçonnement : (BAEL 91/Art A-5-2-42) :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement P_u est déterminée par les Formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

P_u : charge de calcul à l'ELU ($P_u = 157.59 \text{ KN}$)

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (0.95 + 1.65) = 5.2 \text{ m}$ (le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen).

A.N : $0.045 \times 5.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ KN} \geq 121,5$ **La condition est vérifiée**

→ **Aucune armature transversale n'est nécessaire.**

III-4-7- Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 17.62 = 14.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10.95 = 9.31 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 6.22 = -1.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 3.86 = -1.16 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	X-X	14.98	0,062	0.968	3.42
Sur appuis	X-X	-1.87	0.008	0,996	0,42
En travée	Y-Y	9.31	0.038	0.981	2.10
Sur appuis	Y-Y	-1.16	0.005	0,9975	0,26

Tableau III.4.2 : Vérification de Ferrailage à l'ELS

Conclusion : Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

➤ **Vérification de la flèche**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{UX}}{20M_{sx}} \quad ; \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{353} = 0,062 \geq \frac{17.62}{20 \times 14.98} = 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.96}{100 \times 13} = 0,0033 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x : Lit inferieur : **5 HA10**avece=20cm.

Lit supérieur : **5 HA12**avece =20cm

Sens y-y : Lit inferieur : **5 HA10**avec e=20cm

Lit supérieur : **5 HA12**avece =20cm

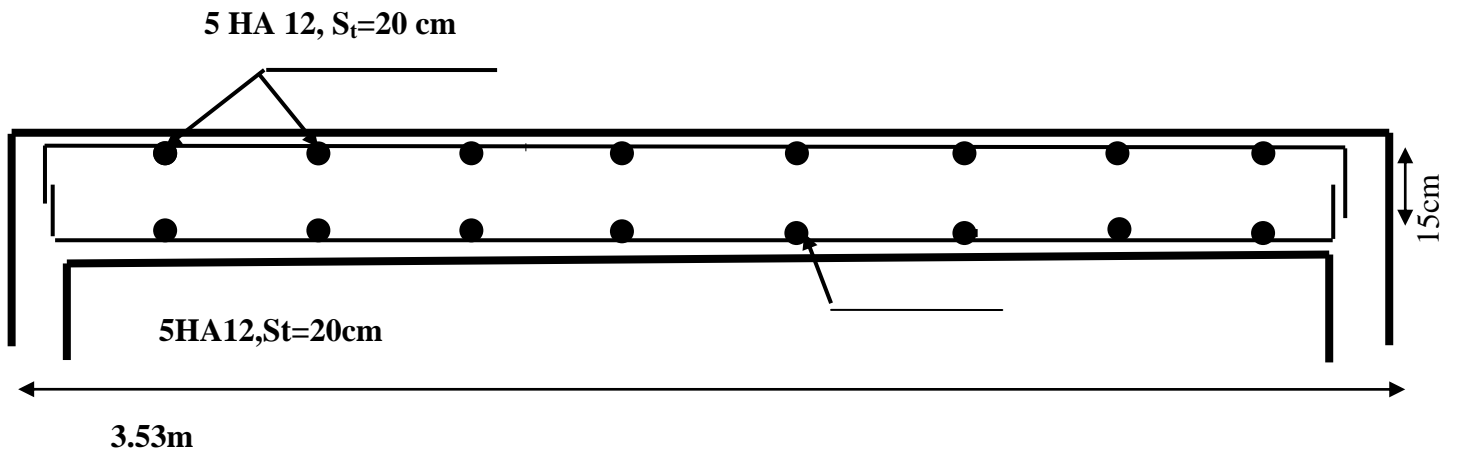


Figure III.4.b : ferrailage de la salle machine suivant x-x.

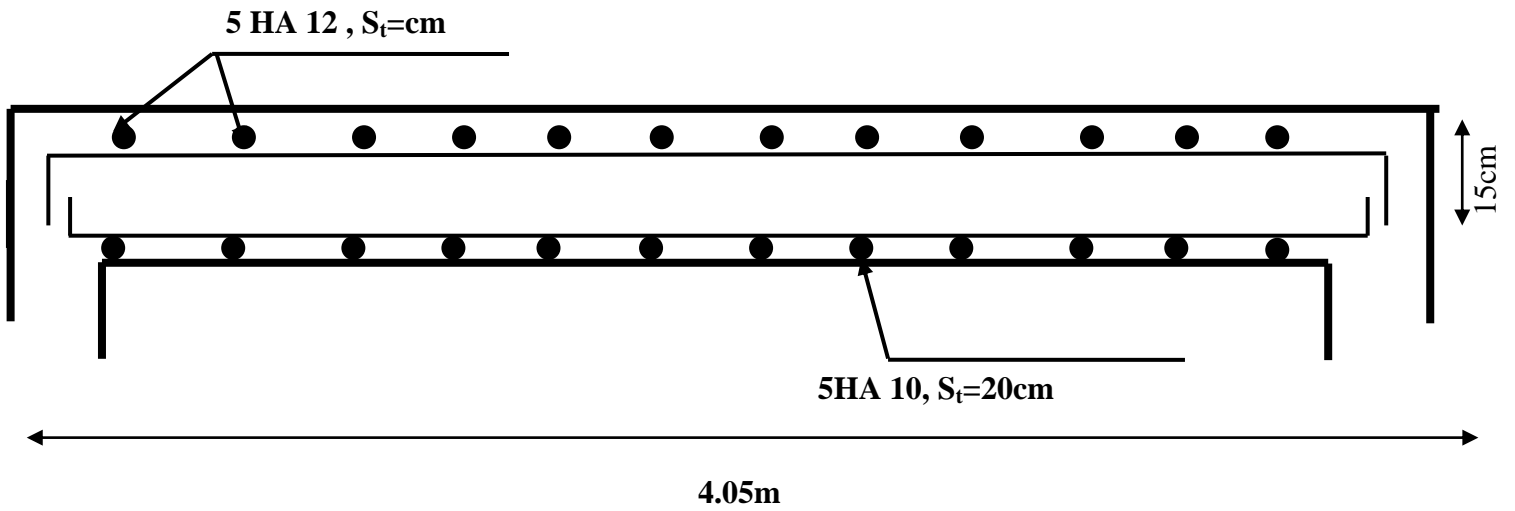


Figure .III.4.c : ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III-5 : Calcul d'escaliers :

III-5-1 : Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

On calcul le 1^{ier} type qui se compose en deux volées.

1^{er} volée : elle est constitué de paillasse, palier de repos et sans palier de départ

(la 1^{ière} marche est directement ancrée dans la poutre).

2^{ème} volée : elle est constituée de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage.

(Les paillasses sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques).

III-5-2 : Terminologie :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

l_1 : longueur de la paillasse projetée.

l_2 : largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

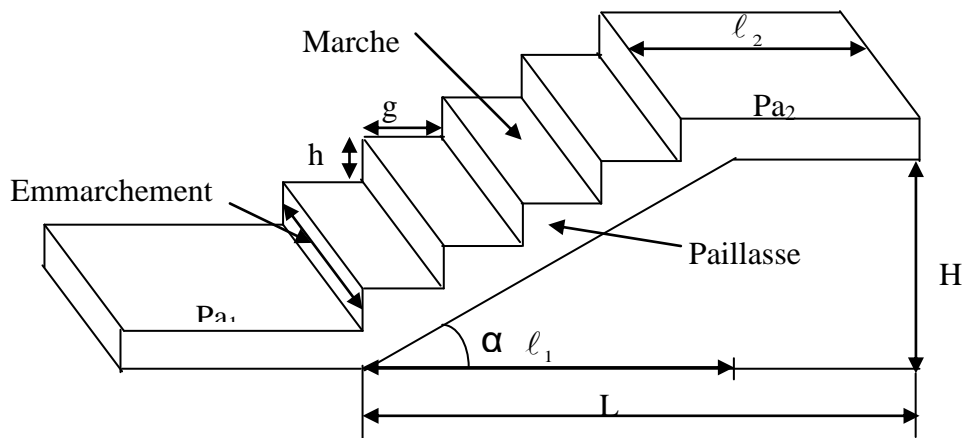


Figure III.5.a : coupe verticale d'un escalier

Dans notre cas c'est un escalier à deux volées et un palier de repos.

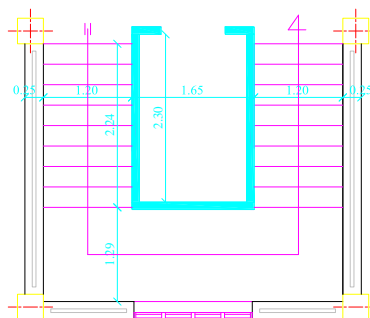


Figure III.5.b : vue en plans des escaliers

III.5.3: Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

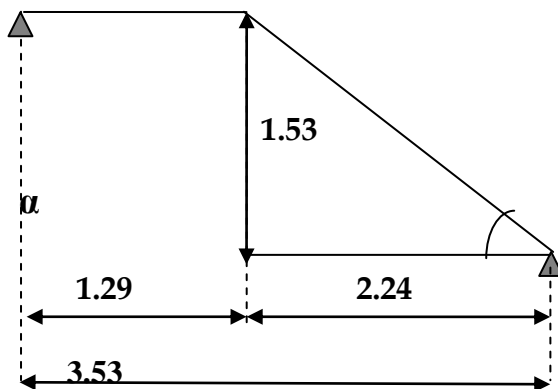
On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y'a nécessité.

h : est le plus courant varie de 16 à 18 (17 cm en moyenne).

g : est le plus courant varie de 25 à 32

III.5.4 : pré dimensionnement de l'escalier :

a) **étages courants** : l'escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une volée.

Paillasse 1 :**a- 1- Calcul de g et h :**

Soit :g: Le giron ;

h : Hauteur de la marche ;

n : Nombre des marches ;

n-1 : Nombre des contre marches

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

pour h = 17 cm

On aura le nombre de marches :

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

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

$$\text{giron : } g = \frac{224}{8} = 28$$

-2- Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \text{ Nous avons : } \begin{cases} g = 28 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

$2h + g = (2 \times 17) + 28 = 62 \text{ cm}$ Condition vérifiée
 L’emmarchement est de $1.20\text{m} \geq 1.20\text{m}$ Condition vérifiée.
 Profondeur du palier de repos : $l_2 = 1.29 \geq 1.10$ Condition vérifiée.

b- Etude de 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 :

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

Avec : $L_0 = L' + L_{\text{palier}}$

L' : La portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

Nous avons : $tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{224} = 0,683 \Rightarrow \alpha = 34,33^\circ$

$\cos \alpha = 0,826$

Donc : La portée $L_0' = \frac{L}{\cos \alpha} + L_p = \frac{224}{0,826} + 129 = 400\text{cm}$

$$\frac{400}{30} \leq ep \leq \frac{400}{20} \Rightarrow 13.33 \leq ep \leq 20$$

Soit : $ep = 17 \text{ cm}$

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 17 \text{ cm}$

III-5-5- Détermination des charges et surcharges :

• **Charges permanentes :**

Palier :

Poids propre du palier : $25 \times 0,17 \times 1\text{m} = 4.25\text{KN/ml}$

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G₁totale				1.74

Tableau III.5.b1: Calcul de la charge permanente du palier.

$$G_{TOTAL} = G_{palier} + G_{REVT PAL} = 4.25 + 1.74 = 5.99 \text{ KN/ml}$$

$$G_{TOTAL} = 5.99 \text{ KN/m}$$

-Paillasse :

-Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,17}{\cos(34,33)} = 5.15 \text{ KN/ml}$

-Poids la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1m. = 2,13 \text{ KN/ml}$

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_{2totale}				1.76

Tableau III.5.b2 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

$$G_{TOTAL} = G_{PAIL} + G_{REVT PAIL} = (5.15 + 2.13) + 1.76 = 9.04 \text{ KN/ml}$$

$$G_{TOTAL} = 9.04 \text{ KN/ml}$$

• **Charges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier **Q = 2,5 kN / m.**

III-5-6- Calcul des efforts internes :

A) Combinaison de charges à l'ELU :

• **Paillasse:** $q_u^p = 1.35 \times 9.04 + 1.5 \times 2.5 = 15.95 \text{ KN/m.}$

• **Palier :** $q_u^p = 1.35 \times 5.99 + 1.5 \times 2.5 = 11.84 \text{ KN/m}$

B) Combinaison de charges à ELS:

• **Paillasse:** $q_s^p = (G_1 + Q) \times 1m = 9.04 + 2,5 = 11.54 \text{ kN/ml.}$

• **Palier :** $q_s^p = (G_2 + Q) \times 1m = 5.99 + 2,5 = 8.49 \text{ KN/ml.}$

III.5.6.1: Etat limite ultime :

-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (15.95 \times 2.24) + (11.84 \times 1.29) = 51 \text{ KN}$$

$$(15.95 \times 2.24 \times (\frac{2.24}{2} + 1.29)) + (11.84 \times 1.29 \times \frac{1.29}{2}) = 3.53 R_B$$

$$R_B = 27.18 \text{ KN}$$

$$R_A = 51 - 27.18 = 23.82 \text{ KN}$$

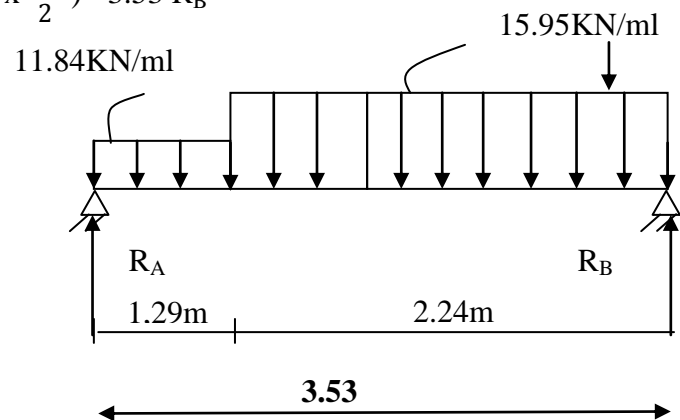


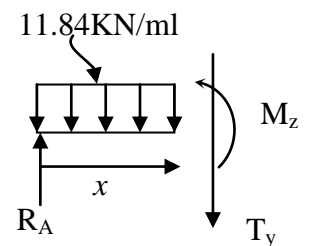
Figure III-5-c: Schéma statique à l'ELU

-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.29 \text{ m}$:

$$T_y = 23.82 \text{ KN} \quad \text{pour } \begin{cases} x = 0 \\ T_y = 8.56 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 1.29 \text{ m} \end{cases}$$

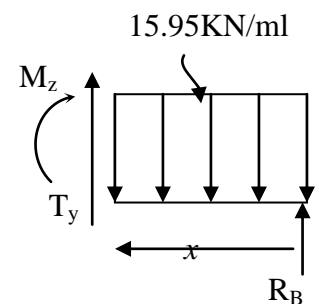
$$M_z = -11.84 \frac{x^2}{2} + 23.82x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20.88 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.29 \text{ m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.24 \text{ m}$:

$$T_y = 15.95x - 27.18 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 27.18 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 8.57 \text{ KN} & \text{pour } x = 2.24 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -15.95 \frac{x^2}{2} + 27.18x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20.88 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2.24 \text{ m} \end{cases}$$



- Calcul de la distance x_m où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u}{dx} = 0 \quad 15.95x_m - 27.18 = 0$$

$$x_m = \frac{27.18}{15.95} = 1.70 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_m = 1.70 \text{ m}$.

Donc : $M_z \text{ max} = 23.38 \text{ KN.m}$

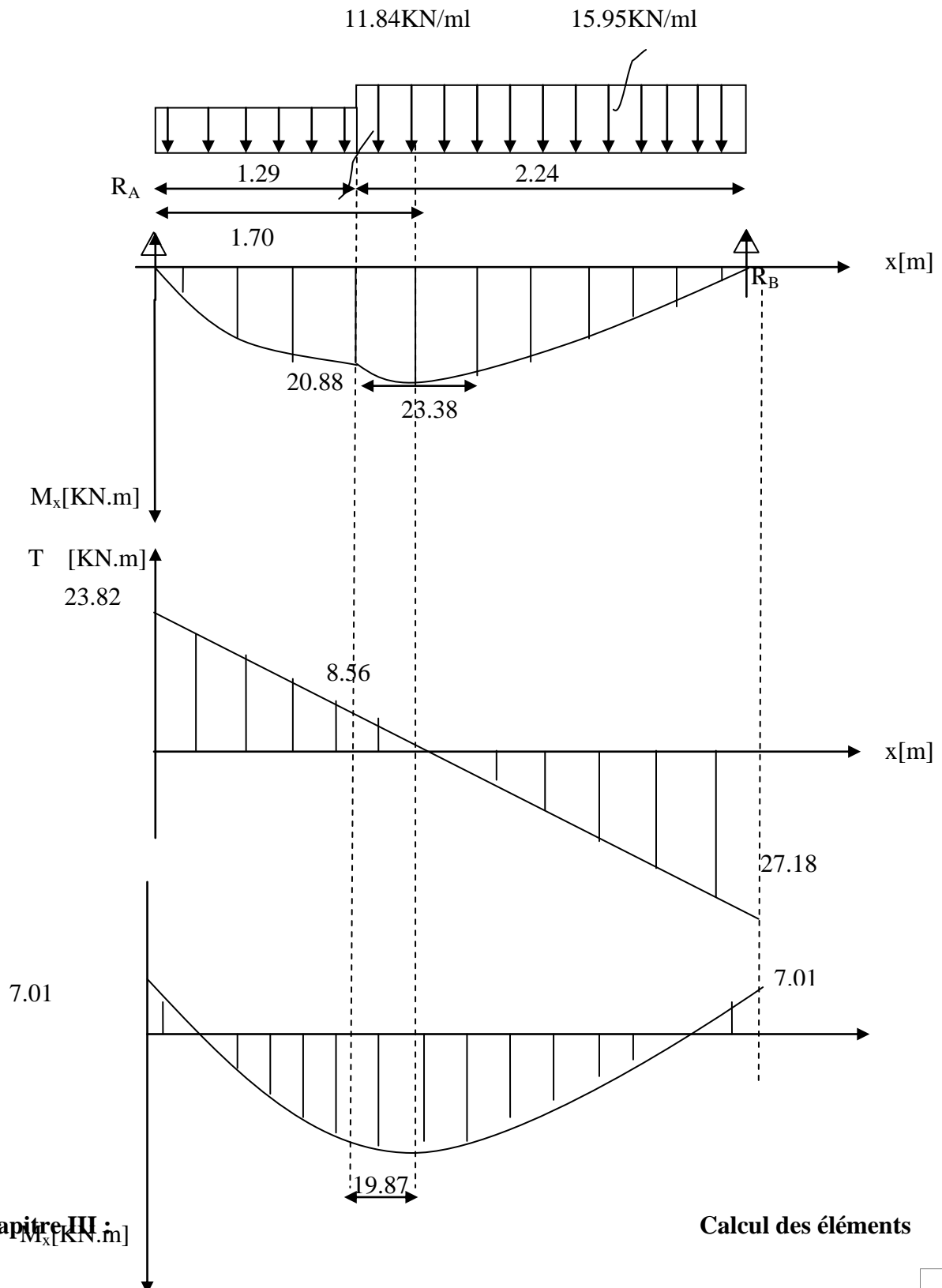
Chapitre III :

Calcul des éléments

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3 \text{ Mz max} = -7.01 \text{ KN.m} \\ \text{En travées : } M_u^t = 0,85 \text{ Mz max} = 19.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:



-Calcul des armatures:

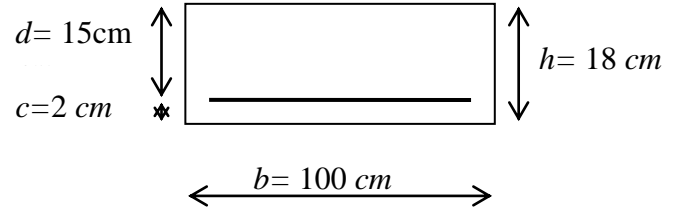
a)-En travée : Mut = 19.87KN.m

-Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.87 \times 10^3}{100 \cdot 15^2 \cdot 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0,392(SSA)$$

$$\mu_t = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.87 \times 10^6}{0,968 \times 150 \times 348} = 3.92 \text{ cm}^2.$$



On adopte : **4HA12 = 4.52 cm²** avec St = 25cm

-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²** avec St = 25cm.

b)- Aux appuis : Mua = 7.01KN.m

-Armatures principales:

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.01 \cdot 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0.022 < \mu_l = 0.392(SSA)$$

$$\mu_a = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989.$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.01 \times 10^6}{0,968 \times 150 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4T12=4.52cm²** avec un espacement e=25cm

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4T10=3.14 cm²** avec un espacement e=25cm

III-5-7 Vérifications des contraintes à l'ELU:

- **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

-Aux appuis : Aa = 4.52cm² > Amin = 1,57cm²Condition vérifiée.

- En travées : At = 4.52 cm² > Amin = 1,57cm²..... Condition vérifiée.

- **Espacement des barres :**

-Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition :

Aux appuis: $e = 25\text{cm}$ } $\min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ Condition vérifiée.
 En travées : $e = 25\text{cm}$

• **Contrainte tangentielle (Art A.5.1.2 BAEL91/99):**

$T_u \text{ max} = 27.18 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b.d} = \frac{27.18 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 \cdot f_{t28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3.25; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3):**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d.\Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \cdot \Psi = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_y^{\text{max}}}{0.9.d.\Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \cdot 1.2 = 15.10 \text{ cm}$$

D'ou :

$$\tau_{se} = \frac{27.18 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 151} = 1.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Longueur de scellement: (BAEL 91, Art A.6.1.221) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} \rightarrow \bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ mm} \rightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

Vu que « l_s » dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4 l_s$

$L_c = l_s \times 0.4 = 42.32 \times 0.4 = 16.93 \text{ cm}$. On opte pour un encrage de 20 cm ($L_c = 20 \text{ cm}$)

III.5.8: Etat limite de service :

-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 36.80 \text{ KN}$$

$$(11.54 \times 2.24 \times \frac{2.24}{2} + 1.29) + (8.49 \times 1.29 \times \frac{1.29}{2}) = 3.53 R_B$$

$$R_B = 19.63 \text{ KN}$$

$$R_A = 36.80 - 19.63 = 17.17 \text{ KN}$$

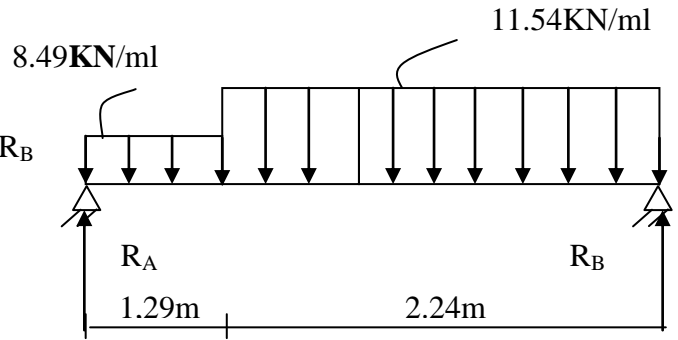


Figure III-5-d: Schéma statique à l'ELS

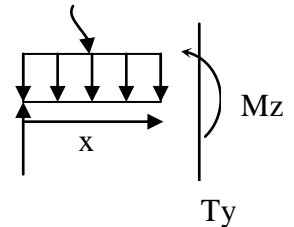
-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.29 \text{ m}$: 8.49 kN/ml

$$T_y = 17.17 \text{ KN pour } x=0 \text{ m}$$

$$T_y = -8.49x + 17.17 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} 22 \text{ KN pour } x = 1.29 \text{ m} \end{array}$$

$$M_z = -8.49 \cdot \frac{x^2}{2} + 17.17x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m pour } x = 0 \text{ m} & R_A \\ M_z = 15.08 \text{ KN.m pour } x = 1.29 \text{ m} \end{cases}$$

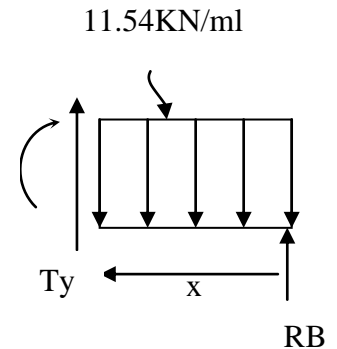


2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.24 \text{ m}$:

$$T_y = 19.63 \text{ KN pour } x = 0$$

$$T_y = 11.54x - 19.63 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -6.22 \text{ KN pour } x = 2.24 \text{ m} & M_z \end{cases}$$

$$M_z = -11.54 \frac{x^2}{2} + 19.63x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 15.08 \text{ KN.m pour } x = 2.24 \text{ m} \end{cases}$$



• Calcul du moment maximum en travée :

Calcul de la distance xm où le moment est maximum :

$$T_y = -\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow 11.54 x_m + 19.63 = 0$$

$$x_m = \frac{-19.63}{-11.54} = 1.70 \text{ m}$$

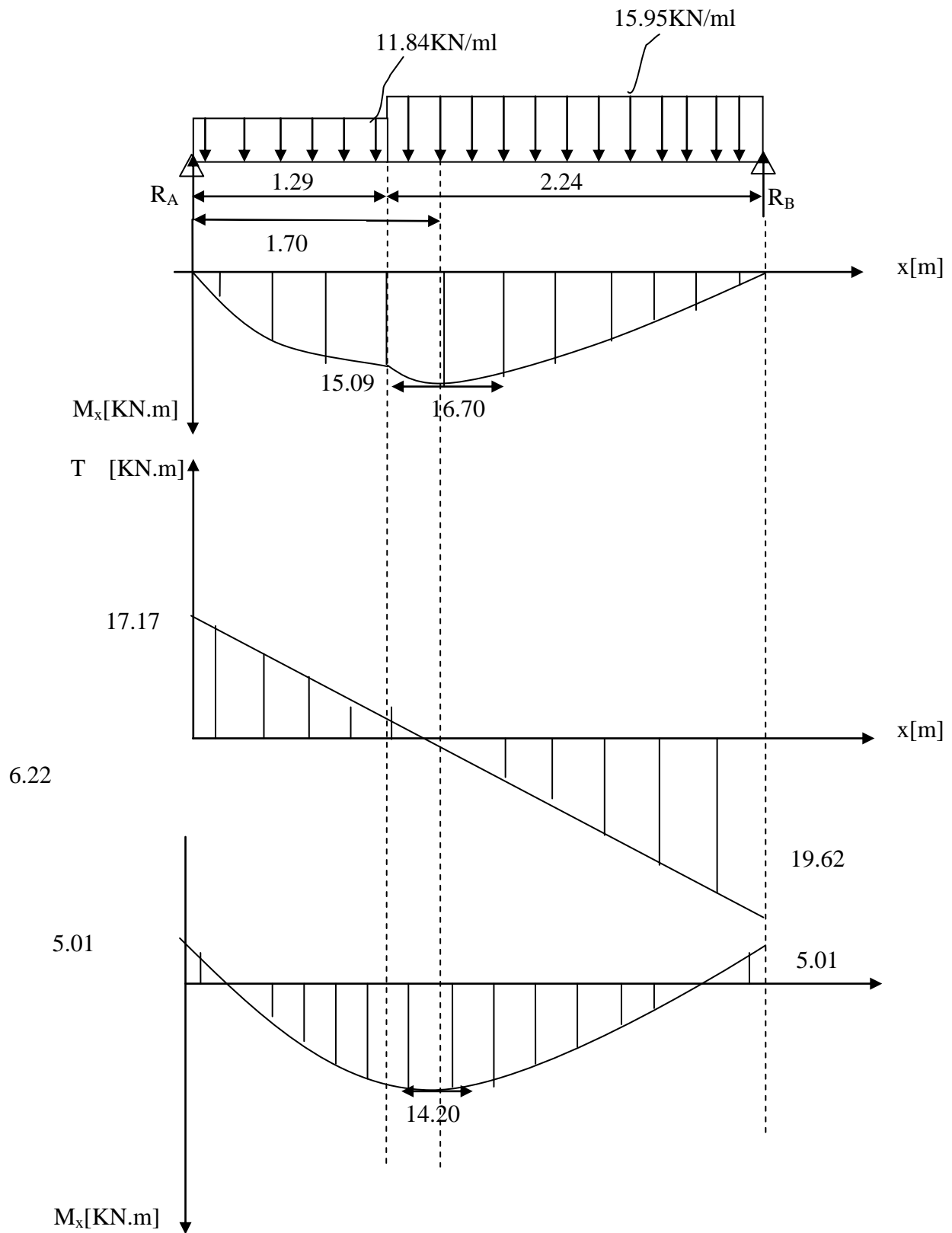
$$M_{z_{\max}} = 16.70 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{Aux appuis : } M_s^a = -0,3 M_z \text{ max} = -5.01 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_s^t = 0,85 M_z \text{ max} = 14.20 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:



III.5.9 Vérification des contraintes à l'ELS :

a)-En travées :

- **Vérification des Contraintes dans le béton et les aciers : (BAEL91/ A.4.5.2) :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28}$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 15} \times 100 = 0,307$$

$$\rho_1 = 0,307 \Rightarrow k_1 = 42.47 \text{ et } \beta_1 = 0,913 \text{ et } \alpha_1 = 0.261$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14.20 \times 10^3}{0.913 \times 15 \times 4.52} = 229.40 \text{ Mpa}$$

$$k = \frac{\alpha_1}{(15 \times (1 - \alpha_1))} = \frac{0.261}{(15 \times (1 - 0.261))} = 0.024$$

$$\sigma_{bc} = 0.024 \times 229.40 = 5.51 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b)-Aux appuis :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 15} \times 100 = 0,307$$

$$\rho_1 = 0,307 \Rightarrow k_1 = 42.47 \text{ et } \beta_1 = 0,913 \text{ et } \alpha_1 = 0.261$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.01 \times 10^6}{0.913 \times 150 \times 452} = 80.94 \text{ Mpa}$$

$$k = \frac{\alpha_1}{(15 \times (1 - \alpha_1))} = \frac{0.261}{(15 \times (1 - 0.261))} = 0.024$$

$$\sigma_{bc} = 0.024 \times 80.94 = 1.94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la flèche :(BAEL91 Art B.6.8,424:

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{18}{427} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{h}{L} = 0.042 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.20}{10 \times 16.70} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

avec :

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$M_t = 14.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 = 16.70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$3) \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 15} = 0.0030 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{5q_s l^4}{384E_v I_0}$$

E_v : module de déformation longitudinale différée du béton

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 11,54 \text{ KN/m}_1 ; 8,49 \text{ K N/m}_1 \} = 11,54 \text{ KN/m}_1$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

b

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

Avec : S_{xx} : moment statique ;

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{bh + 15 \cdot A_t} = \frac{\frac{100 \cdot 17^2}{2} + 15 \cdot 4,52 \cdot 15}{100 \cdot 17 + 15 \cdot 4,52} = 8.75 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.75 = 8.25 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (8.75^3 + 8.25^3) + 15 \cdot 4,52 (8.25 - 2)^2$$

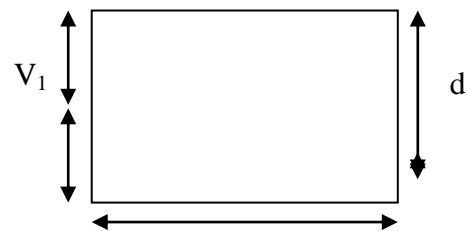
$$I_0 = 43696.35 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 11.54 \times (3.53)^4}{384 \times 10818.86 \cdot 10^{-8} \times 43707.87 \times 10^3} = 0,0049 \text{ m}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{3.53}{500} = 0,0071 \text{ m}$$

$$F = 0,0049 \text{ m} < \bar{F} = 0,0071 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

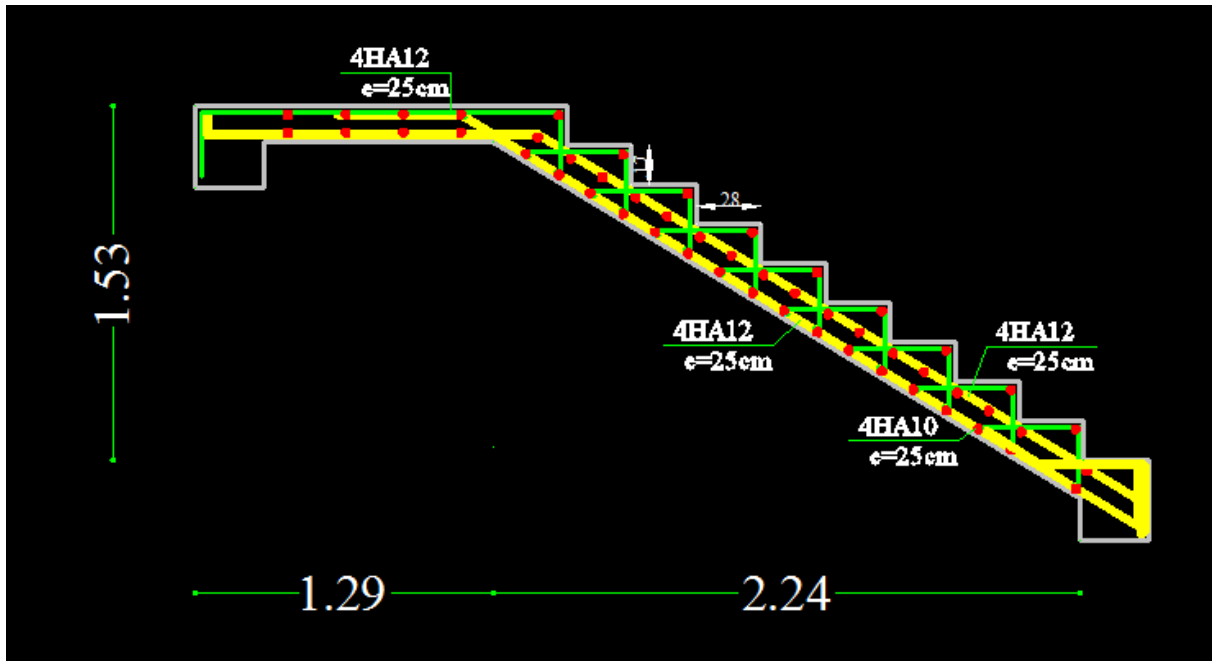
Les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.



Aux Travées : $A_{st}=4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25\text{cm}$.

Art = $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $St = 20\text{cm}$.

Aux appuis: $A_{sa}=4HA12=4.52\text{cm}^2$ avec un espacement $St=25\text{cm}$.



$A_{ra}=4HA10=3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St=25\text{cm}$.

Figure. :III.5.e : Plan de ferrailage d'escalier

IV- Introduction :

Les forces d'origine sismique 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 pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.1 : Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. ETABS (Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS v 9.6.0**. Ce logiciel ETABS, nous permet de déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; aussi sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme. Ceci qui nous conduit à l'étude dynamique de la structure.

IV.2 : Étapes de modélisation:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. -Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutre...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003 ; qui dépend de :

- a) - Coefficient d'accélération de zone A=0.15

Zone sismique : IIa

Groupe d'usage : 2

- b) - Coefficient de comportement R = 4 (contreventement assuré par des voiles).
- c) - Coefficient d'amortissement ξ : **8.5%**.
- d) - SITE : 3 (meuble).
- e) - Le facteur de qualité.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

$$\begin{array}{l}
 \text{Combinaisons aux états limites:} \\
 \text{Combinaisons accidentelle du RPA}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \text{ELU: } 1.35G+1.5Q \\
 \text{ELS : } G+Q \\
 \text{GQE: } G+Q\pm E \\
 \text{08GE: } 0.8G\pm E
 \end{array} \right.$$

9. Spécification des conditions aux limites (appuis ; mass-source; diaphragmes) .
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3 : Etude sismique:

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul des Sollicitations.

- la méthode statique équivalente,
- la méthode d'analyse modale spectrale,
- la méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.3.1 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et En élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en Zones I et II-a et à 30m en zones II-b et III.

- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a: groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III: • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

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

IV.3.2 : Condition de la hauteur :

-Le bâtiment est implanté en zone IIa : $H < 23m$:

- hauteur totale du bâtiment $H= 39.27m$.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable toutefois on procédera au calcul de la force sismique totale (V) afin de la comparer a celle calculée par l'ETABS. Le calcul de l'effort tranchant à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente se fait par la formule suivante :

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} x W_T$$

• Calcul des paramètres :**a) Calcul du facteur d'amplification dynamique:**

Facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule(4.2) deRPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T):

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases}$$

Avec

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de Structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4-2 RPA 99).

Remarque :

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

$$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0.82$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

$$\mathbf{T1=0,15 ; T2=0.5}$$

T : période fondamentale de la structure $T = C_T \times h_n^{3/4}$ (RPA03/Art4.2.4)

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 39.27^{3/4} = 0.78s$$

Remarque :

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D'}$$

avec

D' : La dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

• **Suivant (X-X) :**

$$D' = 25.35m \rightarrow T_x = 0.71s$$

• **Suivant (Y-Y) :**

$$D' = 14.73m \rightarrow T_y = 0.93s$$

$$T = \min(0.71 ; 0.93 ; 0.78)$$

On opte pour : **T=0.71 s**

$$T_2 < T < 0.3s \quad \text{Donc } D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.63$$

A : coefficient d'accélération de zone ; zone II groupe d'usage 2 → **A=0.15** (tableau 4.1).

R: coefficient de comportement, ces valeurs sont données par le règlement en fonction du type de structure (mode de contreventement) à l'article 4.2.3 du RPA 99/version 2003. C'est un facteur favorisant la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Pour le cas de notre bâtiment, on suppose que R=4 : Portique contreventé par des voiles.

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) avec $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Formule (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q ; tableau (4-4).

b)-calcul du facteur de qualité Q :

Tableau des valeurs des pénalités P_q

Critères q	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00

D'où la valeur de Q a introduire dans le spectre de réponse est de 1.05.

$$Q = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 1.05$$

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

Avec :

M_i : La masse totale du niveau i.

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

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

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5

le RPA99version 2003 → β = 0.2 (Bâtiments à usage bureaux).

Poids total de la structure, donné par ETABS est : W = 54750.13 KN

➤ Donc les paramètres a considérer pour notre structure sont :

A=0.15 (zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA03 tab 4.1))

R=4 (portique contreventés par voiles (RPA03 tab 4.3))

Q=1.05 (régularité en plan n'est pas vérifiée)

W=54750.10 d'après ETABS.

D=1.63

Application numérique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.05}{4} \times 54750.10 = 3513.93 \text{ KN}$$

IV.3.3: Vérification vis à vis des exigences de RPA :**IV.3.3.1: 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_{MSE}) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < (0,80 V_{MSE})$. Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

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

	V_{MSE} (KN)	$0.8V_{MSE}$ (KN)	V_{ETABS} (KN)	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	3513.93	2811.14	2817.49	CV
Sens (y-y)	3513.93	2811.14	2813.74	CV

Tableau IV.3.1 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

IV.3.3.2: Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau résume les données relatives aux périodes et participations massiques des modes.

Mode	Periode	UX	UY	Rz	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1,575474	74,0198	0,0002	0,5765	74,0198	0,0002	0.5765
2	1,385966	0,0007	72,8804	0,0255	74,0205	72,8806	0.6019
3	1,265293	0,4453	0,0229	73,7331	74,4659	72,9035	74.335
4	0,443774	14,2471	0,0001	0,1414	88,713	72,9036	74.4764
5	0,374092	0,0001	16,0533	0,0155	88,7131	88,9568	74.492
6	0,359939	0,2119	0,0155	14,9678	88,925	88,9723	89.4598
7	0,215208	4,7396	0	0,071	93,6646	88,9723	89.5308
8	0,176651	0,0029	4,8245	0,104	93,6675	93,7968	89.6348
9	0,174652	0,1317	0,0986	4,4499	93,7991	93,8954	94.0847
10	0,117747	2,4731	0	0,064	96,2722	93,8954	94.1486
11	0,096331	0,1138	0,4589	1,9653	96,386	94,3542	96.1139
12	0,096112	0,0251	2,095	0,4256	96,411	96,4493	96.5395
13	0,083102	1,3259	0	0,07	97,737	96,4493	96.6095
14	0,067628	0,062	0,3873	0,8979	97,7989	96,8366	97.5074
15	0,067475	0,0235	0,9914	0,3455	97,8224	97,828	97.8528
16	0,059118	1,1237	0	0,0526	98,9461	97,828	97.9054
17	0,050252	0,584	0	0,0124	99,5301	97,828	97.9178
18	0,048449	0,0059	0	1,1909	99,536	97,8281	99.1087
19	0,047852	0	1,2209	0,0005	99,5361	99,049	99.1091
20	0,040808	0,1809	0,0012	0,2467	99,717	99,0502	99.3558

Tableau IV.3.2 : Périodes et participations massique.

Note : la valeur de participation massique atteint les 90% dans le **mode 8**

IV.3.3.3 : Caractéristiques géométriques de la Structure :

Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex calculer	ey calcule	ex	ey	ecal<ex,ey
STORY12	12,5	5,177	12,536	5,833	0,036	0,656	1,27	0,74	cv
STORY11	12,604	5,414	12,531	5,881	-0,073	0,467	1,27	0,74	cv
STORY10	12,621	5,4	12,526	5,94	-0,095	0,54	1,27	0,74	cv
STORY9	12,52	6,075	12,524	6,002	-0,004	-0,073	1,27	0,74	cv
STORY8	12,504	6,107	12,527	6,066	0,023	-0,041	1,27	0,74	cv
STORY7	12,5	6,081	12,533	6,135	0,033	0,054	1,27	0,74	cv
STORY6	12,5	6,041	12,541	6,211	0,041	0,17	1,27	0,74	cv
STORY5	12,5	6,088	12,552	6,297	0,052	0,209	1,27	0,74	cv
STORY4	12,507	6,078	12,56	6,396	0,053	0,318	1,27	0,74	cv
STORY3	12,468	6,125	12,588	6,512	0,12	0,387	1,27	0,74	cv
STORY2	12,5	6,115	12,667	6,63	0,167	0,515	1,27	0,74	cv
STORY1	12,5	6,214	13,119	6,751	0,619	0,537	1,27	0,74	cv

Tableau IV.3.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

- **L'excentricité:**

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

- > 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

- > Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)**Le RPA dicte que :**

$$Ex = 0.05 \times 25.35 = 1.27 \text{ m.}$$

$$Ey = 0.05 \times 14.73 = 0.74 \text{ m.}$$

b) Excentricité théorique :

$$Ex = XCM - XCR$$

$$Ey = YCM - YCR$$

IV.3.3.4 : Vérification des déplacements :

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 à 37 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par: $\Delta R_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta R_k < 1\% h_e$ (RPA 99 article 5.10).

Niveaux	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	R	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1%he(m)	$\Delta_k < 1\% h_e$
10	0.0537	0.0424	0.0036	0.0032	4	0.0144	0.0128	0.0306	Cv
9	0.0501	0.0392	0.0039	0.0034	4	0.0156	0.0136	0.0306	Cv
08	0.0462	0.0358	0.0044	0.0037	4	0.0176	0.0148	0.0306	Cv
07	0.0418	0.0321	0.0046	0.0038	4	0.0184	0.0152	0.0306	Cv
06	0.0372	0.0283	0.0049	0.0040	4	0.0196	0.0160	0.0306	Cv
v05	0.0323	0.0243	0.0051	0.0041	4	0.0204	0.0164	0.0306	Cv
04	0.0272	0.0202	0.0053	0.0041	4	0.0212	0.0164	0.0306	Cv
03	0.0219	0.0161	0.0052	0.0040	4	0.0208	0.0160	0.0306	Cv
02	0.0167	0.0121	0.0049	0.0036	4	0.0196	0.0144	0,0306	Cv
01	0.0118	0.0085	0.0045	0.0033	4	0.0180	0.0132	0,0306	Cv
RDC	0.0073	0.0052	0.0048	0.0034	4	0.0192	0.0136	0.0408	Cv
Sous sol	0.0025	0.0018	0	0	4	0	0	0.0459	Cv

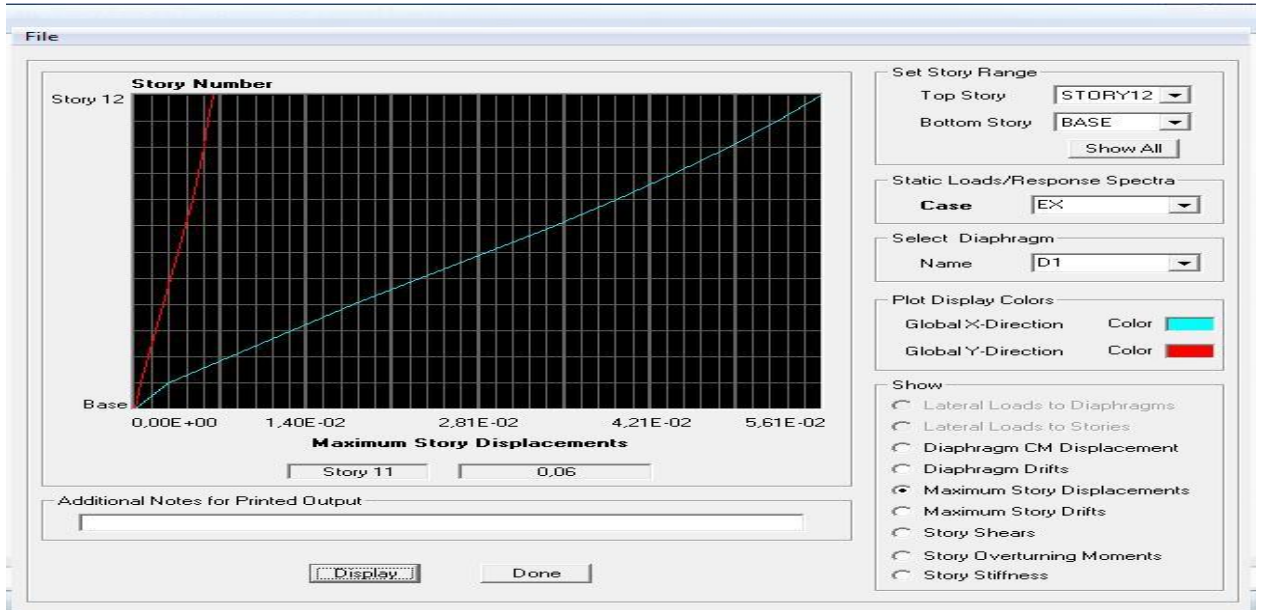
Tableau IV.3.4: Vérification des déplacements relatifs.

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

Déplacement maximal :

> Sens transversal :



On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

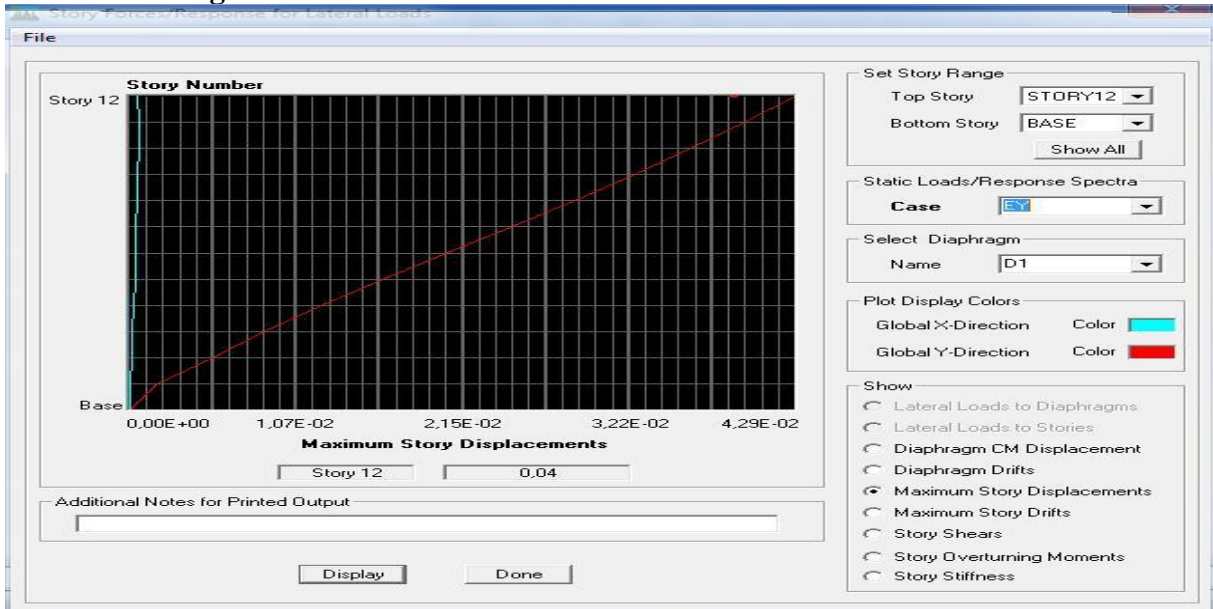
f: La flèche admissible.

H_t: la hauteur totale du bâtiment.

Sous l'action de E_x :

$$\delta_{\max} = 0.06 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{39.27}{500} = 0.079 \dots \dots \dots \textit{Condition vérifiée}$$

> Sens longitudinal :



Sous l'action de E_y:

$$\delta_{\max} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{39.27}{500} = 0.079 \dots \dots \dots \textit{Condition vérifiée}$$

IV.3.3.5: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta:

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure:

$\theta_k = PK\Delta_K / VKh_K < 0.1$ tel que :

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

VK: 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».

- L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

<i>Niv</i>	$P_K(KN)$	Δ_{Kx} <i>m</i>	Δ_{Ky} <i>M</i>	V_{Kx} <i>KN</i>	V_{Ky} <i>KN</i>	h_K <i>m</i>	θ_{KX}	θ_{KY}	Vérification
10	4423.19	0.0038	0.0033	556.89	565.66	3.06	0.001	0.001	Cv
09	8792.21	0.0040	0.0036	980.13	977.60	3.06	0.0011	0.0010	Cv
08	13170.47	0.0046	0.0038	1298.35	1296.63	3.06	0.0015	0.0012	Cv
07	18162.20	0.0047	0.0040	1582.09	1583.88	3.06	0.0017	0.0014	Cv
06	23119.31	0.0051	0.0042	1817.58	1820.24	3.06	0.0021	0.0017	Cv
05	28101.34	0.0054	0.0043	2032.55	2034.50	3.06	0.0020	0.0019	Cv
04	29468.47	0.0054	0.0043	2106.68	2108.69	3.06	0.0021	0.0020	Cv
03	34419.78	0.0054	0.0041	2285.94	2288.99	3.06	0.0026	0.0020	Cv
02	34906.04	0.0051	0.0038	2465.82	2468.88	3.06	0.0027	0.0019	Cv
01	45080.53	0.0047	0.0034	2628.79	2629.49	3.06	0.0028	0.0019	Cv
RDC	49821.90	0.0050	0.0036	2747.97	2746.23	4.08	0.0022	0.0015	Cv
Sous sol	54750.13	0	0	2817.49	2813.74	4.59	0	0	Cv

Tableau IV.3.5 : Vérification de l'effet P-Delta.

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

IV.3.3.6 justification du système de contreventement :

Etant donné que les sollicitations horizontales, type sismique sont reprises en totalité par les voiles, le bâtiment étudié est classé dans le système de contreventement par voiles. Tel que : Forces verticales totale est de 53803.44 KN

Forces verticales reprise par les voiles est de 16582.988 KN

Donc les voiles reprennent 30.82% des forces verticales totales.

- Vérification de 25% des forces horizontales

Forces horizontale totale =2713.13 KN

Force horizontale reprise par les voiles=545.00

Donc les voiles reprennent 20.12% des forces horizontales

Le système de contreventement est par voiles (R=4)

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA03 sont vérifiées, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

V-1 : FERRAILAGE DES POUTRES :**V-1-1-INTRODUCTION**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les Sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU)
- $G + Q \pm E$ (RPA99 révisé 2003).
- $0.8G \pm E$ (RPA99 révisé 2003).

Les vérifications se feront à l'ELS avec la combinaison suivante :

- $G+Q$ (ELS)

V.1.2: Recommandations du RPA99:**a) Armatures longitudinales:(Art 7.5.2 RPA)**

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

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Le tableau représentatif des sections minimales et maximales des armatures :

POUTRE	$A_{min}(cm^2)$	A_{max} de la zone de recouvrement	A_{max} de la zone courante (cm^2)
Principale	6	72	48
Secondaire	5.25	63	42
Palière	4.38	52.5	35
Chainage	3.75	52.5	35

Avec :

Poutres principales (30 × 40)

Poutres secondaires (30 × 35)

Poutre palière (25 × 35)

Poutre de chainage (25 × 30)

-Poutres principales: $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48cm^2$ (en zone courante).

$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72cm^2$ (en zone de recouvrement).

-Poutres secondaires : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42cm^2$. (en zone courante).

$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63cm^2$. (en zone de recouvrement).

-Poutres Palière : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35cm^2$. (en zone courante).

$A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5cm^2$. (en zone de recouvrement)

-Poutres de chainage : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30cm^2$. (en zone courante).

$A_{max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45cm^2$. (en zone de recouvrement)

La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa

b)-Armatures transversales:

- Les quantités minimales des armatures transversales est de : $A_t=0.003.St.b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ en zone de recouvrement}$$

Avec : Φ : le plus petit diamètre utilise pour les armatures transversales.
 Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.3 : Calcul du ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Ast: section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

Ac : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion Mu supporté par la section.

Calcul du moment réduit « μ » : $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$ Avec : $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$; $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$

- situations durables (1.35G+1.5Q) $\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{Mpa} \\ \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa} \end{array} \right.$
- situation accidentelles (G+Q±E) $\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{Mpa} \\ \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{Mpa} \end{array} \right.$

$\theta=1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24h.

$\theta=0.85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 24h.

Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$\left. \begin{array}{l} FE400 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

- Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_c=0$

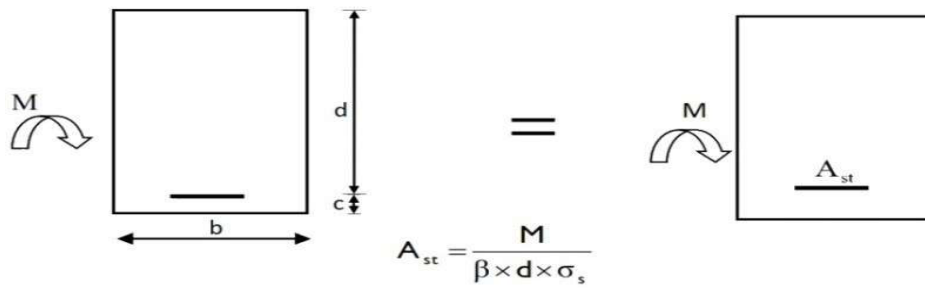


Figure V.1 : calcul pour une section simplement armée

- Si $\mu > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

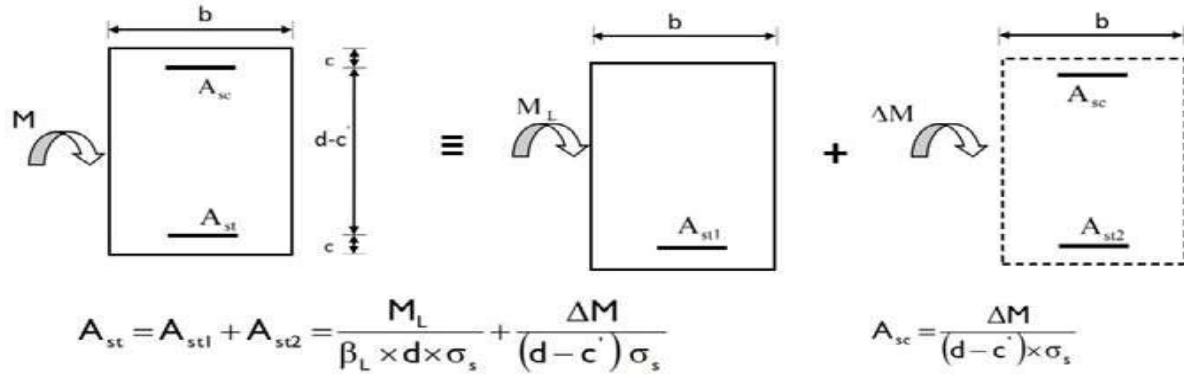


Figure V.2 : calcul pour une section doublement armée.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Ferrailage des poutres principales : (30x40)

Armatures aux appuis

Niveau	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min.c.n.f} (cm ²)	Ferrailage Max (A _s , A _{min.c.n.f})	A _s adoptée
Sous sol RDC	113.79	0.142	SSA	0.923	8.11	6.00	3HA16+3HA14	10.65
1 ^{er} 2eme	134.16	0.168	SSA	0.907	9.73	6.00	3HA16+3HA14	10.65
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	122.18	0.152	SSA	0.917	8.76	6.00	3HA16+3HA14	10.65

Armatures en travées :

Niveau	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	$A_{minc.n.f}$ (cm ²)	Ferrailage Max ($A_s, A_{minc.n.f}$)	A_s adoptée
Sous sol RDC	92.652	0.150	SSA	0.918	7.63	6.00	3HA14+3HA12	8.01
1 ^{er} 2eme	78.134	0.127	SSA	0.9315	6.34	6.00	3HA14+3HA12	8.01
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	91.984	0.150	SSA	0.918	7.57	6.00	3HA14+3HA12	8.01

❖ Ferrailage des poutres secondaires (30x35)

Armatures aux appuis :

Niveau	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	$A_{minc.n.f}$ (cm ²)	Ferrailage Max ($A_s, A_{minc.n.f}$)	A_s adoptée
Sous sol RDC	14.27	0.030	SSA	0.985	1.26	5.25	3HA12+3HA12	6.78
1 ^{er} 2eme	25.92	0.054	SSA	0.972	2.23	5.25	3HA12+3HA12	6.78
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	66.90	0.138	SSA	0.925	6.29	5.25	3HA12+3HA12	6.78

Armatures en travées :

Niveau	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	$A_{minc.n}$.f(cm ²)	Ferrailage Max ($A_s, A_{minc.n.f}$)	A_s adoptée
Sous sol RDC	11.24	0.024	SSA	0.988	0.99	5.25	3HA12	3.39
1 ^{er} 2eme	17.47	0.036	SSA	0.982	1.54	5.25	3HA12	3.39
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	27.42	0.058	SSA	0.970	2.46	5.25	3HA12	3.39

❖ Ferrailage des poutres palière (25x35)

Position	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	$A_{minc.n.f}$ (cm ²)	Ferrailage Max ($A_s, A_{minc.n.f}$)	A_s adoptée
Appuis	38.37	0.076	SSA	0.960	3.02	4.38	3HA12	3.39
travées	24.36	0.048	SSA	0.975	1.89	4.38	3HA12	3.39

❖ Ferrailage des poutres de chaînage (25x30) :

Position	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} c.n.f(cm ²)	Ferrailage Max (A _s , A _{min} c.n.f)	A _s adoptée
Appuis	13.01	0.044	SSA	0.978	1.36	3.75	2HA12	2.26
travées	8.85	0.030	SSA	0.985	0.92	3.75	2HA12	2.26

V-1-4-Vérifications à l'ELU:

a) La Condition de Non Fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifié 99):

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

- Poutres principales Amin = 0.23 × 30 × 38 x (2.1/400)=1.37cm²
- Poutres secondaires Amin = 0.23 × 30 × 33x(2.1/400)=1.20cm²
- Poutres palières : Amin = 0.23 × 25 × 33 x (2.1/400)=0.99cm²
- Poutres de chaînages Amin = 0.23 × 25 × 28 x (2.1/400)=0.84cm²

Amin est inférieure à toute section d'armature adoptée

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

b)-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u$ tel que :

- Poutres principales $\tau_u = \frac{180.90 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.58 \text{MPa.}$

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{88.99 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.89 \text{MPa.}$

- Poutres palière $\tau_u = \frac{35.34 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.43 \text{MPa.}$

- Poutres de chaînages $\tau_u = \frac{22.92 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.33 \text{MPa.}$

- Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) \Rightarrow \tau_u \bar{\tau}_u = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 4 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 1.58 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0.89 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres palière $\tau_u = 0.43 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa}$ condition vérifiée

- Poutres de chaînage $\tau_u = 0.33 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres principales :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 16,67 \times 10^3 = 684,14 \text{ KN.}$$

$$V_u = 180,90 \text{ KN} \leq 684,14 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **poutres secondaires :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 16,67 \times 10^3 = 594,12 \text{ KN.}$$

$$V_u = 88,99 \text{ KN} \leq 594,12 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **poutres palière :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,25 \times 0,33 \times 16,67 \times 10^3 = 495,09 \text{ KN.}$$

$$V_u = 35,34 \text{ KN} \leq 495,09 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **poutres de chaînage :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,20 \times 0,28 \times 16,67 \times 10^3 = 336,07 \text{ KN.}$$

$$V_u = 22,92 \text{ KN} \leq 336,07 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art A.6.1, 3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ; \quad \psi = 1,5 \text{ Pour les HA}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrite à la section droite des barres.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être:

- **Poutres principales :**

$$3\text{HA}16+3\text{HA}14 \longrightarrow \sum U_i = 282,6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{180,9 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 282,6} = 1,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **poutres secondaires**

$$3\text{HA}12+3\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = 226.08 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{88.99 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **poutres palière :**

$$3\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = 113.04 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.34 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **poutres de chaînage**

$$2\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = 75.36 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.92 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.36} = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{CV}$$

d)-Calcul de la longueur de scellement :

Pour les HA16 :
$$L_s = \frac{\phi_e^3}{4 \times 0.6 \psi f_{t28}^2} = \frac{1.6 \times 400}{4 [0.6(1.5)^2 \times 2.1]} = 56.44 \text{ cm.}$$

Pour les HA14 :
$$L_s = \frac{\phi_e^3}{4 \times 0.6 \psi f_{t28}^2} = \frac{1.4 \times 400}{4 [0.6(1.5)^2 \times 2.1]} = 49.38 \text{ cm.}$$

Pour les HA12 :
$$L_s = \frac{\phi_e^3}{4 \times 0.6 \psi f_{t28}^2} = \frac{1.2 \times 400}{4 [0.6(1.5)^2 \times 2.1]} = 42.33 \text{ cm.}$$

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4Ls pour les acier HA.

Pour les HA16 : $L_s = 0.4 \times 56.44 = 22.58 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm.}$

Pour les HA12 : $L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm.}$

e)-Calcul des armatures transversales :

• **Les diamètres des armatures transversales :**

D'après le (BAEL 91.art A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right\} = 1.14 \text{ cm}$$

\emptyset : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}$

f)-Calcul des espacements :

a/ Appuis (Zone nodale) : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_t \right)$

Poutre principale :

$$St \leq \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 \right) = 10 \text{ cm}$$

Poutre secondaire :

$$St \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 \right) = 8 \text{ cm}$$

Poutre palière :

$$St \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 \right) = 8 \text{ cm}$$

Poutre de chaînage :

$$St \leq \min \left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1,2 \right) = 7 \text{ cm}$$

b/appuis en dehors de la zone nodale (zone courante): $s \leq \frac{h}{2}$

Poutre principale :

$$s \leq \frac{40}{2} = 15 \text{ cm}$$

Poutre secondaire :

$$s \leq \frac{35}{2} = 15 \text{ cm}$$

Poutre palière:

$$s \leq \frac{35}{2} = 15 \text{ cm}$$

Poutre de chaînage :

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

c/Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : h' = max {51; 45 ; 50 ; 60cm} = 60cm

L' = 2×40 = 80 cm : poutre principales.

L' = 2×35 = 70cm : poutre secondaires.

L' = 2×35 = 70cm : poutre palière

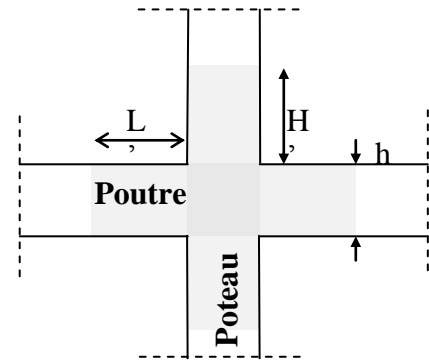


Figure-3: délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

g-Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \quad \dots \text{ cv}$$

V-1-5-Vérification à ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

a)-Etat limite de résistance du béton en compression:

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible:

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{bd} \longrightarrow (\alpha_1, \beta_1) \longrightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

β₁ et k₁ sont données en fonction de ρ₁

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

➤ Poutres principales :

Tableau V.1.5.a: Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	α_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Sous sol et RDC	83.79	10.65	0.919	0.405	0.865	22.04	0.045	239.36	10.77	15	vérifiée
1 ^{er} et 2eme étage	82.90	10.65	0.919	0.405	0.865	22.04	0.045	236.81	10.65	15	vérifiée
3eme au 10 étage	88.61	10.65	0.919	0.405	0.865	22.04	0.045	253.12	11.39	15	vérifiée

Tableau V.1.5.b : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à ELS.

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	α_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Sous sol et RDC	66.58	8.01	0.704	0.366	0.878	25.98	0.038	249.13	9.47	15	vérifiée
1 ^{er} et 2eme étage	56.72	8.01	0.704	0.366	0.878	25.98	0.038	212.24	8.07	15	vérifiée
3eme au 10 étage	67.22	8.01	0.704	0.366	0.878	25.98	0.038	251.52	9.55	15	vérifiée

➤ Poutres secondaires :

Tableau V.1.5.c: Vérification du ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	α_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Sous sol et RDC	10.30	6.78	0.690	0.363	0.879	26.32	0.038	52.37	1.99	15	vérifiée
1 ^{er} et 2eme étage	18.79	6.78	0.690	0.363	0.879	26.32	0.038	95.54	3.63	15	vérifiée
3eme au 10 étage	48.45	6.78	0.690	0.363	0.879	26.32	0.038	246.35	9.36	15	vérifiée

Tableau V.1.5.d: Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	α ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
Sous sol et RDC	8.15	3.39	0.324	0.267	0.911	41.18	0.024	79.96	1.92	15	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	12.57	3.39	0.324	0.267	0.911	41.18	0.024	123.33	25.96	15	vérifiée
3 ^{eme} au 10 étage	19.97	3.39	0.324	0.267	0.911	41.18	0.024	195.95	4.70	15	vérifiée

➤ Poutre palière:

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	α ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
Appuis	23.59	3.39	0.408	0.294	0.902	36.02	0.028	233.78	6.54	15	vérifiée
Travée	14.93	3.39	0.408	0.294	0.902	36.02	0.028	147.95	4.14	15	vérifiée

➤ Poutres de chaînage:

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	α ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
Appuis	12.57	2.26	0.324	0.273	0.909	83.0	0.025	215.75	5.39	15	vérifiée
Travée	9.41	2.26	0.324	0.273	0.909	83.0	0.025	163.59	4.08	15	vérifiée

b)-Etat limite de déformation:

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

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Poutre principale: $\bar{f}=L/500=475/500=0.95\text{cm}$

Poutre secondaire: $\bar{f}=L/500=440/500=0.88\text{ cm}$

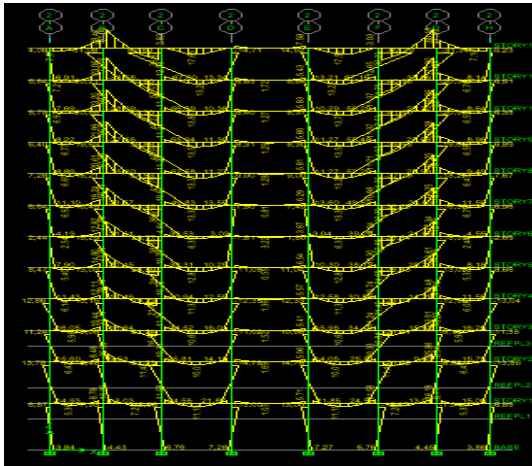
Poutre palière: $\bar{f}=L/500=440/500=0.88\text{ cm}$

Poutre de chaînage: $\bar{f}=L/500=400/500=0.80$

❖ Les diagrammes tirés de l'ETABS sont donnés ci-dessous :

a-poutres principale :

Sens X-X



Sens Y-Y

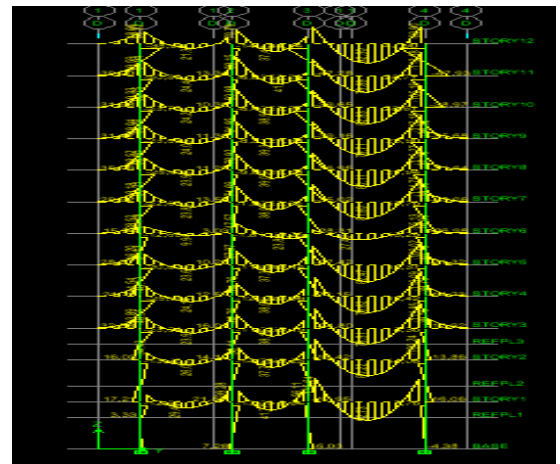
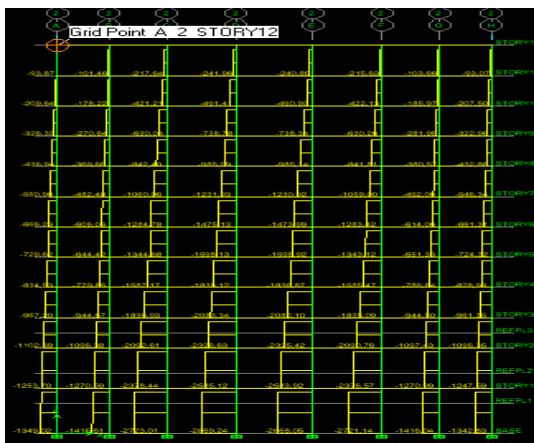


Figure.V.4 .diagrammes des moments (poutres principales)

Sens X-X



Sens Y-Y

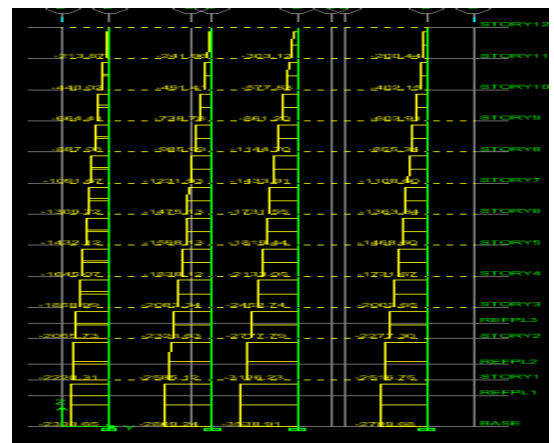
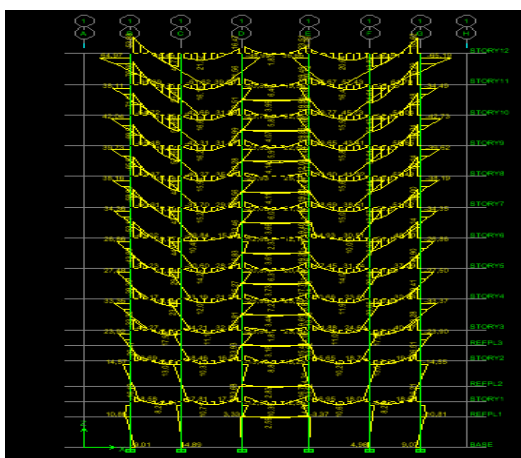


Figure V.5.diagrammes des efforts tranchants (poutres principales)

b-poutres secondaires :

Sens X-X



Sens Y-Y

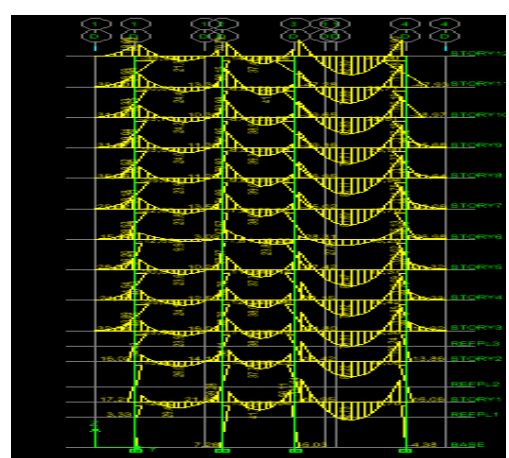


Figure V.6.Diagramme des moments (poutres secondaires)

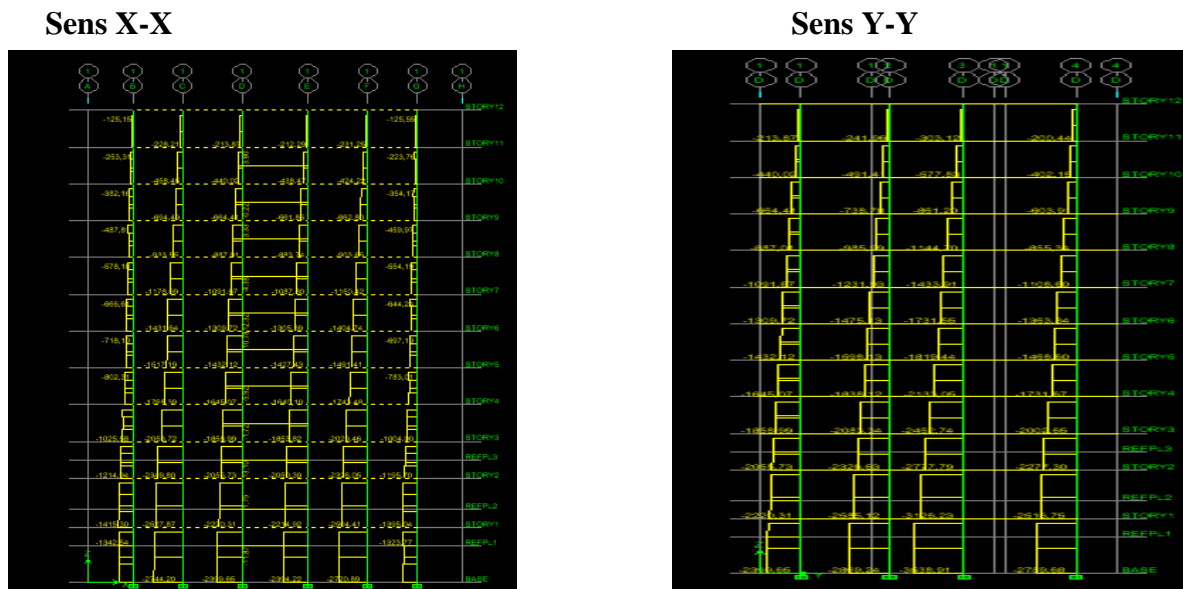


Figure V.7. Diagramme des efforts tranchant (poutres secondaires)

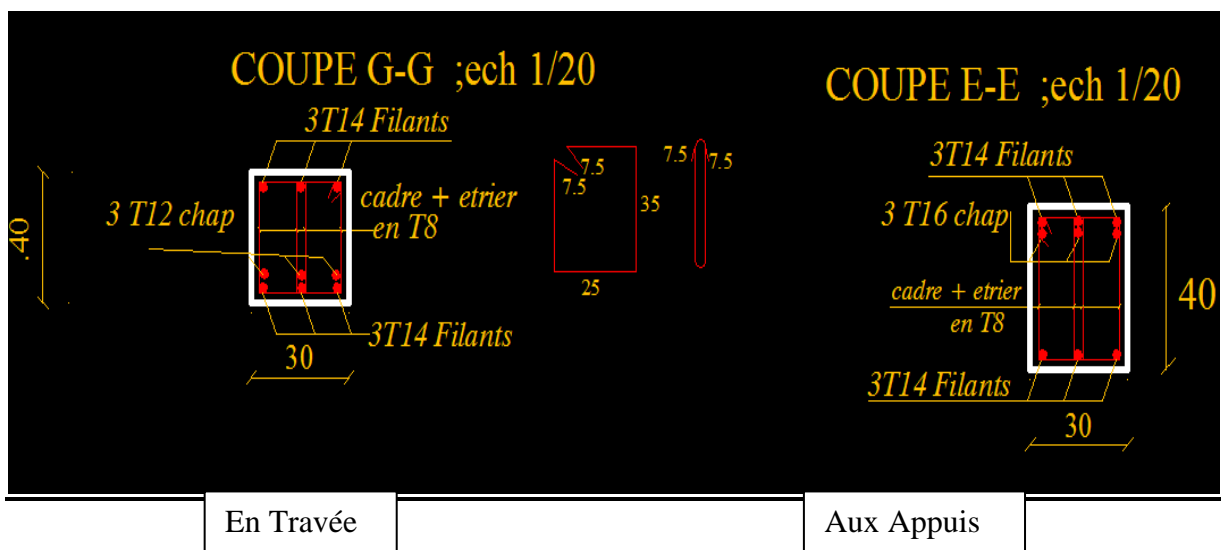
Disposition Constructive :

Conformément au (CBA 93annexe E3), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $A/5$ de la plus grande portée des travées encadrant l'appuis considéré s'il s'agit d'un appuis n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A/4$ de la plus grande portée des travées encadrant l'appuis considéré s'il s'agit d'un appuis intermédiaire voisin d'un appuis de rive.

-la moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $(1/10)$ de la portée.

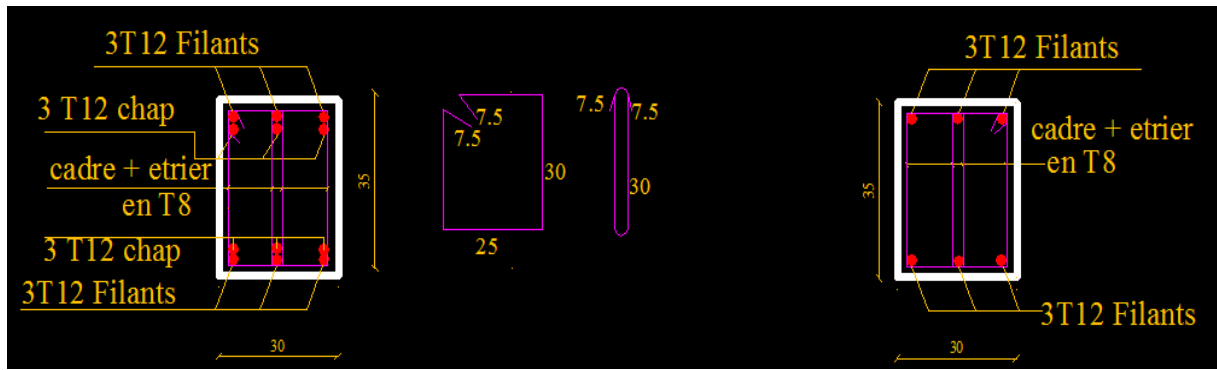
Poutres principale :



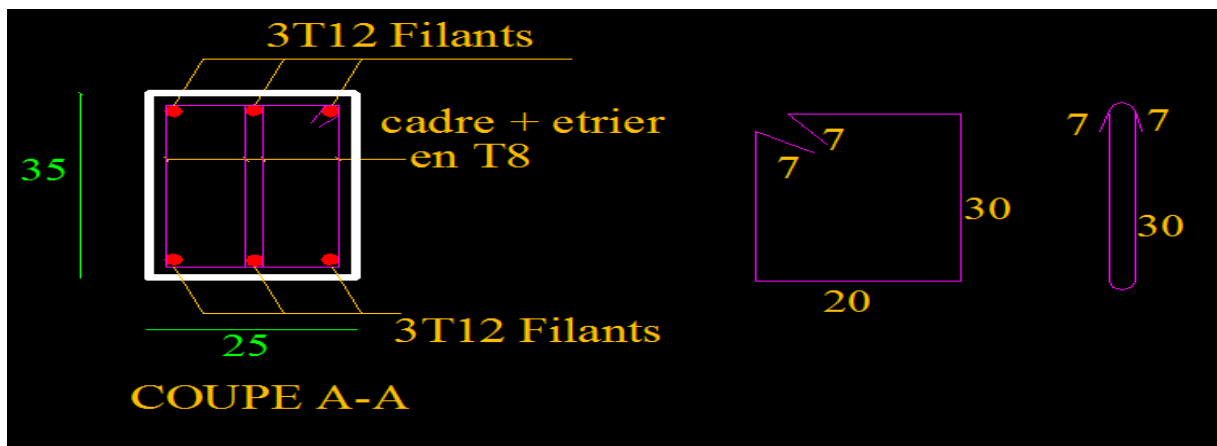
En Travée

Aux Appuis

Poutres Secondaire:

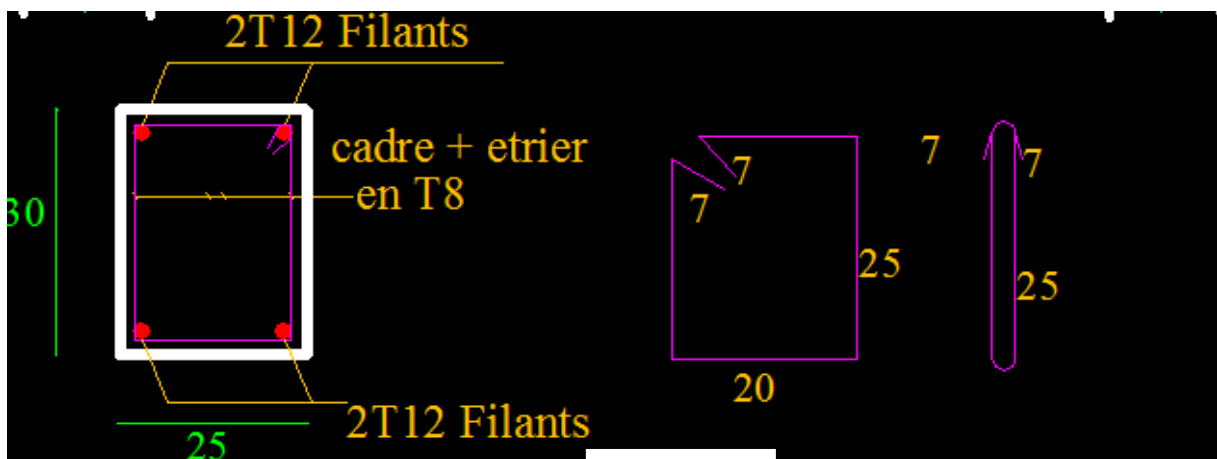


Poutres Palière:



Aux Appuis

En Travée



En Travée

V.2.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composée, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q+E$ → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisé 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.

V.2.1 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**V.2.1.1 Armatures longitudinales :(RPA03 art 7-4-2-1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

Poteaux (45×50) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 50 = 18 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 45 = 14,4 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 40 = 11,2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times bh$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 50 = 135 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone I et II **20 cm** en zone III

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
(45x50)	18.00	90	135
(40x45)	14.40	72	108
(35x40)	11.20	56	84

a)- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

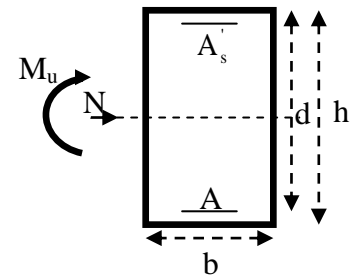
En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

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

1)-Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.
(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)



On dit une section est partiellement comprimée si l'une des condition suivante est vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

N : effort normal de compression.

C : centre de pression entre les armatures.

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures(moment fictif).

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E L U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)	Θ
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348	1
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400	0.85

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

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

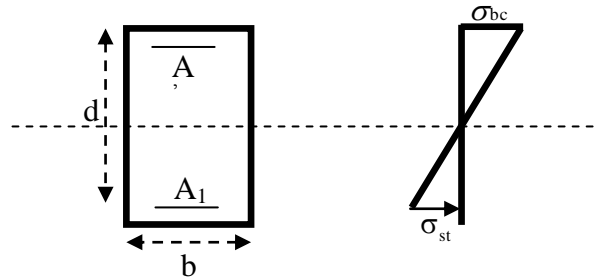
1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392$la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$



2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392$la Section est doublement armée (SDA).

On calcule: $M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$; $\Delta M = M_f - M_r$

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

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

2-Section entièrement comprimée (SEC) :(p ∈ noyau central)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}.$$

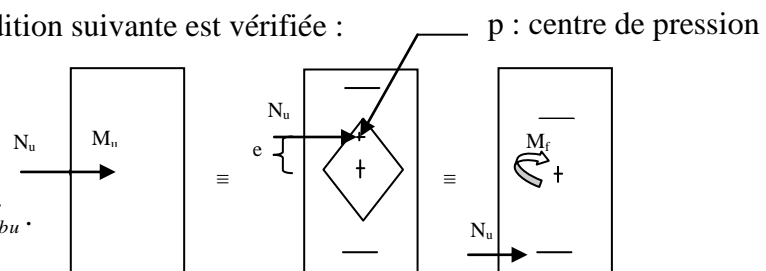


Figure V.1 : section entièrement comprimée

Deux situations peuvent se présenter :

1^{er} cas :

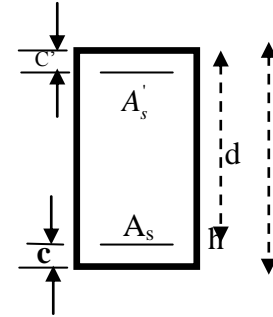
$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) < b h^2 f_{bc} N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100\sigma_s} \Rightarrow A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100\sigma_s} ; A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

Zone I : sous sol, RDC (45x50)

Zone II : du 1^{er} étage au 2^{ème} (40x45)

Zone III : du 3^{ème} étage jusqu'au 10^{ème} (35x40)

❖ Calcul des armatures longitudinales :

Exemple de calcul manuel :

Zone I : poteaux (45x50)

$N_u = 3584,85 \text{ KN}$. $M_U = 13,543 \text{ KN.m}$

$$\text{Vérification de la 1^{ère} condition : } e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned}
 e &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{13.543}{3584.85} = 0.0038m \\
 \frac{h}{2} - c &= \frac{0.50}{2} - 0.02 = 0.23m.
 \end{aligned} \right\}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée (SEC)}.$$

Vérification de la 2eme condition :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right) = -13.534 + 3584.85 \left(\frac{0.50}{2} - 0.02 \right)$$

Mf = 810.98 KN.m

$$3584.85(0.48 - 0.02) - 810.98 = 838.05 \text{ KN.m} > \left(0,5 - \frac{0.02}{0.50} \right) 0.45 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = 734.85 \text{ KN.m}$$

Le premier terme est supérieur au deuxième (SDA) donc les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_s = \frac{810.98 - (0.48 - 0.25) 0.45 \times 0.50 \times 14.2 \times 10^3}{(0.48 - 0.02') 348 \times 10^3} = 4.76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

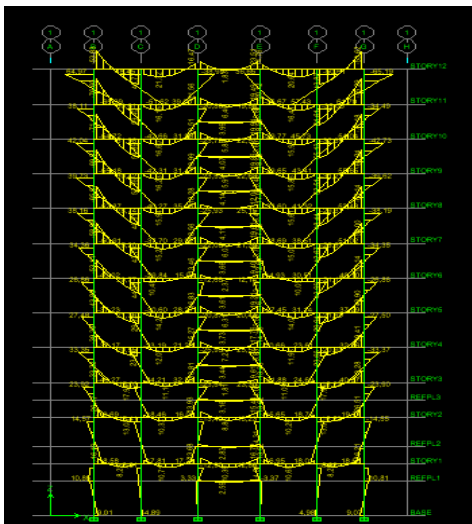
$$A_s = \frac{3584.85 - (0.45 \times 0.50) \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3} - 4.76 = -4.61 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens	Effort normal (KN)		Moment (KN.m)		Bxh (cm ²)	Obs	As (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	A adopté (cm ²)
		P ^{max}	P ^{min}	M ^{corr}	M ^{max}							
Sous-sol ; RDC	XX	P ^{max}	3584.85	M ^{corr}	13.534	45X50	SEC	0	0	18	4HA20 + 4HA16	20.6
		P ^{min}	2068.71	M ^{corr}	4.631		SEC	0	0			
		P ^{corr}	2610.13	M ^{max}	87.45		SEC	0	0			
	YY	P ^{max}	3584.85	M ^{corr}	4.993		SEC	0	0			
		P ^{min}	1288.04	M ^{corr}	0.247		SEC	0	0			
		P ^{corr}	1716.46	M ^{max}	27.421		SEC	0	0			
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	XX	P ^{max}	2819.67	M ^{corr}	30.031	40X45	SEC	0	0	14.4	4HA16 + 4HA16	16.08
		P ^{min}	524.35	M ^{corr}	0.553		SEC	0	0			
		P ^{corr}	2371.48	M ^{max}	52.768		SEC	0	0			
	YY	P ^{max}	2819.67	M ^{corr}	18.238		SEC	0	0			
		P ^{min}	299.37	M ^{corr}	6.331		SEC	0	0			
		P ^{corr}	1414.5	M ^{max}	34.075		SEC	0	0			
Du 3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	XX	P ^{max}	2169.4	M ^{corr}	25.68	35X40	SEC	0	0	11.2	4HA14+ 4HA14	12.30
		P ^{min}	245.2	M ^{corr}	0.991		SEC	0	0			
		P ^{corr}	186.37	M ^{max}	78.029		SPC	0	3.90			
	YY	P ^{max}	2169.4	M ^{corr}	21.696		SEC	0	0			
		P ^{min}	103.53	M ^{corr}	8.133		SEC	0	0			
		P ^{corr}	169.91	M ^{max}	74.169		SPC	0	3.75			

Les diagrammes tirés de l'ETABS sont représentés ci-dessous :

Sens X-X



Sens Y-Y

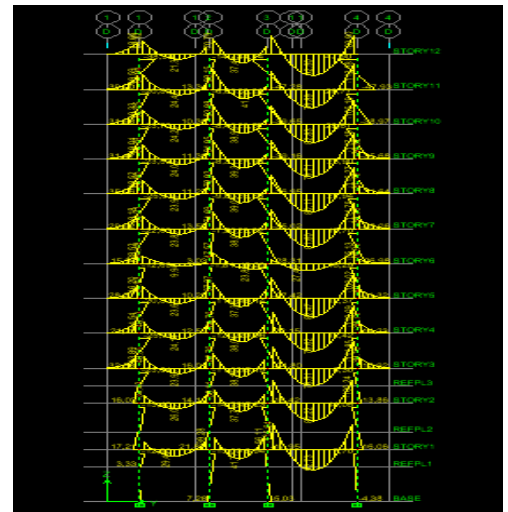


Figure V .8diagramme des moments fléchissant (poteaux)

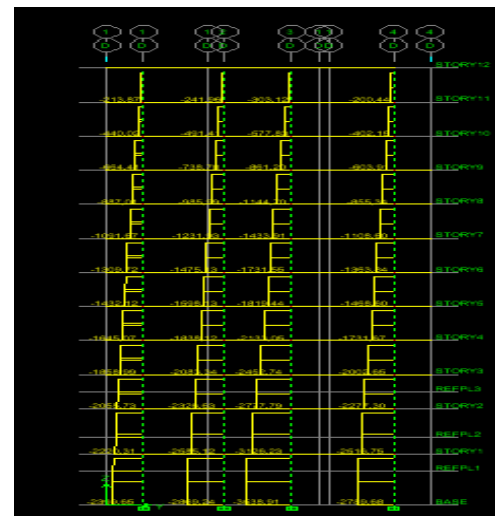
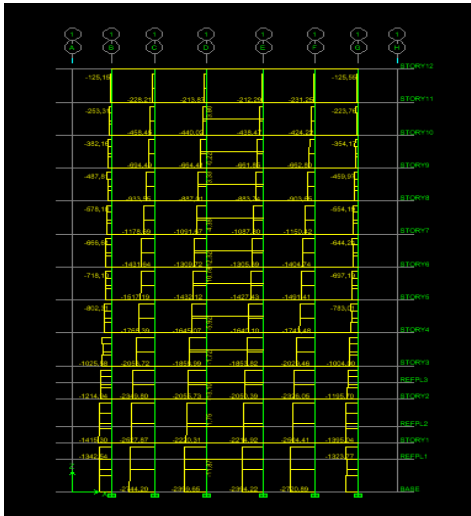


Figure V .9diagramme des efforts tranchants (poteaux)

b)- Armatures transversales :(RPA 03/ Art7.4.2.2)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Rendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivant (RPA03 art 7-4-2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec : V_u : effort tranchant de calcul ;

h : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; l_f = 0.7 \cdot h_e$$

Tableau représentant élancement des poteaux

Zone	niveaux	Poteaux (cm ²)	I (cm ²)	Section (cm ²)	L ₀ (cm))	L _f (cm)	Λ
III	3 ^{eme} au 10 ^{eme} etages	(35x40)	186667	1400	306	214.2	18.55
II	1 ^{er} et 2 ^{eme} etage	(40x45)	303750	1800	306	214.2	16.49
I	RDC	(45x50)	468750	2250	408	285.6	28.26
	S-S				459	321.3	31.80

Dans notre cas l'élancement géométrique $\lambda > 5 \implies \rho_a = 2.5$

b-1) Diamètre des armatures transversales:

D'après les règles du BAEL.91-modifié99 .Le diamètre des armatures transversales " ϕ_t " est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g > 5, \quad \text{donc : } A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b$$

$$\phi_t = \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm. Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm avec :}$$

ϕ_l^{\max} Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Remarque : Nous adoptons des cadres de **HA8**.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8**,

$$\text{Donc } A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

b-2) Espacement des armatures transversales : (RPA version 2003 art 7.4.2.2)

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule ci-dessous, par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit : des armatures transversales est fixée comme " S_t " Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement suit :

$$\text{Dans la zone nodale : } \begin{cases} t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II} \\ t \leq 10 \text{ cm. en zone III} \end{cases}$$

Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$ en zone I et II

$t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \phi_l)$ en zone III

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}\} \implies S_t \leq \min\{10 \times 1.4; 15 \text{ cm}\} \implies S_t \leq 14 \text{ cm}$$

On opte pour **$S_t = 10 \text{ cm}$**

- **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \phi_l \implies S_t = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

On opte pour **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Avec (a) : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40 \text{ cm}; (30 + 10) \text{ cm}\}$$

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

b-3) Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$$

Zones	poteaux	Elancement λ	S_t (zone nodale)	A_t^{min}	S_t (zone de recouvrement)	A_t^{min}
III	(35x40)	18.55	10cm	1.05	15cm	1.57
II	(40x45)	16.49	10cm	1.2	15cm	1.8
I	(45x50)	28.26	10cm	1.35	15cm	2.03
		31.80	10cm	1.35	15cm	2.03

b-4) Longueur de recouvrement : (RPA03/art7.5.2.1)

Selon le RPA03 la longueur de recouvrement est de $L = 40\phi_t^{max}$ (en zone II)

Les longueurs de recouvrement sont résumées dans le tableau suivant :

zones	Diamètre max ϕ_t (mm)	Longueur de recouvrement (cm)
III	20	80
II	16	64
I	16	64

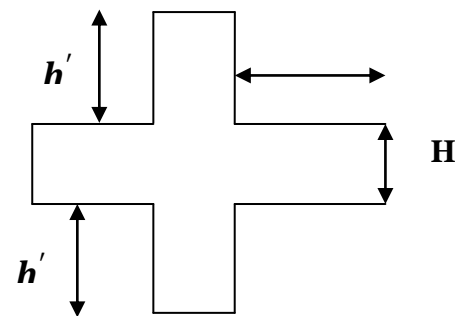
• **Délimitation de la zone nodale :(RPA03/Art 7.4.2.2)**

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

$$h' = \max (h_e/6; b; H; 60)$$

b : dimension du poteau.

h_e : hauteur entre nu des poutres.



• **Détermination de la zone nodale :**

Poteaux (45x 50) cm²: (sous-sol ; l = 4.59 m)

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{459-40}{6}, 45; 50; 60 \right) = 70 \text{ cm}$$

Poteaux (45 x 50) cm² (RDC ; l=4.08m)

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{408-40}{6}, 40; 40; 60 \right) = 65 \text{ cm}$$

Poteaux (40x 45) cm²:(étage courant l=3.06m).

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) = \max \left(\frac{306-40}{6}; 40; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (35x 40) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) = \max \left(\frac{306-40}{6}; 35; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage : (BAEL91/ArtA6.1.221)

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} \text{ avec :}$$

$$\tau_u = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}; f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Pour les HA14 : $L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$

Pour les HA20 : $L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm}$

V-2.1.2 : Vérification des poteaux a l'ELS :

1. Etat limite d'ouvertures des fissures: Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2. Contrainte dans le béton : Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Remarque :

On a deux cas a vérifier a l'ELS :

1^{er} cas si : $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies$ la section est entièrement comprimée (SEC)

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance XG tel que :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

• On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

• Les contraintes dans le béton sont :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \\ \sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \end{cases}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma; \sigma) \leq 15 \text{ MPa}$.

2eme cas si : $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies$ la section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + I_c$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

L_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :
$$\begin{cases} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3L_c^2 - 6nA_u \frac{L_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - L_c}{b} \\ q = -2L_c^3 - 6nA_u \frac{(L_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - L_c)^2}{b} \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcule $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

-si $\Delta \geq 0$: alors il faut calculer $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

-si $\Delta < 0$: donc l'équation admet trois solutions :

$Y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$; $y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$; $y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{l} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Niv	Sens	section cm ²	A cm ²	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bc}^{sup} Mpa	σ_{bc}^{inf} Mpa	σ_{bc} Mpa	σ_s^{sup} MPa	σ_s^{inf} MPa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	Observation $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Sous sol RDC	XX	45x50	4HA20 + 4HA16	2602.25	9.719	10.6	9.78	15	157.8	147.2	348	CV
				648.79	17.511	3.23	1.84	15	47.6	28.5	348	CV
				1897.29	62.985	9.9	4.92	15	145.6	76.8	348	CV
	YY			2602.25	3.599	10.3	10	15	154.5	150.6	348	CV
				648.79	14.104	3.09	1.98	15	45.7	30.3	348	CV
				1744.63	18.013	7.53	6.11	15	112.1	92.4	348	CV
1 ^{er} et 2 ^{eme} etage	XX	40x45	4HA16 + 4HA16	2048	21.836	10.8	8.58	15	161.1	130.2	348	CV
				483.90	15.05	3.08	1.51	15	45.1	23.7	348	CV
				1723.51	38.421	10.2	6.18	15	149.8	95.3	348	CV
	YY			2048	13.249	10.3	9.08	15	154.3	137	348	CV
				483.90	16.635	3.16	1.43	15	46.2	22.6	348	CV
				736.78	29.825	5.04	1.95	15	73.6	31.3	348	CV
Du 3 ^{eme} au 10 ^{eme} etage	XX	35X40	4HA14 + 4HA14	1575.75	18.638	11.2	8.31	15	166.2	126.9	348	CV
				99.7	1.233	0.16	0	15	2.3	0.61	348	CV
				136.28	56.956	6.71	0	15	87.5	148.8	348	CV
	YY			1575.75	15.756	11	8.54	15	163.2	129.9	348	CV
				99.7	2.85	0.35	0	15	4.6	5.81	348	CV
				124.48	53.869	6.33	0	15	82.4	143.2	348	CV

3)-Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

Remarque : la vérification de la condition de non fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les sections entièrement comprimées.

Conclusion : Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

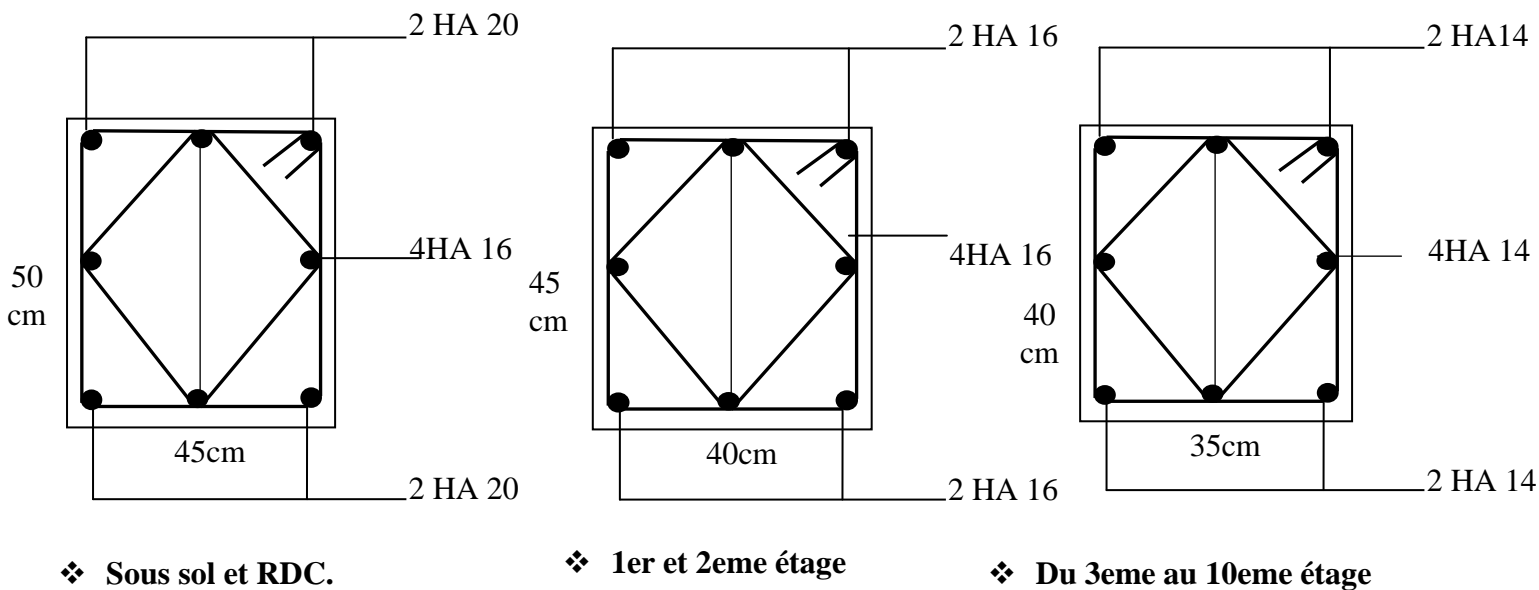


Figure V.10. Coupe transversale de ferraillage des poteaux.

Remarque : En élévation voir les plans de ferraillage

V.3.Ferrailage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et autres horizontales (E) dues aux séismes. Le calcul des armatures se fera en flexion composée avec un effort tranchant et selon les différentes combinaisons exigées par le RPA03 et le BAEL99.

Par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

Par le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Remarque :

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (04) zones :

Zone I : sous-sol ep=25cm, de section (45x50)

Zone II : RDC ep=20cm, de section (45x50)

Zone III : 1^{ème} et 2^{ème} étage. ep=20cm, de section (40x45)

Zone IV : du 3^{ème} étage au 10^{ème} ep=20cm, de section (35x45)

V.3.2 ferrailage des voiles:

Les voiles sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles (R=4) suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

Méthode de calcul

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

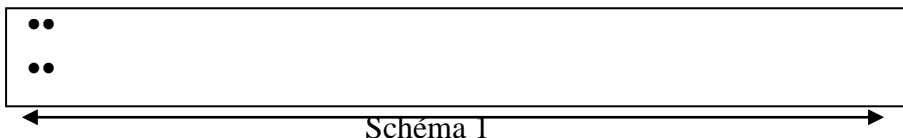
1) **Excentricité:** $e = \frac{M_u}{N_u}$

2) **Calcul de la hauteur utile d**

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

a)- La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).



Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

b)- La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone.

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

c)- La troisième option consiste à disposées toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur Lt). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant.

La détermination des diagrammes des contraintes se fera à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du voile

V et V' : bras de levier du voile (V = V' = L/2)

Le calcul se fera pour des bondes de largeur " d " donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

L_c : longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

• **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{N_{u1} - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{N_{u2} - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 ‰ = 348 MPa

e : épaisseur des voiles

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton = 14.2 MPa

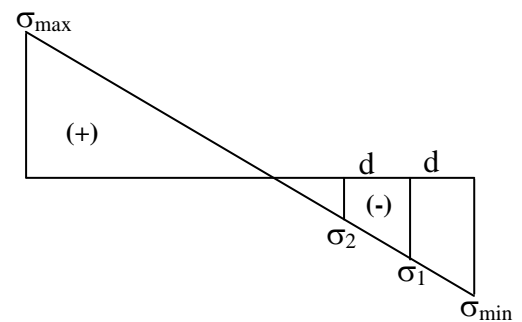
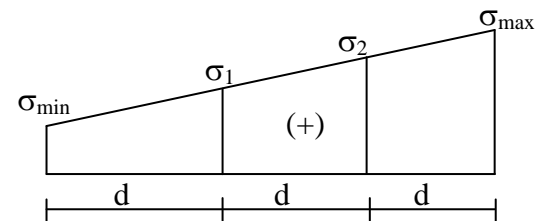
• **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$

Avec :

A : section d'armatures verticales

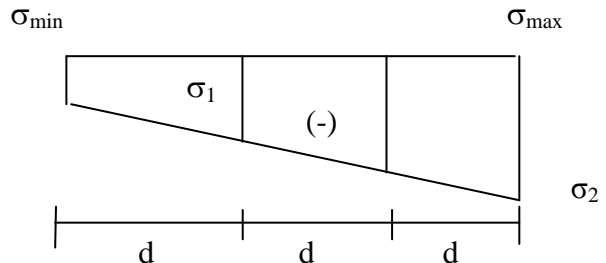


σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10‰ = 348 MPa
 e : épaisseur du voile

• **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$



3)-Ferrailage

A. Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

B. Armatures horizontale

• **Exigence du RPA 99 version 2003 :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ et disposée de manière à ce quelle serve de cadre aux armatures verticales.

La section de ces armatures est de : $A_H = \frac{A_v}{4}$ selon le **BAEL99**

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0.15\% b.h \quad \text{globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0.15\% b.h \quad \text{en zone courante} \end{array} \right\} \text{RPA99/Art7.7.3.4}$$

Avec : A_v : section d'armature verticales.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

d. Armatures de coutures RPA03/Art 7.7.4.3 Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile un potelet armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

F. Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes $\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$ **RPA03/Art 7.7.4.3**

À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm.

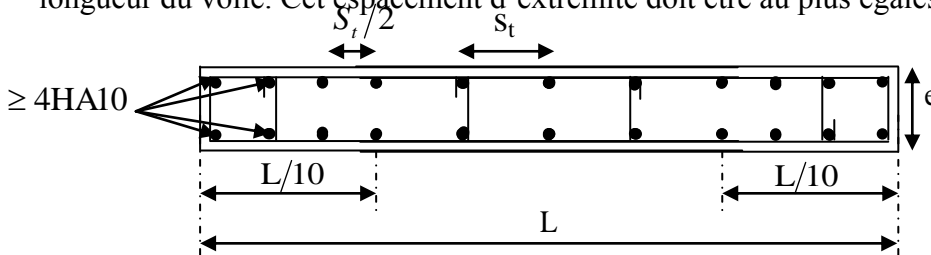


Figure V.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

G. Longueur de recouvrement (RPA03/Art 7.7.4.3) :

Elle doit être égale à :

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

H. Diamètre maximale :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. $\phi_{\max} = \frac{e}{20}$

V.3.3. vérifications :

A. Exigence de RPA

A.1) Zone tendue (RPA03/Art 7.7.4.1) :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est d :

$$A_t \geq 0.2\%bL_t.$$

Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\%B$ (Art 7.7.4.2)

A.2) Zone courante :

On doit vérifier que : $A_c > 0.10\%.B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

B. Exigence du BAEL : $A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$

V.3.4-Vérification a l'ELS :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \cdot A}$$

Avec N : effort normal applique $N = G + Q$

B : section du béton comprimée.

A : section d'armature adoptée.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA 03/Art7.7.2 on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec : $\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L}$; $T = 1.4 T_u$

b : Epaisseur de voile

d : Hauteur utile (d=0.9h)

h : hauteur de la section brute.

Selon le BAEL91/Art A.5.1.1 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{b \times 0.9L} \\ \bar{\tau}_u &= \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \end{aligned} \right\}$$

Avec $\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$; $V = 1,4 \times V_{\text{Calcule}}$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

✓ D'après le BAEL 91 :

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$; τ_u : Contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable.

Exemple de calcul :

Ferrailage des voiles transversaux pleins : V_{T1} ; V_{T2} ; V_{T3} et V_{T4}

a-Zones I (sous sol e=0.25m) :

• **Caractéristiques géométriques**

$$L = 3,00 \text{ [m]} ; e = 0,25 \text{ [m]} .$$

$$I = 0,563 \text{ [m}^4\text{]} ; B = L \times e = 0.75 \text{ [m}^2\text{]} ; V = V' = \frac{L}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 16010.71 \text{ KN} \\ \sigma_{min} = -9867.25 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L = \frac{16010.71}{16010.71 + 9867.25} \times 3,00 = 1.86 [m]$$

$$L_t = L - L_c = 3,00 - 1.86 = 1.14[m]$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2 \times L_c}{3}\right) = 1.24 [m]$$

Soit un tronçon : $d = 1,24[m]$.

❖ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables.}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{min} = \frac{1,14 - 0,45}{1,14} \times (-9867.25) = -5972.28 [KN/m^2]$$

$$N_1 = \left| \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \right| \times d_1 \times e = \left| \frac{(-9867.25) + (-5972.28)}{2} \right| \times 0,45 \times 0,25 = 890.97 [KN].$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{890.97 \times 10}{400} = 22.27 [cm^2]$$

$$(A_{v1})_{adopte} = 24.62 [cm^2]$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times d_1 \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times d_1 \times e\right)$$

$$A_{min} = 5.63 [cm]$$

Espacement : $e_p \geq \frac{n}{2} \cdot d_1$

❖ **2^{eme} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_2}{L_t} \times \sigma_{min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables.}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_2}{L_t} \times \sigma_{min} = -5972.28 [KN/m^2]$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{|-5972.28|}{2} \times 0.69 \times 0,25 = 515.11 [KN]$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{515.11 \times 10}{400} = 12.87 [cm^2]$$

$$(A_{v2})_{adopte} = 13.56 [cm^2]$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times d_2 \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times d_2 \times e\right)$$

$$\text{Soit } A_{min} = 8.67 [cm^2]$$

Le ferrailage à adopter pour la 1^{ère} bande d₁ est **8HA14** soit A_{v1} = 12.31cm² avec un espacement de **ep=12cm**

- **Armatures horizontales :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes

Remarque :

Le ferrailage adopter pour les armatures horizontales des voiles longitudinales sera le même que celui des voiles transversales.

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épinglesHA8 /m²).

- **Vérification des contraintes :**

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{724,7 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3,9} = 1,03 \text{ [MPa]}$

$$\tau_u = 1,03 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3,26\text{[MPa]}$$

RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1014,58 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3,9} = 1,445\text{[MPa]} .$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{[MPa]}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \times A_v} = \frac{2375,1 \times 10^3}{0,9 \times 3,9 \times 200 + 15 \times 42,85} = 2,968\text{[MPa]}$$

$$\sigma_b = 2,968 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{[MPa]}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3,9	3,9
	he (m)	4,59	4,08	3,06	3,06
	σ _s (MPa)	400	400	400	400
	I	0,56	0,45	0,99	0,99
	e (m)	0,25	0,2	0,2	0,2
	B (m2)	0,75	0,6	0,78	0,78
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	16010,71	10350,17	11583,62	11966,04
	σ _{min} [KN/m ²]	-9867,25	-5691,91	-3362,1	-6641,64
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC

V_u (kN)		1407,94	1331,40	1695,01	1653,86	
T (kN)		1971,12	1863,96	2373,02	2315,40	
L_t (m)		1,14	1,06	0,88	1,39	
L_c (m)		1,86	1,94	3,02	2,51	
d(m)		1,24	1,29	1,53	1,53	
d 1 (m)		0,45	0,45	0,45	0,45	
d2 (m)		0,69	0,61	0,43	0,94	
σ_1 [KN/m ²]		-5985,56	-3285,60	-1637,59	-4494,60	
N (kN)	N_1	891,72	403,99	224,99	501,13	
	N_2	519,17	201,88	69,98	423,40	
A_v (cm ²)	A_{v1}	22,29	10,10	5,62	12,53	
	A_{v2}	12,98	5,05	1,75	10,59	
A_{min} (cm2)/bande2		8,67	6,14	4,27	9,42	
A_{min} (cm2)/bande1		5,63	4,50	4,50	4,50	
Ferrailage de voile	$A_{vadopté}$ (cm ²)	bande1	24,12	13,56	13,56	13,56
		bande2	16,08	9,04	9,04	12,3
	Choix des barres/nappe	bande1	2'6HA16	2'6HA12	2'6HA12	2'6HA12
		bande2	2'4HA16	2'4HA12	2'4HA12	2'4HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	8	9	9	8
		ST (cm) bande 2	17	17	17	14
	A_H (cm ²)		11,25	9	11,7	11,7
	AH adopter (cm2)/ml		18,84	18,84	18,84	18,84
	choix des barres/ml		2'12HA10	2'12HA10	2'12HA10	2'12HA10
	ST (cm)/ml		25	25	25	25
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2			
	Vérifications des contraintes	contrainte	t_u (MPa)	2,09	2,47	2,41
t_b (MPa)			2,92	3,45	3,38	3,30
ELS		N_s (kN)	4731,71	4452,40	4470,74	4312,09
		σ_b (MPa)	5,839	7,024	5,493	5,266

VI. Mur plaque:**VI.1. introduction :**

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 4.59m .L'épaisseur minimale exigée pas le RPA03/Art.10.1.2 est de : $e \geq 15\text{cm}$. On optera dans notre cas une épaisseur de 20cm. le mur est réalisé en béton armé. Le calcul du mur plaque est indépendant des autres éléments de la structure.

VI.2.Détermination des sollicitations :

Le mur sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et doublement appuyé au plancher de sous-sol.

Un joint de 2,5 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

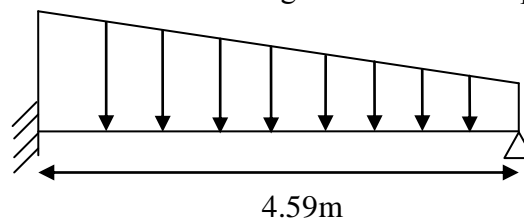


Figure VI-1) schéma statique d'un mur plaque

a)Contrainte de sollicitation :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V Avec :

σ_H : contrainte horizontale $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

σ_V : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne

K_0 : coefficient de poussée des terres $K_0 = 1 - \sin\varphi \longrightarrow K_0 = 1 - \sin 35$

Donc $K_0 = 0.426$

b) caractéristiques mécaniques et physique du sol :

-poids volumique des terres $\gamma = 18\text{KN/m}^3$

-angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$

-cohésion $C = 0$

-contrainte du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2.5\text{bar}$

- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.

- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable).

c) calcul des sollicitations :

$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h)$ Avec $0 < h < H$

A l'ELU:

$\sigma_h = K_0 (1.5q + 1.35 \gamma \cdot h)$

Pour $h = 0 \rightarrow \sigma_1 = 6.39 \text{ KN/m}^2$

Pour $h = 4.59\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 53.90 \text{ KN/m}^2$.

A l'ELS :

$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$

Pour : $h = 0 \rightarrow \sigma_1 = 4.26 \text{ KN/m}^2$

Pour : $h = 4.59\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 39.46 \text{ KN/m}^2$.

$$\sigma_h = 6.39 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 4.26 \text{KN} / \text{m}^2$$



Figure VI-2- Diagramme des contraintes

- Calcul des pressions des terres :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$\text{ELU} : q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 53.90 + 6.39}{4} \times 1 \text{ m} = 42.02 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 39.46 + 4.26}{4} \times 1 \text{ m} = 30.66 \text{KN} / \text{ml}$$

VI.3.ferraillage du mur plaque :

1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues, encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera a partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les coefficients suivant :

- Moment en travée :
 - 0.85 → (sens XX)
 - 0.75 → (sens YY)
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0.5 → appui de rive
 - 0.5 → autre appui

3)-Identification des panneaux :

$$l_x = 4.40 \text{ m}$$

$$l_y = 4.59 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.40}{4.59} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

Calcul a ELU :

$$\alpha = 0.95 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0.041 \\ \mu_Y = 0.887 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0.041 \times 42.02 \times 4.40^2 = 33.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0.887 \times 33.35 = 29.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments :**

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 33.35 = 16.68 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 33.35 = 28.35 \text{ KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 29.58 = 14.79 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 29.58 = 22.19 \text{ KN.m}$

❖ **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles de HA8 par m².

Calcul a ELS :

$$\alpha = 0.95 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0.0483 \\ \mu_Y = 0.923 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q_u l_X^2 = 0.0483 \times 30.66 \times 4.40^2 = 28.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0.923 \times 28.67 = 26.46 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments :**

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 28.67 = 14.34 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 28.67 = 24.37 \text{ KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 26.46 = 13.23 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 26.46 = 19.85 \text{ KN.m}$

4)- Ferrailage :

- **Détermination des armatures :**

$$h=20\text{cm}, d=18\text{cm}, b=100\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} ; A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Tableau VI.1:ferrailage du mur plaque:

Sens	Zone	M(KN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	A_{ada_p}	A_{adop}	$s_t(\text{cm})$
X-X	appui	16.68	0.0406	0.392	SSA	0.9795	2.87	2.00	4.52	4HA12	25
	travée	28.35	0.069	0.392	SSA	0.9645	4.87	2.00	6.15	4HA14	25
Y-Y	Appui	14.79	0.036	0.392	SSA	0.982	2.55	2.00	4.52	4HA12	25
	travée	22.19	0.054	0.392	SSA	0.972	3.86	2.00	6.15	4HA14	25

VI.4.Verification:

a. Verification à l'ELU:

- Condition de non fragilité:

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2,05 \text{cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$condition vérifiée.

b. vérification à l'ELS:

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont alors limitées a la condition suivante :

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

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

Tableau VI.3 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	16.68	14.34	1.16	0.0523	0.33	vérifiée
	Travée	28.35	24.37	1.16	0.0894	0.33	vérifiée
YY	appui	14.79	13.23	1.12	0.0459	0.31	vérifiée
	travée	22.19	19.85	1.12	0.0694	0.31	vérifiée

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

Résultats :

L'épaisseur du mur plaque est de 20cm

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

Sens X-X

- Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 20cm
- En travées : 4HA14 avec un espacement de 20cm

Sens y-y

- Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 20cm
- En travées : 4HA14 avec un espacement de 20cm

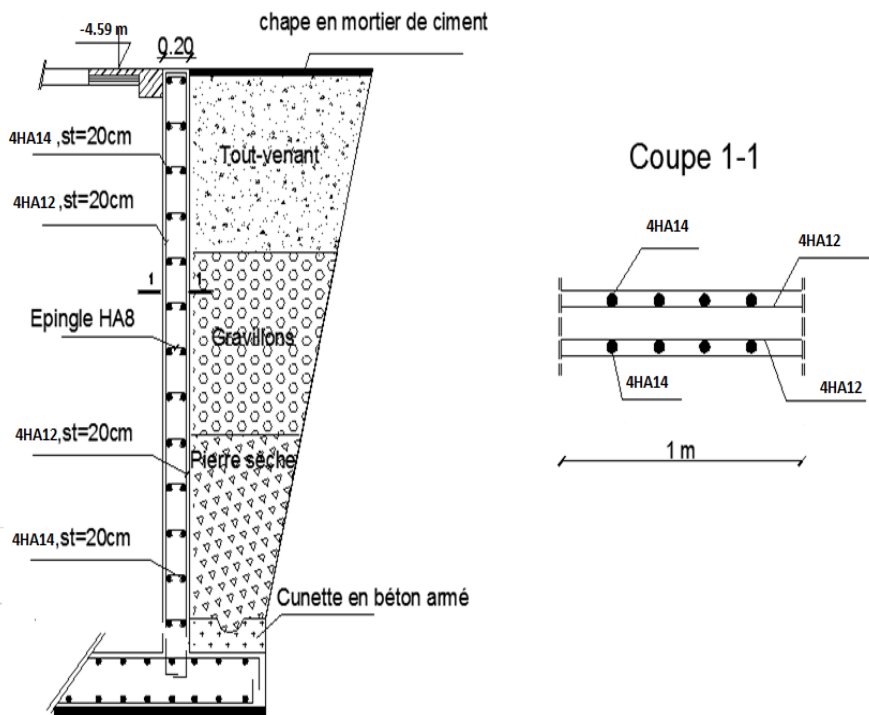


Figure VI.3 Ferrailage du mur plaque

VII.1-Introduction

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

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs :

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.

2-Fondations profondes :

Elles sont utilisés 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.

Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du Sol (sol meuble).

Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

-Pré-dimensionnement des semelles :**a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N » à l'ELS qui est obtenue à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions} : \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{50} = 0.9 = K$$

$$D'où: B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \cdot \sigma_{sol}}}$$

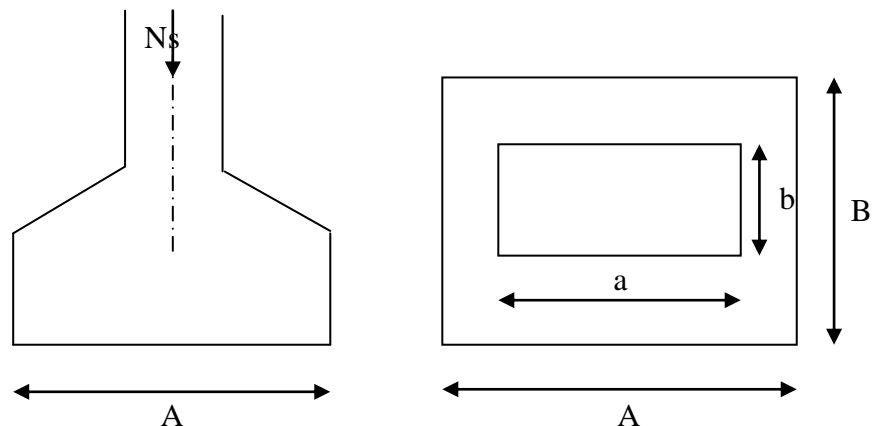


Figure. VII.1): Dimensionnement d'une fondation

$$N_{ser} = 2602.55 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3.40 \text{ m}$$

Donc $A = 3.06 \text{ m}$

Remarque

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b)-Semelles filantes :**❖ Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec:

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

• **Sens longitudinal :**

voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S = B*L (m ²)
VL1	1318.68	3.00	1.76	5.28
VL2	1311.15	3.00	1.74	5.22
				10.50

• **Sens transversal :**

voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S = B*L (m ²)
VT1	1528.42	3,00	2.04	6.12
VT2	1554.85	3,00	2.07	6.21
VT3	1825.0	3,00	2.43	7.29
VT4	1747.2	3,00	2.33	6.99
				26.61

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } 10.50 \text{ m}^2 \\ \text{Sens transversal : } 26.61 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow S_v = 37.11 [\text{m}^2]$$

Avec S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

❖ **Semelles filantes sous poteaux :**

a. **hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. **Etape du calcul**

-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$.

-détermination de la distribution de charge par (ml) de semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad ; \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \quad ; \quad q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

-détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Application :

On fera le calcul sur le portique sens x fil B (fil de poteaux le plus sollicité)

poteau	N _s (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
C4	817.85	11573.89	-9.79	-13.43	-10983.73
C8	858.15		-8.43	-10.43	-8950.50
C12	1500.24		6.15	-7.13	-10696.71
C16	2595.6		-9.69	-3.12	-8098.27
C20	2602.55		-9.72	3.12	8119.96
C24	1518.44		6.14	7.13	10826.48
C28	862.96		8.44	10.43	9000.67
C32	818.10		9.77	13.43	10987.08
				-7.13	

$$R = \sum N_i = 11573.89 [KN]$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{204.98 - 7.13}{11573.89} \right| = 0.017 [m]$$

Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 0,017 [m] < \frac{L}{6} = \frac{25.35}{6} = 4.22 [m] \text{ (repartitions trapézoïdale).}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{11573.89}{25.35} \left(1 + \frac{6 \times 0,017}{25.35} \right) = 458.40 [KN/m].$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{11573.89}{25.35} \left(1 - \frac{6 \times 0,017}{25.35} \right) = 454.73 [KN/m].$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{11573.89}{25.35} \left(1 + \frac{3 \times 0,017}{25.35} \right) = 457.48 [KN/m].$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{457.48}{250} = 1,83 [m]$$

Soit B = 2.00 [m]

Nous aurons donc : S = B × L = 2.00 × 25.35 = 50.7 [m²]

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

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (50.7 \times 4) = 202.8 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 202.8 + 37.11 = 239.91 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : S_{bât} = 313.83 m²

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

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{239.91}{313.83} \times 100 = 76.45 \quad \text{Donc : } S_t > 50 \% S_{bat}$$

Conclusion :

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

VII.2.1. Pré dimensionnement du radier :

a- selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25cm$).

b- selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 59.37[cm] \leq h \leq 95[cm].$$

Soit h = 90 [cm].

h : épaisseur du radier.

L_{max} : longueur de la plus grande travée $L_{max} = 4.75m$

c)-Condition de longueur d'élasticité :

$$Le = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{max} : longueur de la plus grande travée $L_{max} = 4.75m$

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1m$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86 \text{ MPa}$,

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,75}{3,14}\right)^4 \times \frac{3.40}{10818,86}} = 0,97m$$

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{475}{20} = 23.75 \text{ cm}$$

➤ **Hauteur La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm}$$

➤ La largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 40\text{cm} \leq b_n \leq 70\text{cm}$$

On prend : $b_n = 50\text{cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_r = 100[\text{cm}]$ Hauteur total du radier.
- $h_d = 30[\text{cm}]$ Hauteur de la dalle.
- $b_n = 50[\text{cm}]$ Largeur de la nervure.

VII.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a: $G_t = 52488.31[\text{KN}]$; $Q_t = 11309.10 [\text{KN}]$.

Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 52488.31 + 1,5 \times 11309.10 = 87822.87[\text{KN}]$

A l'ELS: $N_s = G + Q = 52488.31 + 11309.10 = 63797.41[\text{KN}]$

A l'ELU: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{87822.87}{1,33 \times 250} = 264.13[\text{m}^2]$.

A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{63797.41}{250} = 255.19[\text{m}^2]$.

$S_{batiment} = 273.41[\text{m}^2]$.

$S_{batiment} > \max(S_1, S_2) = 264.13[\text{m}^2]$.

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) = 50[\text{cm}]$$

Soit un débord de $L_d = 50[\text{cm}]$ sur les quatre cotés.

$$S_{deb} = ([25.35 + (0.50 \times 2) \times 0.50] \times 2) + (12.35 \times 0.50 \times 2) = 38.7\text{m}^2$$

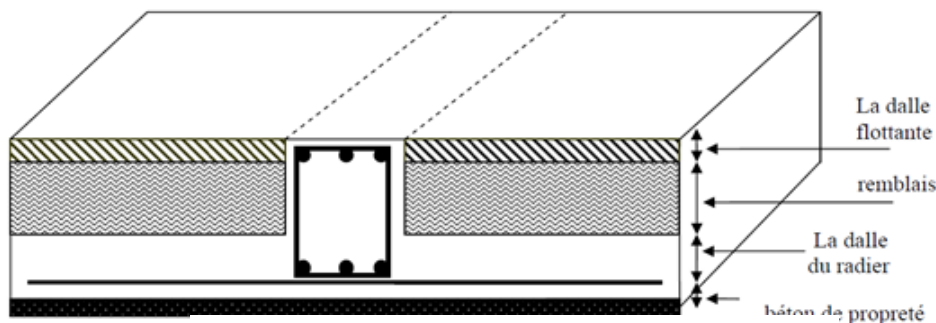
$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 273.41 + 38.7 = 312.11 \text{ m}^2$$

VII.2.4. Calcul des sollicitations à la base du radier

a) Charges permanentes :

• **Poids de radier**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante



1 Figure VII.2 Coupe verticale du Radier

- **Poids de la dalle**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 312.11 \times 0.30 \times 25 = \mathbf{2340.83 \text{ KN}}$$

- **Poids de la nervure:**

- **Poids des nervures sens x-x**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,50 \times (1 - 0,30) \times (25.35 \times 8 \times 25) = \mathbf{1774.5 \text{ KN}}$$

- **Poids des nervures sens y-y**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,55 \times (1 - 0,30) \times (12.03 \times 4 \times 25) = \mathbf{463.16 \text{ KN}}$$

$$P_{\text{totner}} = \mathbf{2237.66 \text{ KN}}$$

- **Poids de TVO**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{ner}} = (2237.66) / (25 \times 0.7) = 127.87 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [312.11 - 127.87] \times 0.7 \times 25 = \mathbf{3224.2 \text{ KN}}$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (312.11 - 127.87) \times 0.15 \times 25 = \mathbf{690.9 \text{ KN}}$$

On aura donc le poids du radier est de:

$$G_{\text{rad}} = 2340.83 + 2237.66 + 3224.2 + 690.9$$

$$G_{\text{rad}} = \mathbf{8493.59 \text{ KN}}$$

b) Surcharges d'exploitations

Surcharge du radier : $Q = 3,5 \times 312.11 = 1092.39 \text{ KN}$

Surcharge du bâtiment : $Q = 11309.1 \text{ KN}$ (tiré de l'ETABS).

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 8493.59 + 52488.31 = 60982$$

$$G_{\text{tot}} = \mathbf{60982.0 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 1092.39 + 11309.1$$

$$Q_{\text{tot}} = \mathbf{2231.5 \text{ KN}}$$

VII.2.5. Combinaisons d'actions :

L'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 85672.95kN$

L'ELS : $N_s = G + Q = 63213.5kN$

VII.3. Vérifications

VII.3.1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

Avec : $b=1m$; $d=0.9h_d=0.9 \times 0.30=0.27m$.

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{85672.95 \times 1}{312.11} \times \frac{4.75}{2} = 651.92kN$$

$$\tau_u = \frac{651.92}{1000.270} \cdot 10^3 = 2.41MPa$$

$$\tau_u = 2.41 < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.3.2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \quad \left. \vphantom{\frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}} \right\} \text{(RPA03/Art10.1.4.1)}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

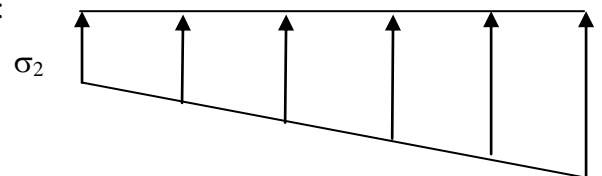


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes. σ_1

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le C.D.G du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11.87 m; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 3.40 m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

a) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2); I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{25.35 \times 12.03^3}{12} - \frac{2 \times 3.78^3 \times 3}{12} = 3650.84 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{12.03 \times 25.35^3}{12} - \frac{2 \times 3^3 \times 3.78}{12} = 16314.20 m^4$$

b) Calcul des moments :

$$\left. \begin{array}{l} M_x = 72941.824 \text{ KN.m} ; V_x = 2813.74 \text{ KN} \\ M_y = 72785.628 \text{ KN.m} ; V_y = 2817.49 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Tiré de l'ETABS}$$

$$M_{xx} = 72941.824 + 2813.74 \times 0,9 = 75474.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 72785.628 + 2817.49 \times 0,9 = 75321.4 \text{ KN.m}$$

c) Calcul les contraintes :

$$N_u = 99713.31 \text{ KN} ; N_s = 72485.31 \text{ KN}$$

- **ELU :**

Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{85672.95}{312.11} + \frac{75474.20}{16314.20} \times 11.87 = 329.41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{85672.95}{312.11} - \frac{75477.57}{16314.20} \times 11.87 = 219.59 \text{ kN/m}^2$$

Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{85672.95}{312.11} + \frac{75321.4}{3650.84} \times 3.4 = 344.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{85672.95}{312.11} - \frac{75321.4}{3650.84} \times 3.4 = 204.35 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS :**

Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{63213.5}{312.11} + \frac{75474.20}{16314.20} \times 11.87 = 257.45 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{63213.5}{312.11} - \frac{75477.57}{16314.20} \times 11.87 = 147.63 \text{ kN/m}^2$$

Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{63213.5}{312.11} + \frac{75321.4}{3650.84} \times 3.40 = 272.68 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{63213.5}{312.11} - \frac{75321.4}{3650.84} \times 3.40 = 132.39 \text{ kN/m}^2$$

Tableau de Vérification de la stabilité du radier.

Sens	ELU					ELS				
	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33\sigma_{sol}$	Obs	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	Obs
x-x	329.41	219.59	301.95	332.5	OK	257.45	147.63	229.99	250	OK
y-y	344.64	204.35	309.56		OK	272.68	132.39	237.61		OK

VII.3.3) Vérification à l'effort sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P_t \geq \alpha \cdot S_{radier} \cdot \gamma \omega \cdot z$$

Avec :

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$\gamma \omega$: Poids volumique de l'eau ($\gamma \omega = 10 \text{ KN/m}^3$).

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$),

$$P_t = G_t = G_{bâtiment} + G_{radier} = 52488.31 + 8726.62$$

$$G_{tot} = 61214.93 \text{ KN}$$

$$P_t = 61214.93 \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma \omega \cdot z = 1.5 \times 348.57 \times 10 \times 1 = 5228.55 \text{ KN}$$

Conclusion : Pas de risque de soulèvement de la structure. **VI-4) Ferrailage du radier :**

VII-3-1) Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

a- 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

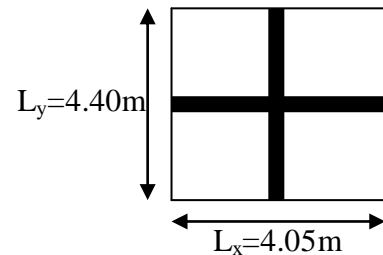
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII.3.2) Identification du panneau :

$$L_x = 4.05 \text{ m} ; L_y = 4.40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.05}{4.40} = 0.92$$

$0,4 \leq \rho = 0.92 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens **Fig. VII.4. Le panneau le plus sollicité**



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

L'E.L.U : $\sigma_m^{\max} = 309.56 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$q_{um} = (\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1\text{m} = (309.56 - \frac{8493.59}{312.11}) \times 1\text{m} = 282.35 \text{ KN/ml}$$

L'E.L.S : $\sigma_m^{\max} = 237.61 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$q_{sm} = (\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1\text{m} = (237.61 - \frac{8493.59}{312.11}) \times 1\text{m} = 210.40 \text{ KN/ml}$$

VII.3.3) Calcul a' L ELU :

$$q_u = 282.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,92 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0438 \\ U_y = 0,819 \end{cases}$$

VII.3.3) calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = u_x \times q_{um} \times (l_x)^2 = 0,0438 \times 282,35 \times (4,05)^2 = 202,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,819 \times 202,85 = 166,13 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de ce panneau de dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de :

(-0,3) aux appuis de rive ; (-0,5) pour autres appuis.

(0,85) ou (0,75) en travées.

VII.4) Ferrailage du radier :**VII.4.1) Ferrailage dans le sens x - x :****➤ Aux appuis :**

$$M_a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 202,85 = -101,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{101,43 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,098 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,098 \rightarrow \beta = 0,9428$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{101,43 \times 10^3}{0,948 \times 27 \times 348} = 11,39 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²/m_l** avec un espacement de : **S_t = 20 cm**

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 202,85 = 152,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{152,14 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,146 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,146 \rightarrow \beta = 0,921 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{152,14 \times 10^3}{0,921 \times 27 \times 348} = 17,58 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA20 = 18,85 cm²/m_l** avec un espacement de : **S_t = 20 cm**

VII.4.2) Ferrailage dans le sens y - y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = (-0,5) \times 166.13 = -83.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{83.37 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,081 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,081 \rightarrow \beta = 0,958 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{83.37 \times 10^3}{0,958 \times 27 \times 348} = 9.26 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 = 10.05 cm²/ml.** Avec un espacement de : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 166.13 = 124.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{124.60 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0.120 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,120 \rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{124.60 \times 10^3}{0,936 \times 27 \times 348} = 14.17 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 = 15.71 cm²/ml.** Avec un espacement de : $S_t = 20 \text{ cm}$

VII.5) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur.

➤ **Sollicitation de calcul**

L'ELU :

$$P_u = 282.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-282.35 \times (0.5)^2}{2} = -50.82 \text{ KNm}$$

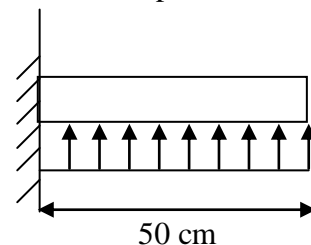


Fig. VII.5 Schéma statique du débord

L'ELS :

$$P_s = 210.40 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-210.40 \times (0.5)^2}{2} = -37.87 \text{ KNm}$$

VI.5.1) calcul des armatures

$$b=1\text{m}; d=27\text{cm}; f_{bc}=14.2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50.82 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.050 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.050 \rightarrow \beta_u = 0.974$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{50.82 \times 10^3}{0.974 \times 27 \times 348} = 5.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vu que les armatures du débord sont inférieures à celle du tablier ; et pour une meilleure disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferrailage dans les deux sens.

Sens x-x :

$$\text{Soit : } 6\text{HA}20 = 18.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Sens y-y :

$$\text{Soit : } 5\text{HA}20 = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml. Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VII.5.2) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal : $18.84 \text{ cm}^2 > 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Sens transversal : $15.71 \text{ cm}^2 > 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

VII.5.3) Calcul de l'espacement :

C'est le même espacement que celui du tablier.

$S_t = 20 \text{ cm}$ dans les deux sens.

VII.5.4) Vérification à l'ELS :

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée.

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{50.82}{37.87} = 1.34$$

$$\mu = 0.050 \quad \alpha = 0.0641$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42$$

Conclusion : il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VII.6). Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol ; qui se transmettent aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, 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, dans ce cas le calcul devient classique

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées de

$$h=100\text{cm}, b=50\text{cm}, c=3\text{cm}.$$

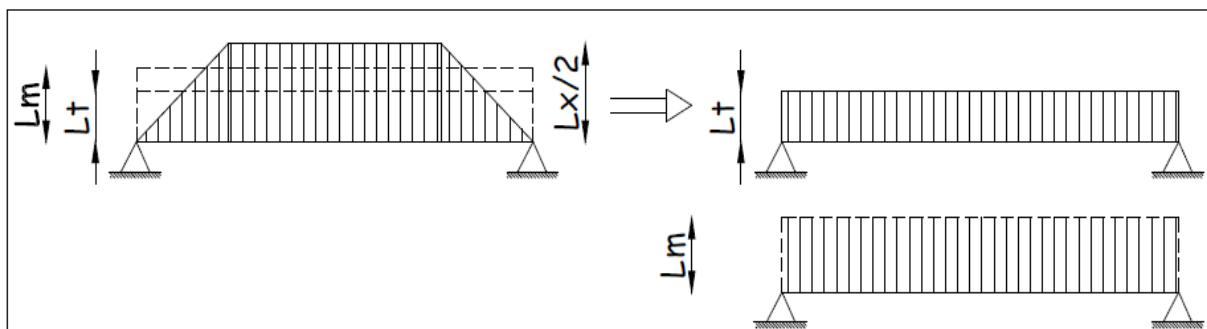


Figure VII.6: Présentation des chargements simplifiés.

Effort tranchant : $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right) \dots \dots \dots (1)$

Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right) \dots \dots \dots (2)$

Avec $L_x = 4.05\text{m}$; $L_y = 4.40\text{m}$; $\rho = 0.92$.

	Sens longitudinal		Sens transversal
$I_m = I_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$	1.09	$I_m = I_y \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$	1.19
$I_t = I_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$	1.45	$I_t = I_y \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$	1.58

• **Determination des chargements:**

$$q_u = 282.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 210.40 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments fléchissant:**

• **Calcul a ELU**

a/sens X-X:

$$Q_{Mu} = q_u \times I_m = 282.35 \times 1.09 = 307.76 \text{ KN.m}$$

b/ Sens Y-Y :

$$Q_{Mu} = q_u \times I_m = 282.35 \times 1.19 = 335.99 \text{ KN.m}$$

• **Calcul al'ELS**

a/sens X-X:

$$Q_{tu} = q_u \cdot I_m = 210,40 \cdot 1,09 = 229.34 \text{ KN.m}$$

b/ Sens Y-Y :

$$Q_{tu} = q_u \cdot I_t = 210,40 \cdot 1,19 = 250.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

• **Calcul a ELU :**

a/sens X-X:

$$Q_{tu} = q_u \cdot I_t = 282,35 \cdot 1,45 = 409.41 \text{ KN}$$

b/ Sens Y-Y :

$$Q_{tu} = q_u \cdot I_t = 282,35 \cdot 1,58 = 446.11 \text{ KN}$$

• **Calcul al'ELS**

-sens X-X :

$$Q_u = q_u \cdot L_t = 210,40 \cdot 1,45 = 305.08 \text{ KN}$$

-Sens Y-Y :

$$Q_u = q_u \cdot L_t = 210,40 \cdot 1,58 = 332.43 \text{ KN}$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
$Q_{Mu} = q_u \times L_m$	307.76	335.99
$Q_{Ms} = q_s \times L_m$	229.34	250.38
$Q_{Tu} = q_u \times L_t$	409.41	446.11
$Q_{Ts} = q_s \times L_t$	305.08	332.43

Remarque : Pour la determination des efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS

a-Diagrammes a l'ELU sens X-X :

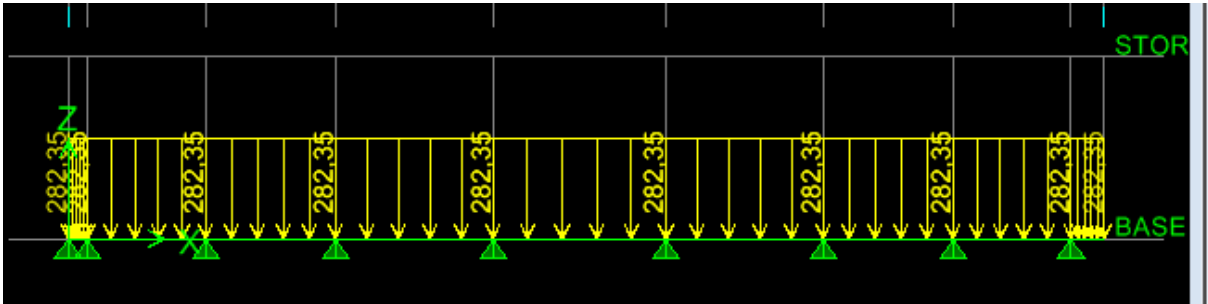


Figure VII.7.a chargement à l'ELU (sens longitudinal)

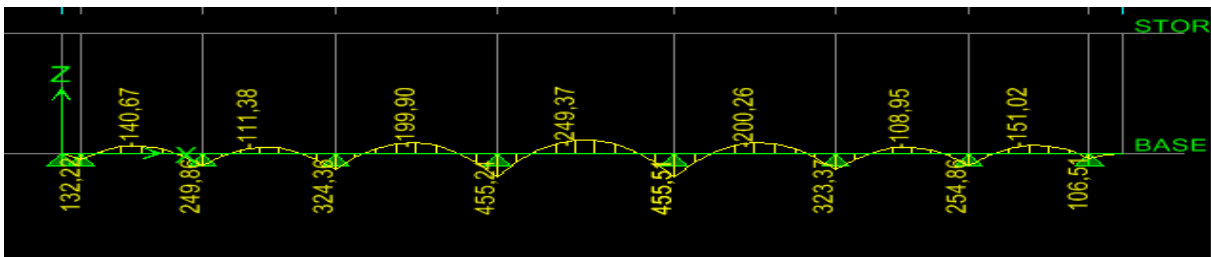


Figure VII.7.b moment fléchissant à l'ELU (sens longitudinal)

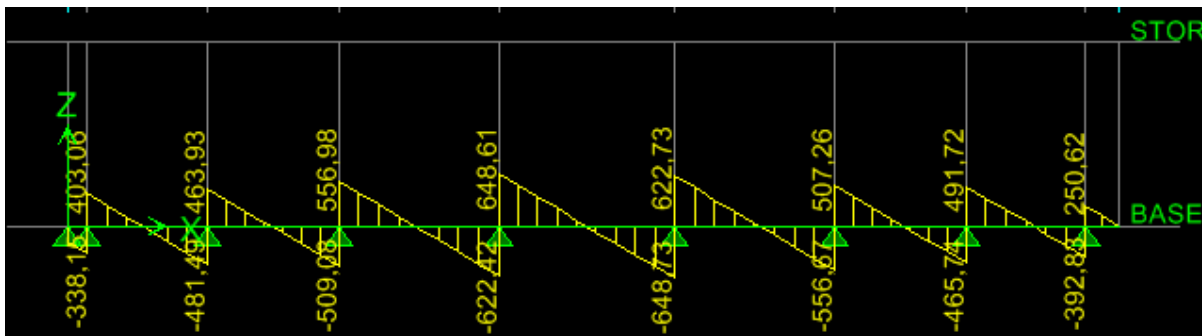


Figure VII.7.c efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal)

b-Diagrammes a l'ELU sens Y -Y:

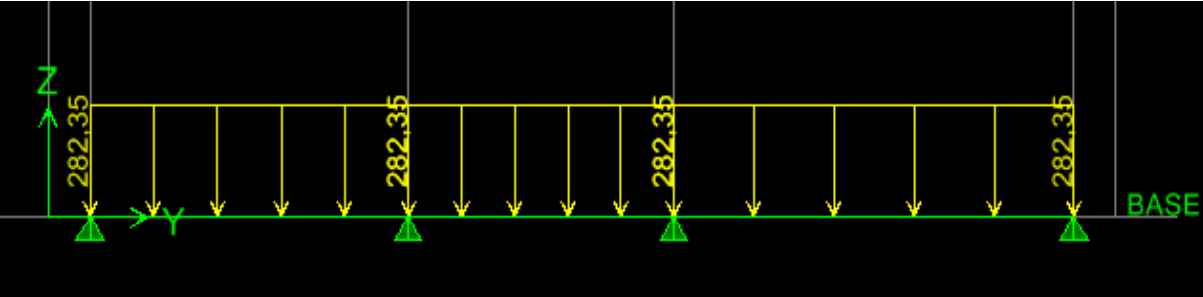


Figure VII.7.d chargement a l'ELU (sens transversal)

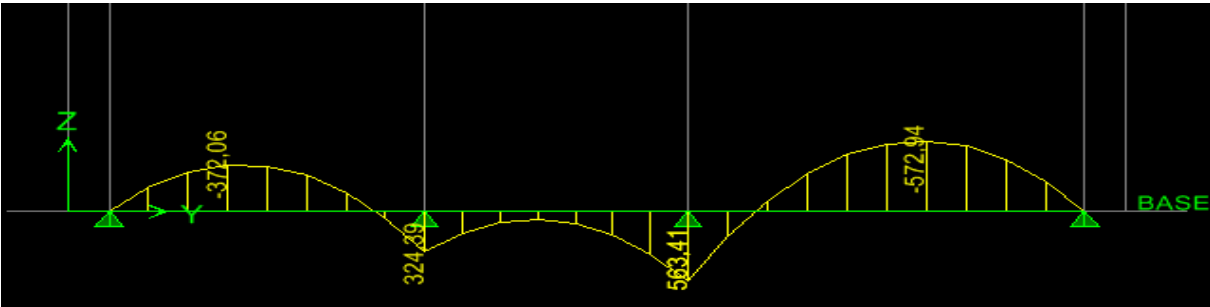


Figure VII.7.e moments fléchissant a l'ELU (sens transversal)



Figure VII.7.f effort tranchant a l'ELU (sens transversal)

c- Diagrammes à l'ELS sens X-X :

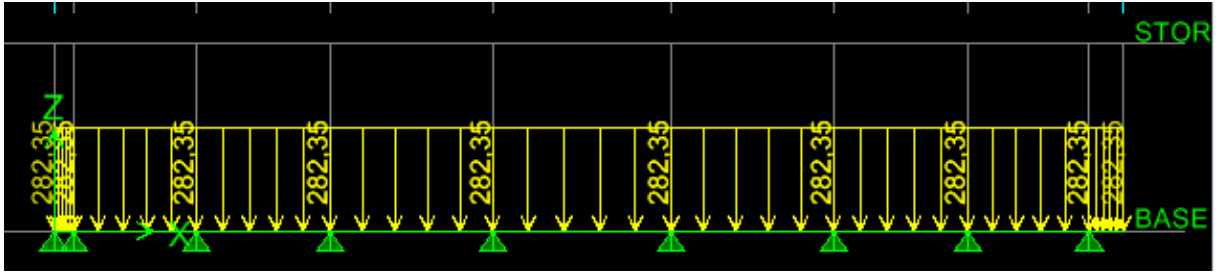


Figure.VII.7.g chargement a l'ELS (sens longitudinal)

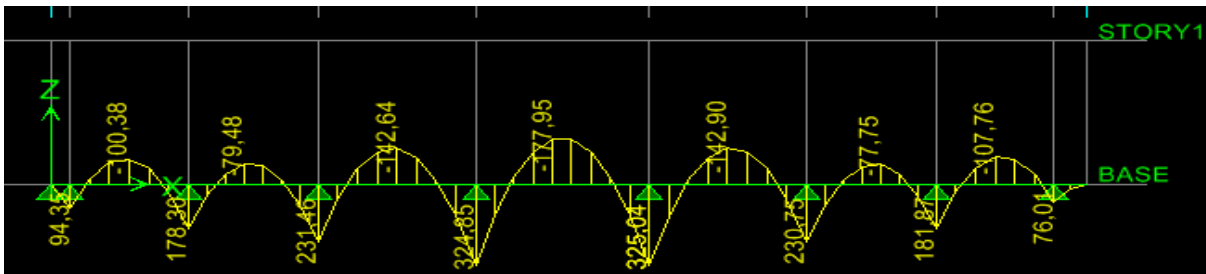


Figure VII.7.h moment fléchissant à l'ELS (sens longitudinal)

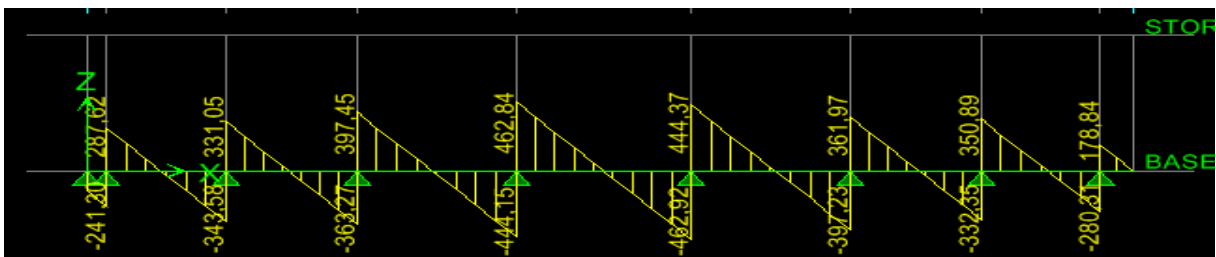


Figure VII.7.i effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal)

Diagrammes a l'ELS sens Y -Y:

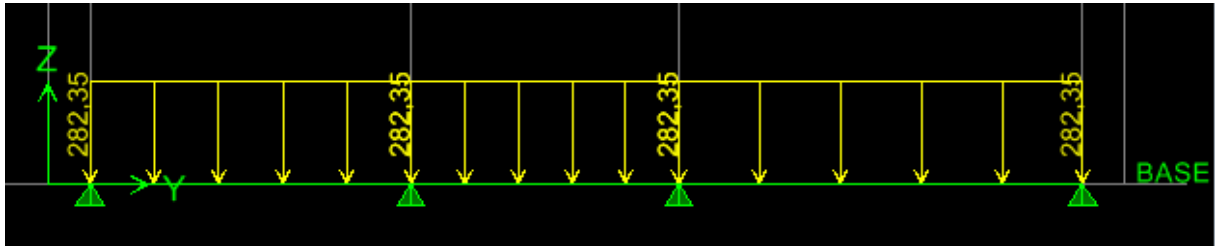


Figure VII.7.j chargement a l'ELS (sens transversal)

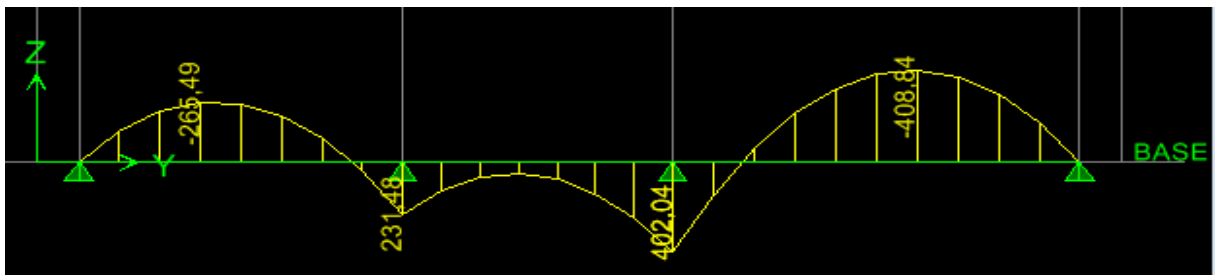


Figure VII.7.k moment fléchissant a l'ELS (sens transversal)

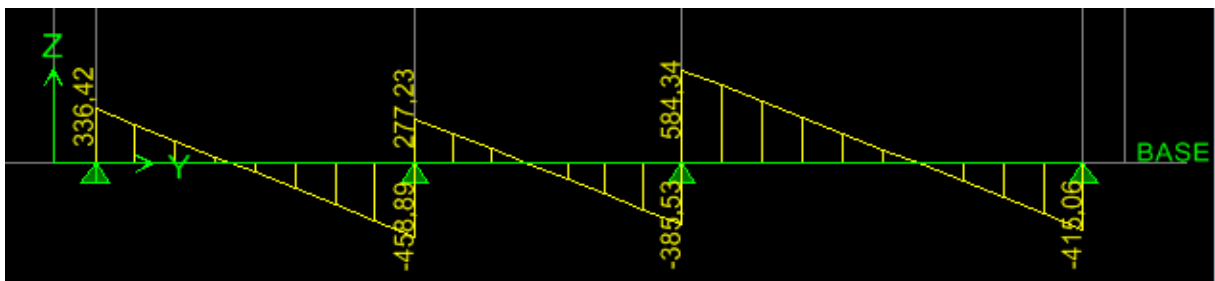


Figure VII.7.l effort tranchant a l'ELS (sens transversal)

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	Sens X-X	Sens Y-Y
Moments aux appuis(KN.m)	$M_u=455.5$	$M_u=402.04$
	$M_s=325.04$	$M_s=563.41$
Moments en travée(KN.m)	$M_u=249.37$	$M_u=408.84$
	$M_s=177.95$	$M_s=527.94$
Efforts tranchants (KN)	$T_u=648.73$	$T_u=818.88$
	$T_s=462.84$	$T_s=584.31$

VII.6.1 Calcul des armatures :

Leferrailage se fera avec le moment max aux appuis et en travées.

➤ **Sens longitudinal X-X :**

$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{455.5 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14,2} = 0.068 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (\text{SSA}).$$

$$\mu_u = 0,068 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{455.5 \times 10^4}{0,965 \times 970 \times 348} = 13.98 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

Soit : 4HA14 (filante) + 4HA16 (chapeau) = 14.19 [cm²/ml].

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{249.37 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (\text{SSA}).$$

$$\mu_u = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \left(\frac{249.37 \times 10^4}{0,9815 \times 970 \times 348} \right) = 7.53 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

Soit : 4HA16 (filante) = 8.04 [cm²/ml].

➤ **Sens transversal Y-Y :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{402.04 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14,2} = 0,060 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (\text{SSA}).$$

$$\mu_u = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{402.04 \times 10^4}{0,969 \times 970 \times 348} = 12.29 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

Soit : 4HA14 (filante) + 4HA16 (chapeau) = 14.19 [cm²/ml].

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{408.84 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (\text{SSA}).$$

$$\mu_u = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,9685$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{408.84 \times 10^4}{0,9685 \times 970 \times 348} = 12.50 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

Soit : 4HA20 = 12.56 [cm²/ml].

Les résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens X-X	Sens Y-Y
Aux Appuis	4HA14+4HA16	4HA14+4HA16
En travées	4HA16	4HA20

Sens longitudinale (X-X)

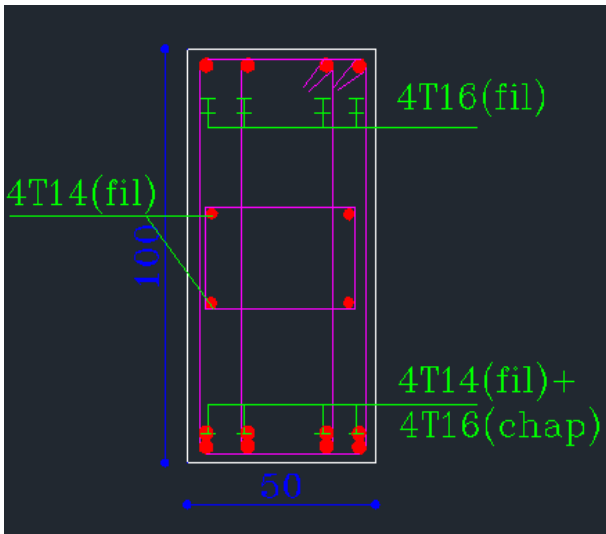


Figure VII.8.1 Ferrailage des appuis

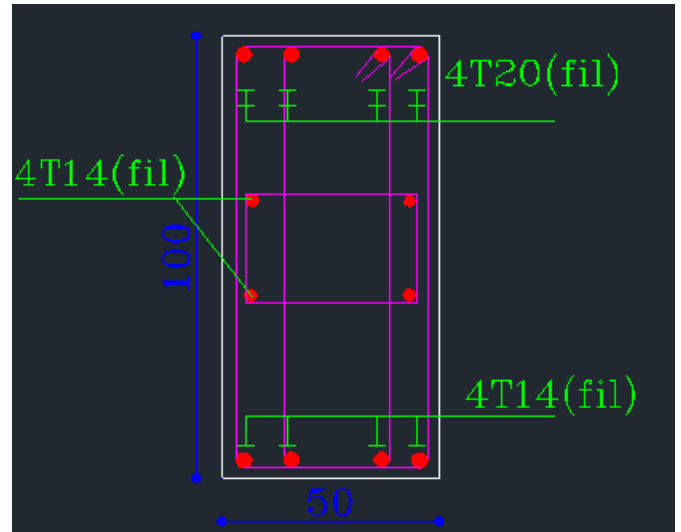


Figure VII.8.2. Ferrailage en travées

Sens transversale (Y-Y)

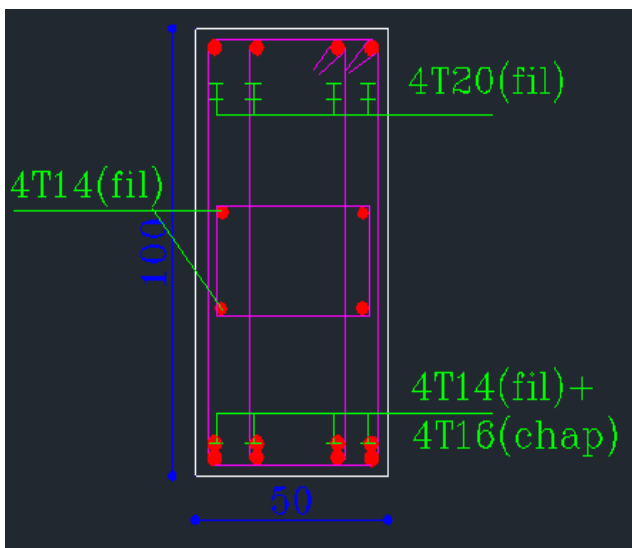


Figure VII.8.3 Ferrailage des appuis

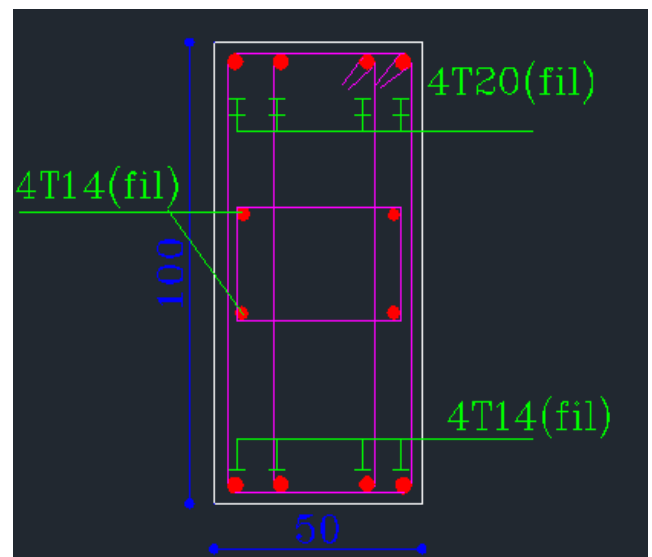


Figure VII.8.4 Ferrailage en travées

VII.6.2 Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art A.4.2.) :

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la condition suivante: $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97 \times 2,1}{400} = 5.86 [cm^2]$$

Sens X-X :

Aux appuis : $A_u = 14.19 \geq A_{min} = 5.86 cm^2$ Condition vérifiée.
 En travées : $A_u = 8.04 cm^2 \geq A_{min} = 5.86 cm^2$ Condition vérifiée.

Sens Y-Y:

Aux appuis : $A_u = 14.19\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 5.86\text{cm}^2$... Condition vérifiée

En travées: $A_u = 12.56\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 5.86\text{cm}^2$... Condition vérifiée

b-Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91/art A.5.1.1)**Sens X-X :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{648.73 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.34 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.34 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

Sens Y-Y :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{818.88 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.68 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.68 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

VII.6.3) Armatures transversales :

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales : (RPA2003/Art 7.5.2.2):**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) = \min \left(\frac{100}{4}, 12 \times 1.4 \right) = \min (25 \text{ cm}, 16.8 \text{ cm}) = 16.8 \text{ cm}$$

soit : $S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$

- **Zone courante**

$$S_t^{\max} \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t^{\max} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_i \right) = (28, 57 ; 50 ; 20)$$

Soit 20mm.

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

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Zone courant :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

VII.6.4) Vérification a l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- Sens longitudinal x-x :

Aux appuis: $\mu_x = 0.068 \Rightarrow \alpha = 0.0881$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{455.5}{325.04} = 1.40$$

$$\alpha = 0.0881 \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travées: $\mu_x = 0.037 \Rightarrow \alpha = 0.0472$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{249.37}{177.95} = 1.40$$

$$\alpha = 0.0472 \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens transversal y-y :

Aux appuis: $\mu_x = 0.060 \Rightarrow \alpha = 0.0774$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{402.08}{563.94} = 0.71$$

$$\alpha = 0.0774 \leq \frac{0.71 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.11 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travées: $\mu_x = 0.061 \Rightarrow \alpha = 0.07875$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{408.84}{572.94} = 0.71$$

$$\alpha = 0.07875 \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.6.5. Armatures de peau (BAEL91/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm , la quantité d'armature de peau

nécessaire est donc : $A_p = \frac{3}{100 \cdot 1} = 3$ donc : $1,5\text{ cm}^2$ par paroi

Soit **2HA14 = $3,08\text{ cm}^2$**

Conclusion générale:

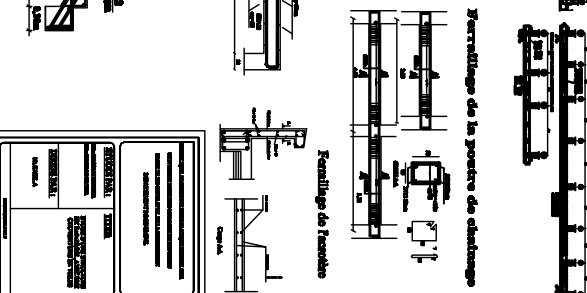
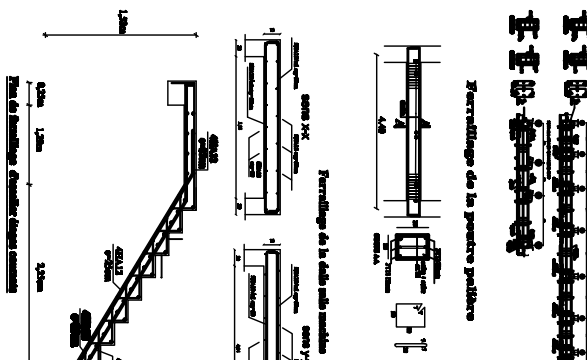
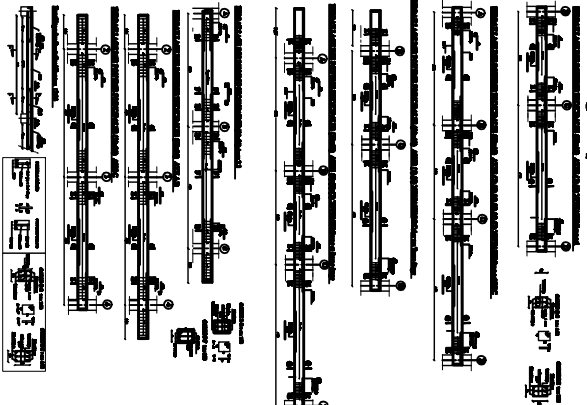
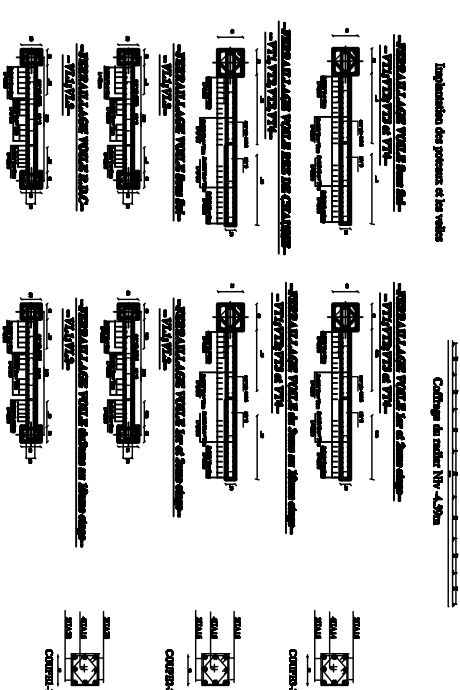
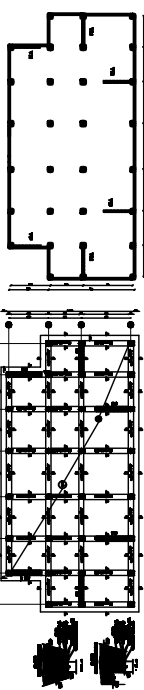
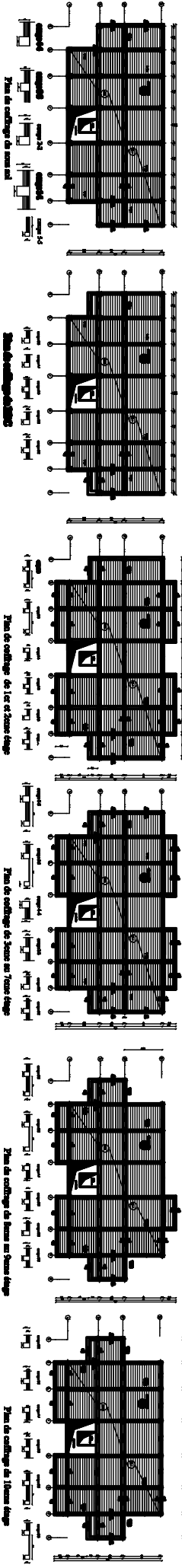
Quand le projet nous a été confié, nous avons conscience de la grande tâche à laquelle nous avons affaire. Nous avons fait notre possible pour mener à bien ce travail.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...)

Ce travail nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures, ce qui nous a conduits à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions

P L A N S D E G E N I E C I V I L



PROJETANT	DATE
CONSTRUCTEUR	
PROJETANT	
CONSTRUCTEUR	

Références bibliographiques

- *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*
- *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.*
- *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).*
- *Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).*
- *Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)*
- *Anciennes thèses*

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.6.0).
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2009.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

