

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

UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

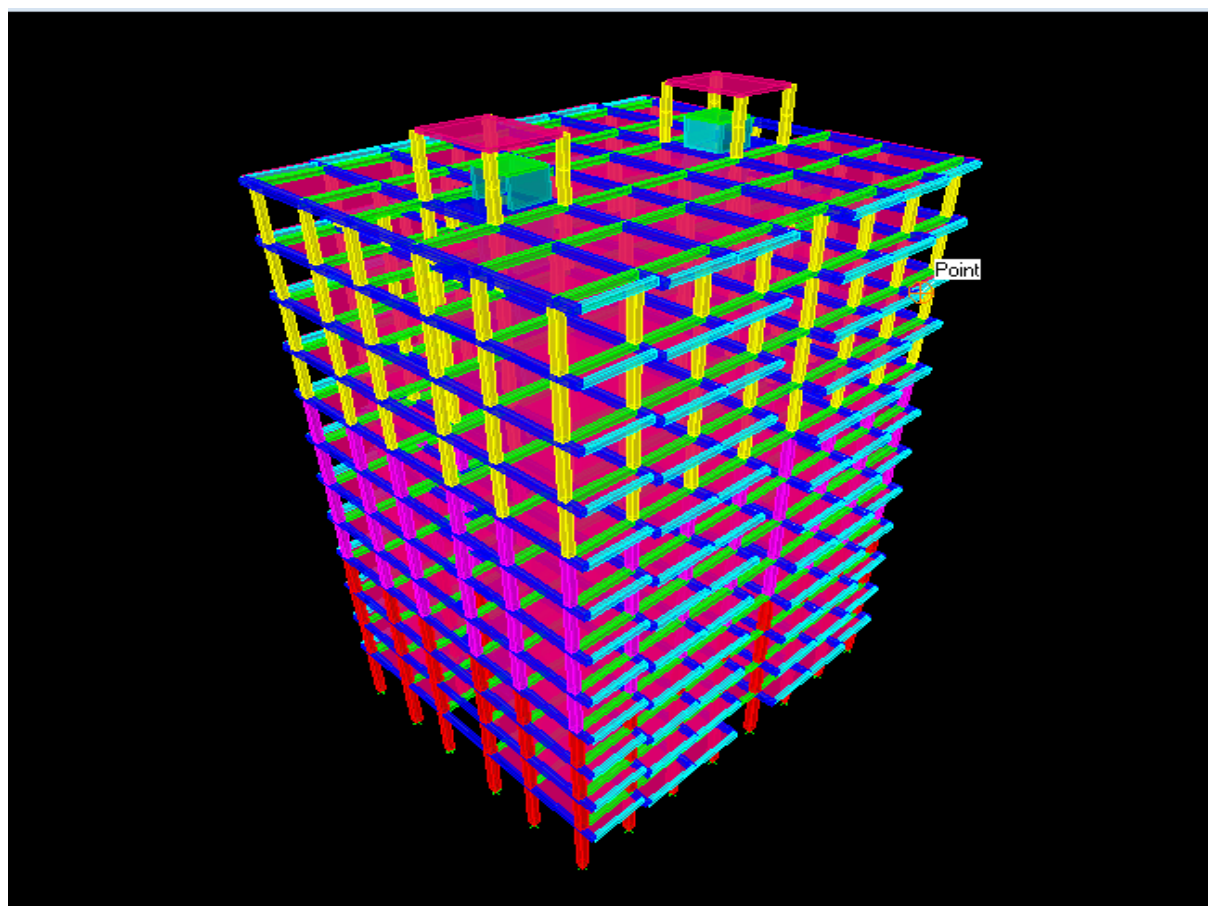


Mémoire de fin d'étude

Option : Construction Civile et Industrielle (C.C.I.)

THEME

**Etude d'un Bâtiment (R+11) avec ossature mixte à
usage d'habitation et commercial**



Dirigé par :

Mr IDDIR Abedelkader

Etudier par :

**BELFODIL Younes
KHODJA Aziz
GASMI Sofiane**

Promotion 2019/2020

Remerciement

Au terme de ce travail ont tien a exprimé tout nos remerciements et grande reconnaissance a dieu qui nous a donné la force et la patience pour accomplir ce travail.

Nous tenons a remercier nos parents qui ont fait de nous ce que ont est aujourd'hui , nous tenons a leurs exprimé toute notre gratitude et reconnaissance pour leur soutien et sacrifices depuis toujours .

Nous tenons a temoigner notre profonde gratitude et vifs remerciement a notre promoteur Mr IDDIR Abdelkader qui nous a assisté,encadré et dirigé tout au long de notre mémoire.

Nous ne manquerons pas de remercier toute l'équipe pédagogique du département génie civil et les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Un merci bien particulier à tous les fonctionnaires de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et tous ceux qui veille à l'amélioration des conditions socio-pédagogiques de l'université.

En fin, que toutes personne ayant contribuées de près ou de loin a la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos profond sentiments.

Dédicaces

Je dédie ce travail a mes parents;

*Aucun hommage ne pourrait etre a la hauteur de l'amour
dont ils ne cessent de me combler.*

Que dieu leurs procure bonne santé et longue vie.

*A mon frère et ma sœur a qui je souhaite beaucoup de
réussite.*

*A toutes ma familles et toutes les personnes qui me sont
chers .*

*Je n'y manquerai pas de dédier ce travail a la structure
syndicale (CDGC) et tous ses membres .*

*A tous ceux qui étaient toujours présents aux différentes
actions menées pour l'amélioration des conditions socio-
pédagogiques de notre noble université.*

*Enfin je dédie ce travail a toutes la famille universitaire
(étudiants,enseignant,ATS...)*

Sofiane

Dédicaces

Tout d'abord je tien à remercier allah le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce travail que je dédie à:

A mes très chère parents

Quoi que je fasse ou quoi que je dise, je ne saurai point vous remercier comme il se doit.

A ma tres chere mere qui m'a toujours soutenu et veiller sur moi qui a garni tout mes chemins d'encouragement, de soutiens, de patience et d'amour.

A mon tres cher père qui ma transmi une éducation exemplaire qui a toujours été mon guide et exemple ; qui est toujours a mes cotés et me soutien.

A mes tres chers frères et sœur (menad, safia, samia, tarik, boualem, madjid, yacine) ainsi leurs petites familles

A mon neveu nazim a qui je souhaite un bon rétablissement et toute la reussite dans ca vie.

A tous mes amis et tous ceux qui me sont tres chers .

nazim

Dédicaces

A mes très chère parents

Quoi que je fasse ou quoi que je dise, je ne saurai point vous remercier comme il se doit

A ma très chère mère qui m'a toujours soutenu et veiller sur moi et qui a garni tous mes chemins d'encouragements, de soutiens, de patience et d'amour,

A mon très chère père qui ma transmis une éducation exemplaire et qui a toujours été mon guide et exemple et qui est toujours a mes cotés et me soutien.

Votre bienveillance et votre présence a toujours été ma source de force qui m'aide a avancer et affronté les différents obstacles.

Je dédie ce travail a ma grand mère a qui je souhaite une longue vie bien remplie, a mes frères Hakim et Arezki,

Ma tante et A tous mes oncles et leurs famille.

Je dédie ce travail a tous mes Amis et a tout ceux qui me sont tres chere.

Aziz

SOMMAIRE

<i>Introduction Générale</i>	<i>01</i>
<i>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....</i>	<i>02</i>
<i>Chapitre II : Pré-dimensionnement.....</i>	<i>13</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>	
➤ <i>Etude de l'acrotère.....</i>	<i>28</i>
➤ <i>Etude des planchers.....</i>	<i>36</i>
➤ <i>La poutre de chaînage.....</i>	<i>57</i>
➤ <i>Escalier.....</i>	<i>64</i>
➤ <i>La poutre palière.....</i>	<i>88</i>
➤ <i>Salle machine.....</i>	<i>96</i>
➤ <i>Dalle pleine.....</i>	<i>107</i>
<i>Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS et vérifications des conditions du RPA.....</i>	<i>118</i>
<i>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</i>	
➤ <i>Ferrailage des poutres</i>	<i>138</i>
➤ <i>Ferrailage des poteaux</i>	<i>146</i>
➤ <i>Ferrailage des voiles</i>	<i>156</i>
<i>Chapitre VI :Etude de l'infrastructure</i>	<i>164</i>
<i>Conclusion</i>	
<i>Bibliographie</i>	

Introduction

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes qui causant par leurs importances des destructions massives.

Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumerdès, Alger et Tizi – Ouzou) est un exemple très probant. D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées. Le rôle de l'ingénieur en génie civil s'est accentué en Algérie et devenu primordial. En effet, aucun projet de construction n'est toléré sans l'assistance et l'intervention d'un ingénieur expérimenté en génie civil, qui doit bâtir une construction qui sera à la fois stables et apte à absorber tous les chocs sismiques que subira cette dernière et cela en restant toujours dans la sécurité et l'économie ainsi que le respect du délai.

Une construction en béton armé fera notre étude. De la descente de charge jusqu'au ferrailage, passant par la modélisation de la structure, chaque chapitre représente une étape fondamentale pour la réalisation d'un bâtiment. Soit avec des logiciels ou manuellement, chaque calcul entamé doit être impérativement suivi de vérifications et dispositions constructives du règlement parasismique algérien, car on dit que la méthode utilisée ne sera complète que si elle est accompagnée de ces dispositions, pour ainsi satisfaire les exigences et les conditions des différents règlements algériens.

CHAPITRE I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+11) à usage multiple (habitation et commerce). Cet ouvrage est implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99, modifié en 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

Cet ouvrage est composé :

- D'un RDC réservé au commerce.
- De onze (11) étages courant à usage d'habitation.
- Deux cages d'ascenseurs.
- Deux cages d'escaliers.

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

La structure est en ossature mixte, en portique (poteaux-poutres) et voiles de contreventement. Les dimensions de l'ouvrage sont comme suit :

- Longueur totale **24.80 m**
- Largeur total **22 m**
- Hauteur total **40.80 m**
- Hauteur du RDC **4.08 m**
- Hauteur des étages courant..... **3.06 m**
- Hauteur de l'acrotère..... **0.60 m**

I-3 : Eléments de l'ouvrage :

I-3-1 : L'ossature :

L'ossature du bâtiment est composée de portiques en poteaux-poutres et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal), formant un système de contreventement rigide stabilisant la structure vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

I-3-2 : Planchers :

Le plancher est une partie horizontale du bâtiment de la construction. Il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment et d'assurer deux fonctions :

- **Fonction de résistance mécanique** : il supporte son poids propre ainsi que les surcharges et les transmet aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation** : il assure l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux de la structure.

Il existe deux types de dalles dans notre structure :

- ❖ Dalle pleine en béton armé : elle est prévue au niveau des balcons, et des salles machine
- ❖ Dalle en corps creux : tous les planchers sont réalisés en dalle en corps creux

I.3.3 Escaliers :

Le bâtiment est menu de deux cages d'escalier de type droit a deux volées

I.3.4 Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur

I.3.5 cage d'ascenseur :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage. Notre structure est manie de deux cages d'escaliers droit à deux volées menant du rez-de-chaussée jusqu'aux 11eme étage.

I.3.6 maçonneries :

Deux murs se présentent dans notre structure :

- a. **Murs extérieurs** : Ils sont constitués d'une double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparée par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique : $L = 10 + 5 + 10 = 25 \text{ cm}$
- b. **Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7. Revêtement :

Ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau

- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.8. Terrasse inaccessible

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolante peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.3.9. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type des fondations dépend des caractéristiques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-4 : caractéristiques mécaniques des Matériaux

I.4.1. Le béton :

❖ Définition

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance mécanique qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment

A titre indicatif, nous avons pour 1 m³ de béton armé :

- Granulats :
 - Sable : 380 à 450 L ($D_g \leq 5$ mm)
 - Gravillons : 750 à 850 L ($D_g \leq 25$ mm)
- Ciment : 300 à 400 kg
- Eau : 150 à 180 L

Remarque : pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport : $\frac{\text{eau}}{\text{cimant}} = 0.5$

- $\frac{\text{eau}}{\text{cimant}} > 0.5$: le dosage en eau est trop élevé, ce qui conduit à un fort retrait.

- $\frac{\text{eau}}{\text{cimant}} < 0.5$: il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

❖ **La résistance caractéristique à la compression :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, f_{c28} .

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. **(A.2.1, 11 / BAEL91 modifié99) :**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique f_{c28} est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. **(A.2.1.13 / BAEL91 modifié99) :**

➤ Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier
- On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés

✓ Dans notre cas on a fixé $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton : **(A.2.1 ,11 /BAEL91 modifié99)**

- $f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28}$ pour des $f_{c28} < 40\text{MPa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{(1.4+0,95j)} f_{c28}$ pour des $f_{c28} > 40\text{MPa}$

f_{cj} : La résistance de béton à la compression à (j) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours.

❖ Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante (**Art. A.2.12, BAEL91**) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ en MPa.}$$

D'où :

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

❖ Les contraintes limites

✓ État limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement)
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture)
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3.41, BAEL 91**):

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

θ : Coefficient d'application

- $\theta = 1$, lorsque $j > 24$ heures
- $\theta = 0,9$, lorsque $1 < j < 24$ heures
- $\theta = 0,85$, lorsque $j < 1$ heure

γ_b : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle. $\Rightarrow f_{bc}=18,4\text{Mpa}$

- $\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante. $\Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

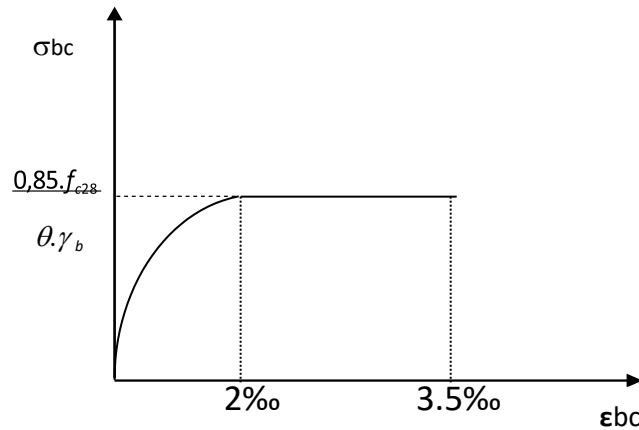


Figure I.1: Diagramme contrainte - déformation du béton (ELU)

✓ **État limite de service (ELS)**

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

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art. A.4.5.2, BAEL 91**)

:

$$\bar{\sigma} = 0,6 \cdot f_{cj} \text{ en MPa.}$$

D'où $\bar{\sigma} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

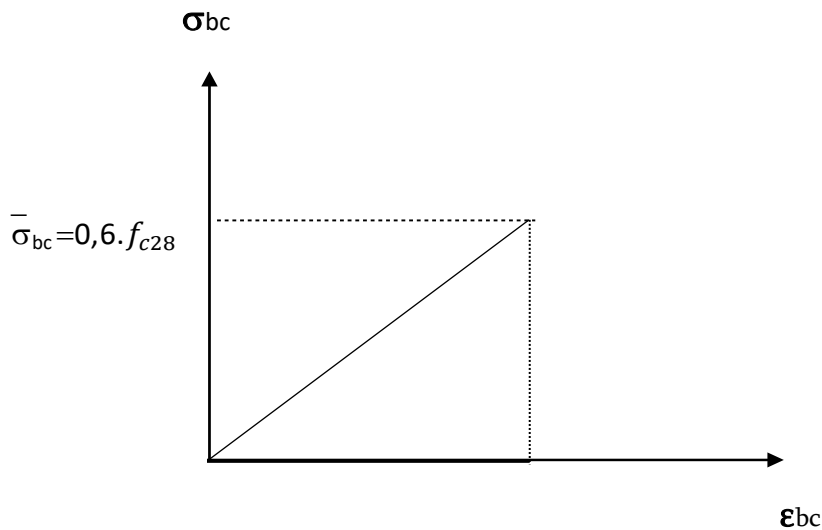


Fig I.2 : diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

✓ Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.5.1, BAEL.91) :

$$\bar{\tau}_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{cj}; 5MPa\}$
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \{0.10 f_{cj}; 4MPa\}$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile ($d=h-c$).

❖ Module de déformation longitudinale :

On distingue deux sortes de modules :

- Module de déformation instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]} \quad \text{(Art A-2.1, 21BAEL91 modifié99).}$$

Pour notre cas $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24heures

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]} \quad \text{(Art A-2.1, 22BAEL91 modifié99).}$$

Pour notre cas $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

Pour les charges de longue durée d'application

❖ Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Avec :

- E : Module de Young
- ν : Coefficient de Poisson,

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. **(A.2.1, 3 / BAEL91 modifié 99)**

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

I.4.2. L'acier :

I.4.2.1 Définition

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste mal à la traction, est pour ça on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu.

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (R.L) et les barres à haute adhérence (H.A).

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis à soudé à fils lisses	Treillis à soudé à haute adhérence
Désignation	F _e E215	F _e E235	F _e E400	F _e E500	TLE520	F _e T520
f _e (MPa)	215	235	400	500	520	520

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence un acier de F_eE400.

I.4.2.2 Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité notée E_s est constante pour toute nuance d'acier

E_s = 2.10⁵ MPa

Art A.2.2.1 BAEL 91

I.4.2.3 Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU)

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

Avec :

σ_s : La contrainte d'acier a l'ELU.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \longrightarrow \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1 \longrightarrow \text{situation accidentelle} \end{array} \right. \quad (\text{A.4.3 ,2/BAEL91modifié99})$

Pour notre cas :

- $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation courante} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$

Diagramme déformations – contraintes

Le diagramme déformations-contraintes est illustré dans la **figure I.3** (Art.A.2.2.2,BAEL 91)

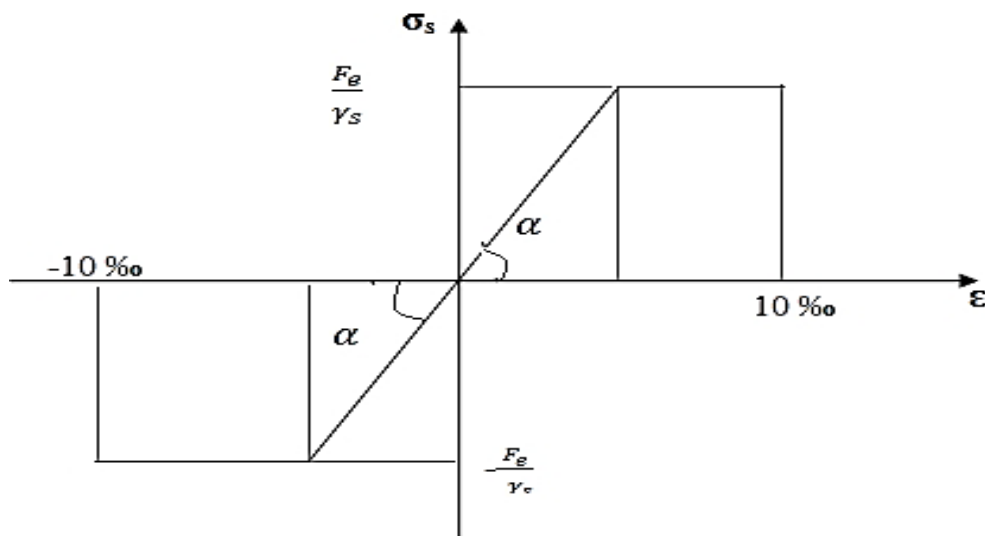


Fig.I.3 : Diagramme déformations – contraintes de l'acier

b) Etat limite de service (ELS)

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration

1. Fissuration peu préjudiciable (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)

Aucune vérification à faire

2. Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$$

3. Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)

C'est le cas des milieux exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$$

Avec :

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$ pour les HA de $\varnothing > 6$ mm

$\eta = 1,3$ pour les HA de $\varnothing < 6$ mm

$\eta = 1$ pour les R.L

D'où

- $\sigma_s = 202$ fissuration préjudiciable
- $\sigma_s = 165$ fissuration très préjudiciable

❖ Protection d'armature (Art A.7.1, BAEL91modifié99)

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

- **c ≥ 1cm** : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.

- $c \geq 3\text{cm}$: si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5\text{cm}$: si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

I-5 : Règlements utilisés et normes de conception :

- * **BAEL91, modifié en 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant les États Limites.
- * **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes
- * **DTR.BC-22** : Document Technique Règlementaire (charges permanentes et charges d'exploitations).
- * **CBA 93**

I-6 : conclusion

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, en respectant les règles de **BAEL91 modifié 99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le prédimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les poteaux et les voiles.

II.2 Les planchers

Les planchers assurent les deux fonctions suivantes :

- **Une fonction de résistance mécanique** ; Qui consiste en la capacité du plancher de Supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettent Aux éléments porteurs de la structure
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité**, Qui peut être Assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond Complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Le plancher Ils sont constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 à 6 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$h_{pt} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

avec :

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

h_{pt} : hauteur totale du plancher.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone (IIa)

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$H_{\text{pt}} \geq \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

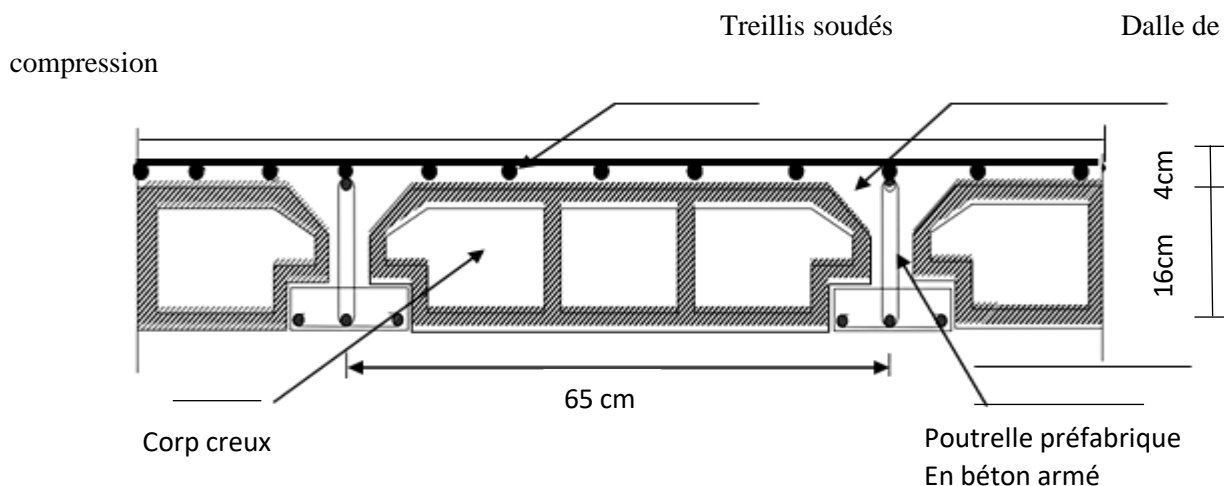


Figure II.1 : coupe d'un plancher en corps creux

II.3 Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

Selon les règles « **B.A.E.L.91_modifiées.99** », les poutres seront prédimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité).

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur (h_t) : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur (b) : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L_{\max} : distance maximale de la travée considérée
- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre

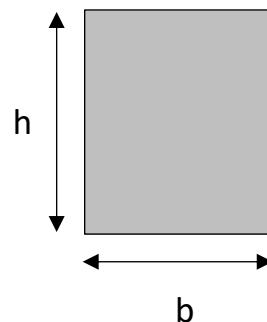


Figure II.2 : dimensions de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \geq 4 \end{array} \right.$$

II.3.1 poutre principale :

Hauteur h :

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm} \longrightarrow \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \longrightarrow 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

$$h = 30, 35, 40 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm**

Largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm**

II.3.2 poutre secondaire :

Hauteur h :

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm} \longrightarrow \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \longrightarrow 21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 30 cm**

Largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 12 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30**

Condition	Poutre principal	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifiée
$B \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1	Vérifiée

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ($b \times h$) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- ✓ Poutres principales (**30x35**) cm^2
- ✓ Poutres secondaires (**30x30**) cm^2

Note : Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

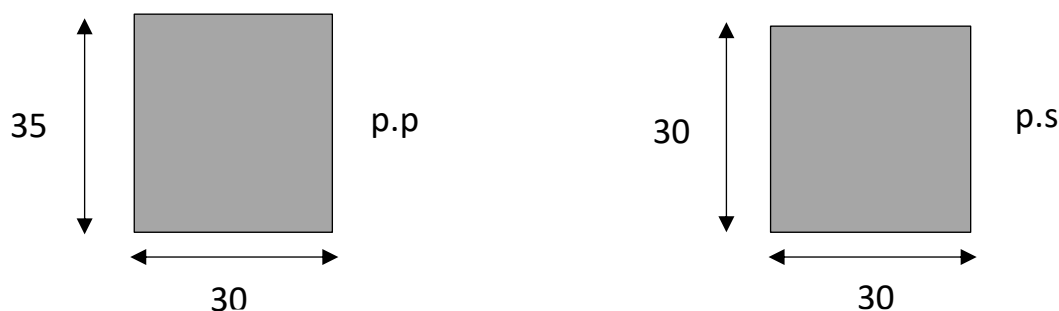


Figure II.3 : dimension des poutres principales et secondaires

II.4 voiles :

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

D'après (**Art 7.7.1 de RPA 99**) le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ **L'épaisseur du voile (e) :** Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

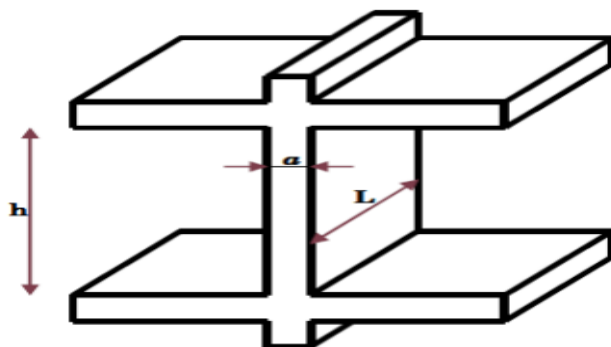
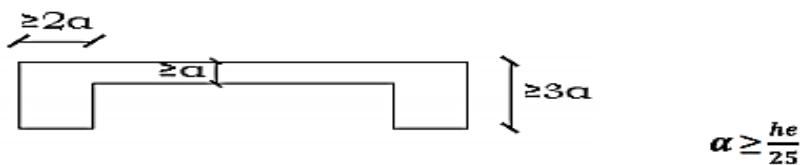
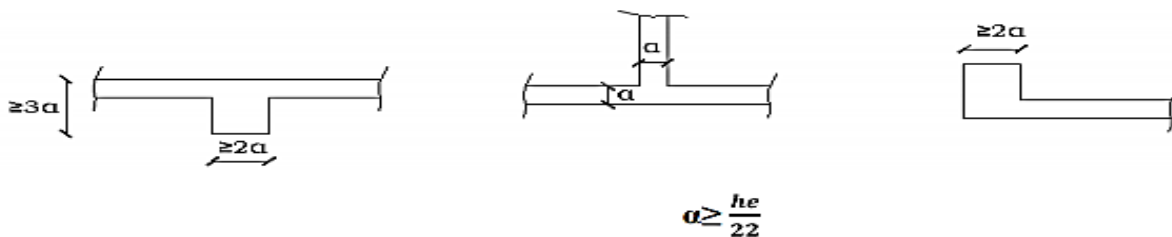


Figure II.4 coupe verticale du voile

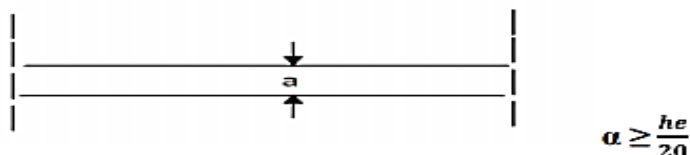
1^{er} cas



2^{ème} cas



3^{ème} cas



≥

Figure II.5 : coupe de voile en plan

Pour notre cas : $a = \frac{he}{20}$ avec : $he = h - ep$ et $ep =$ hauteur du plancher.

- Pour le RDC : $he = h - ep = 408 - 20 = 388$ cm

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

- Pour l'étage courant : $he = h - ep = 306 - 20 = 286$ cm

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

✓ On prend $a = 20$ cm pour tous les voiles.

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

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige Une épaisseur minimale de 15 cm

$$\left. \begin{array}{l} a \geq 15 \text{ cm} \\ a = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Largeur des voiles :

la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow 0.83\text{m} \geq 4 \times 0.20\text{m} \longrightarrow 0.83\text{m} \geq 0.80\text{m} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

L_{\min} : La portée minimale d'un voile

a : épaisseur du voile

II.5 les poteaux.

Les poteaux sont près dimensionnés à l'ELS en compression simple, avec un effort normal de compression :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

N_s : effort repris par le poteau

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, la section du poteau est donnée par la formule :

$$S > \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{bc} : contrainte admissible du béton

$$\sigma_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

II.5.1 surface d'influence :

C'est la surface revenant au poteau le plus sollicité

Selon l'exigence de RPA qui minimise la section des poteaux a **(25 x 25) cm**. On démarre avec cette section donnée par le règlement

Note : On va s'intéresser lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

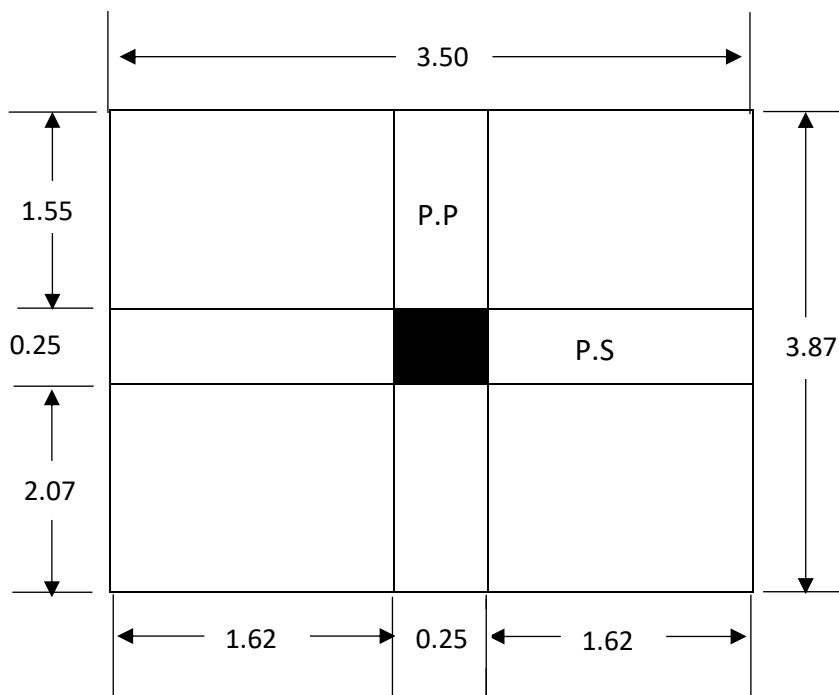


Figure II.6 : surface d'influence du poteau le plus sollicité

• **Section nette :**

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

$$S = 2(1.55 \times 1.62) + 2(2.07 \times 1.62) = 11.72 \text{ m}^2$$

• **Section brute :**

$$S = 3.87 \times 3.50 = 13.54 \text{ m}^2$$

II.5.2 détermination charge et surcharge :

Le poids volumique des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitations est donné par le **DTR BC 22**.

A. Charges permanentes :

• **Plancher Terrasse.**

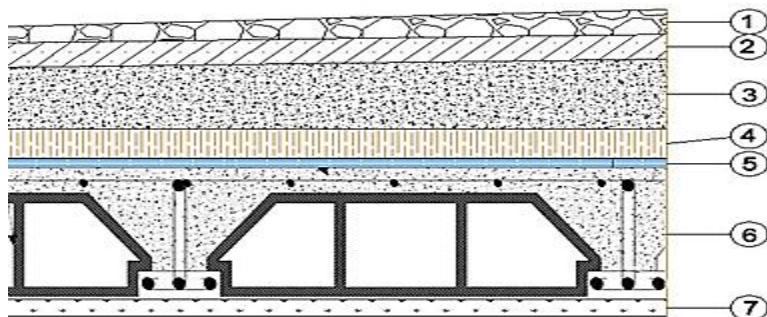


Figure II.7 coupe verticale du plancher

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques KN/m ³	Charges (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3. Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4. Feuille de polyane	/	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4) = 0.20	14	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			Gt=5.46 KN/m²

Tableau II.2 charge permanente Gt du plancher

• Plancher d'étage courant

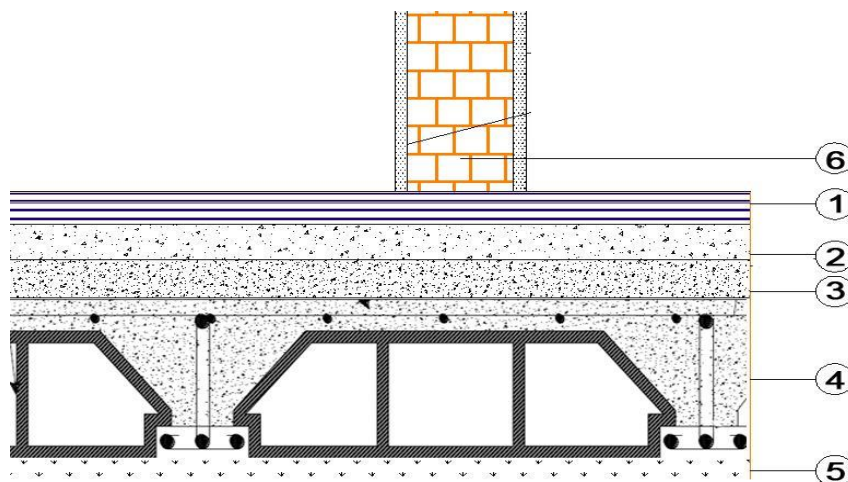


Figure II.8 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques KN/m ³	Charges (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.03	22	0.66
3. Couche de sable	0.03	18	0.54
4. Dalle en corps creux	(16+4) = 0.20	/	2.8
5. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6. Cloison	0.10	9	0.9
Charge permanente totale			Gt = 5.54 KN/m²

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher d'étage courant.

• Mur extérieur

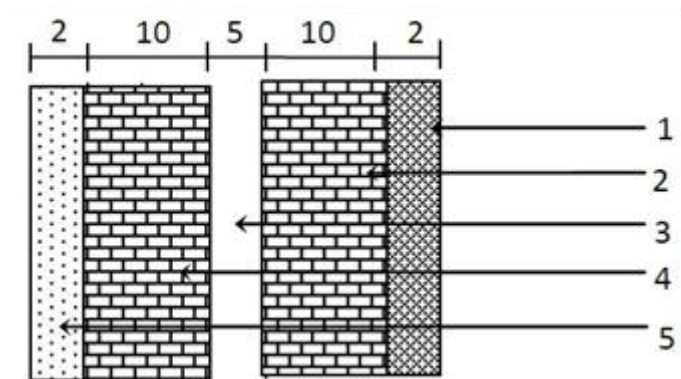


Figure II.9 : coupe verticale d'un mur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques KN/m ³	Charges (KN/m ²)
1- Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2- Brique creuse extérieur	0.1	9	0.9
3- Lamé d'air	0.05	/	/
4- Brique creuse intérieur	0.1	9	0.9
5- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			Gt = 2.36 KN/m²

Tableau II.4 : charge de la maçonnerie (mur extérieur).

• Mur intérieur

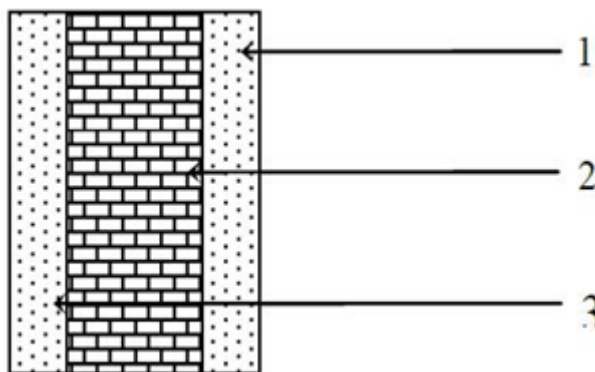


Figure II.10 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques KN/m ³	Charges (KN/m ²)
1- Enduit et plâtre	0.02	10	0.2
2- Brique creuse	0.1	9	0.9
3- Enduit et plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale.			Gt = 1.3 KN/m²

Tableau II.5 : charge de la maçonnerie (mur intérieur).

• L'acrotère

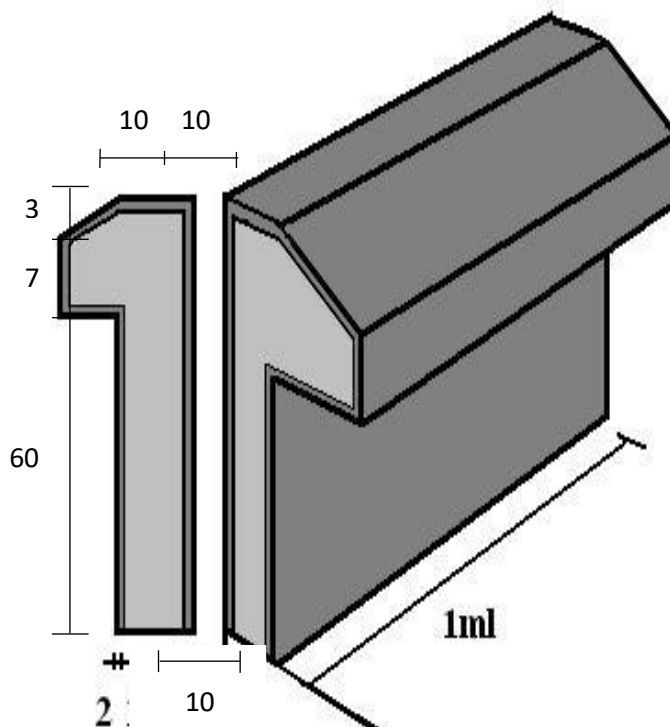


Figure II.11 : Coupe verticale de l'acrotère

▪ poids propre

$$G = \rho \times S$$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/m}$$

➤ **Poids revenant à chaque élément :**

Poids du plancher $P = G \times S$.

- **Plancher terrasse :**

$$P_{pt} = 5.46 \times 11.72 = 63.99 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$P_{pc} = 5.54 \times 11.72 = 64.92 \text{ KN}$$

- **Poutres principales :**

$$P_{pp} = (0.35 \times 0.30) \times 25 \times 3.62 = 9.50 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times 3.24 = 7.29 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poteaux :**

nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée **par le RPA** **Min (b1,h1) ≥ 25 cm** pour la zone **IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b=h=25cm**.

- ❖ **Poids de poteau d'étage courant :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

- ❖ **Poids de poteau du RDC :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.37 \text{ KN}$$

B. **Surcharges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

Eléments	Surcharge (Q) [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher d'étage RDC (locaux)	2.5
Porte a faux	1.5
Acrotère	1.00
Escalier	2.5

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.

➤ **Surcharge d'exploitation revenante a chaque plancher**

▪ **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 1.00 \times 11.72 = 11.72 \text{ KN}$$

▪ **Plancher d'étage courant :**

$$Q_i = 1.5 \times 11.72 = 17.58 \text{ KN}$$

▪ **Plancher d'étage de service :**

$$Q_{RDC} = 2.5 \times 11.72 = 29.30 \text{ KN}$$

II.5.3 : Dégression des surcharges d'exploitations :

Le règlement Algérien (**DTR B.C.2.2**) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$

Avec :

Q₀ : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

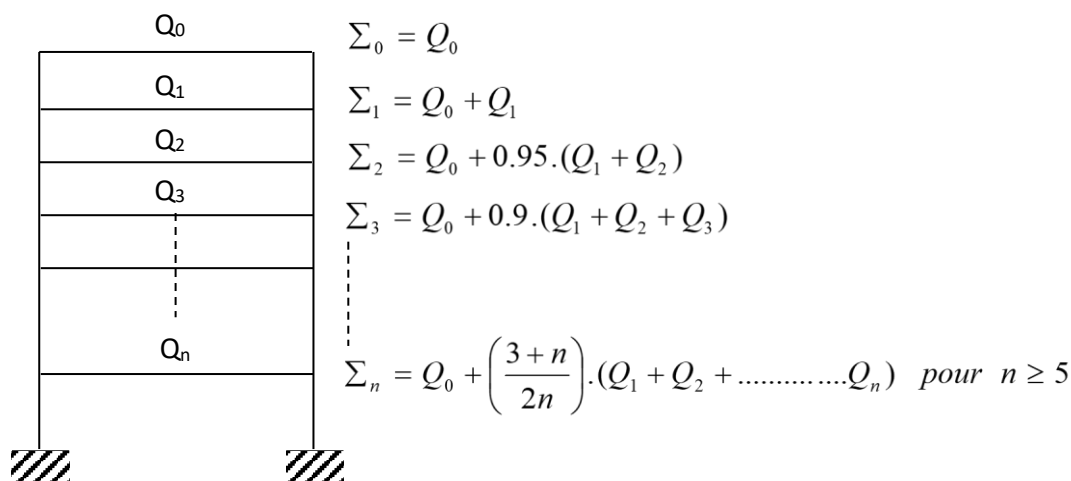


Figure II.12 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Niveaux	Opération	Résultats [kN]
11	Q_0	11.72
10	Q_0+Q_1	29.30
9	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	45.12
8	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	59.18
7	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	71.49
6	$Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	82.04
5	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	90.83
4	$Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	99.58
3	$Q_0+0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	108.76
2	$Q_0+0.66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	116.14
1	$Q_0+0.65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	125.99
RDC	$Q_0+0.64(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$	142.98

Tableau II.7 : Dégression des charges d’exploitation.

NIV	Charges permanentes (KN)					Charge exploitation (KN)	Effort normal (KN)	Section (Cm ²)	
	G plancher	G Pout	G Pot	G TOT	G Cumulé	Q Cumulé	N _s = G _c +Q _c	S Trouvée	S Adoptée
11	63.99	16.79	0	80.78	80.78	11.72	92.50	61.66	35x35
10	64.92	16.79	4.78	86.49	167.27	29.30	196.57	131.04	35x35
9	64.92	16.79	4.78	86.49	253.76	45.12	298.88	199.25	35x35
8	64.92	16.79	4.78	86.49	340.25	59.18	399.43	266.28	35x35
7	64.92	16.79	4.78	86.49	426.74	71.49	498.23	332.15	40x40
6	64.92	16.79	4.78	86.49	513.23	82.04	595.27	396.84	40x40
5	64.92	16.79	4.78	86.49	599.72	90.83	690.55	460.36	40x40
4	64.92	16.79	4.78	86.49	686.21	99.58	785.79	523.86	40x40
3	64.92	16.79	4.78	86.49	772.70	108.76	881.46	587.64	45x45
2	64.92	16.79	4.78	86.49	859.19	116.14	975.33	650.22	45x45
1	64.92	16.79	4.78	86.49	945.68	125.99	1071.67	714.44	45x45
RDC	64.92	16.79	6.37	88.08	1033.76	142.98	1176.74	784.49	45x45

Tableau II.8 : récapitulatif de la décente de charge

Les sections des poteaux adoptées sont :

RDC, niveau 1,2 et 3	➔	(45x45) cm ²
Niveau 4, 5, 6 et 7	➔	(40x40) cm ²
Niveau 8, 9, 10 et 11	➔	(35x35) cm ²

Remarque : on peut pas passé d'une section de (35 x 35) à une section de (45 x 45) pour deux raisons telles-que

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armateurs.

II.5.4 : Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux en **zone IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

Condition exigée par RPA	Poteaux	Valeurs calculée	Vérifications
Min (b,h) ≥ 25 cm	35x35	Min (b,h) = 35	OK
	40x40	$h_e/20 = 15.3$	OK
	45x45	b/h = 1	OK
Min (b,h) ≥ $\frac{h_e}{20}$	RDC	Min (b,h) = 45	OK
	45x45	$h_e/20 = 20.4$	OK
$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$		b/h = 1	OK

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

II.5.5 : Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) ; c'est le flambement.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

λ : élancement du poteau.

lf : longueur de flambement $lf = 0.7 l_0$

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ $I = \frac{ab^3}{12}$ avec : I : moment d'inertie

$B = ab$ = section transversale du poteau

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{b}$$

- Poteau du RDC (45x45) cm², $L_0 = 4.08 \Rightarrow \lambda = 21.98 < 50$ condition vérifiée.
- Poteau du niveau 1, 2 et 3 (45x45) cm², $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 16.45 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- Poteau du niveau 4, 5, 6 et 7 (40x40) cm², $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 18.55 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- Poteau du niveau 8, 9, 10 et 11 (35x35) cm², $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 21.20 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

II.5.6 : conclusion :

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

	Dimensions (cm)	
Plancher	16+4	
Voiles	e = 20	
Poutres principales	b = 30 h = 35	
Poutres secondaires	b = 30 h = 30	
Poteaux	RDC, 1, 2 et 3	45x45
	4, 5, 6 et 7	40x40
	8, 9, 10 et 11	35x35

Tableau II.10 : Les dimensions de sections trouvées.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastree au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

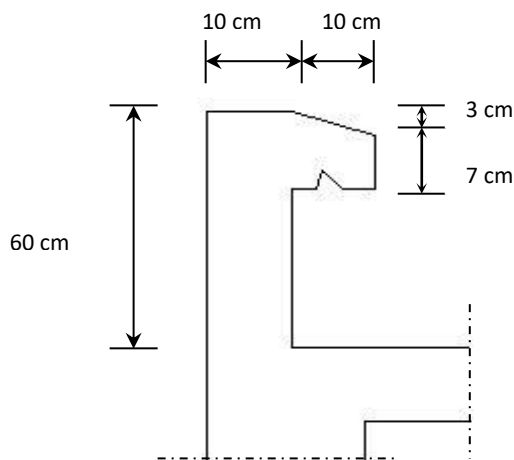


Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère

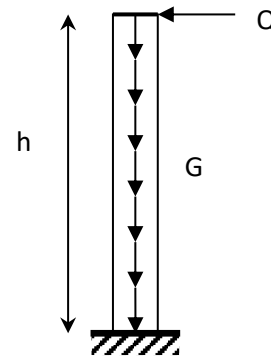


Figure III.1.2 : Schéma statique de l'acrotère

▪ Poids propre

$$G = \rho \times S$$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.71 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/m}$$

Avec :

ρ : Poids volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q=1\text{KN/ml}$.
- Effort tranchant dû à la poussée latérale : $Q \times 1\text{ml}=1\text{KN}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G=G \times 1\text{ml}=1.71\text{KN}$.
- Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q=0$
- Moment de renversement dû à G : $M_G=0$.
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q= Q \times h \times 1\text{ml}=1 \times 0.6 \times 1\text{ml} = 0.6\text{KN.m}$

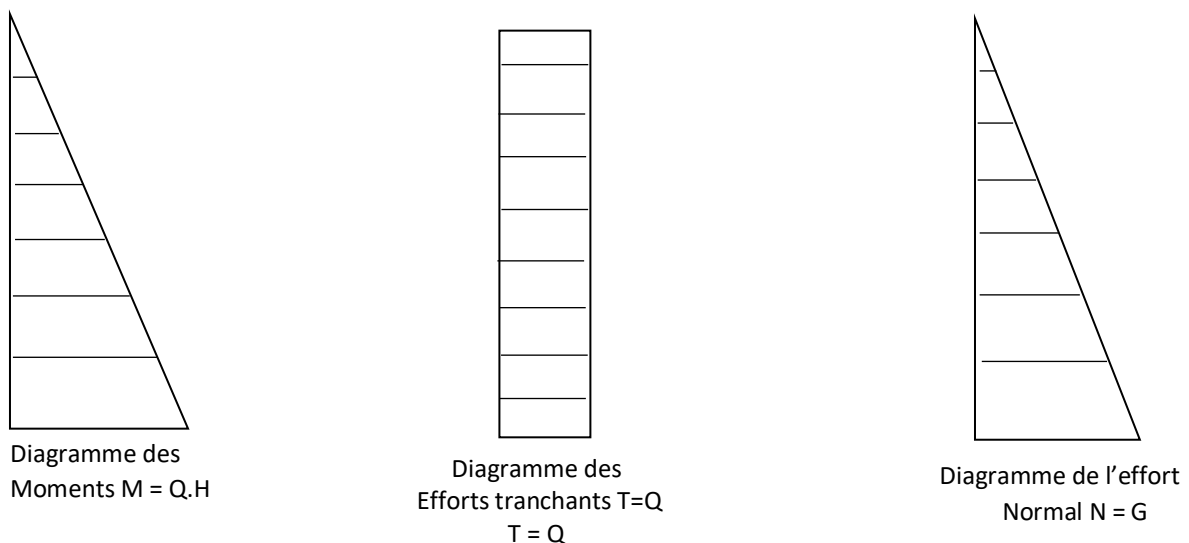


Figure III.1.3 : Diagramme des efforts

III.1.1. Combinaisons de charges :

- A P'ELU : Selon (BAEL 91 modifié 99, Art A .3.3.21)

La combinaison de charges est : $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal de compression dû à G :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.71 = 2.31\text{KN}.$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9\text{KN. m}.$$

- A P'ELS : selon le BAEL 91 modifié 99 Art 3.3.3

La combinaison de charges est : $G + Q$

- Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.71\text{KN}.$$

- Moment de renversement :

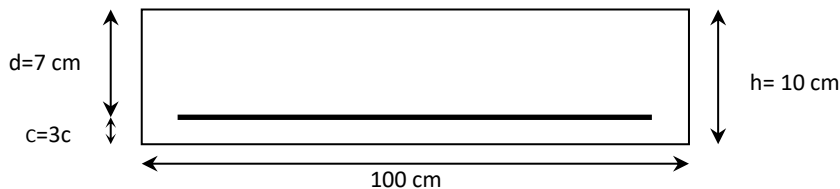
$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 \text{KN.m.}$$

III.1.2. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».



h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile ($h - c$) : 7cm

❖ Calcul des armatures à L'ELU :

a) Position du centre de pression à l'ELU (l'excentricité) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ cm}$$

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

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

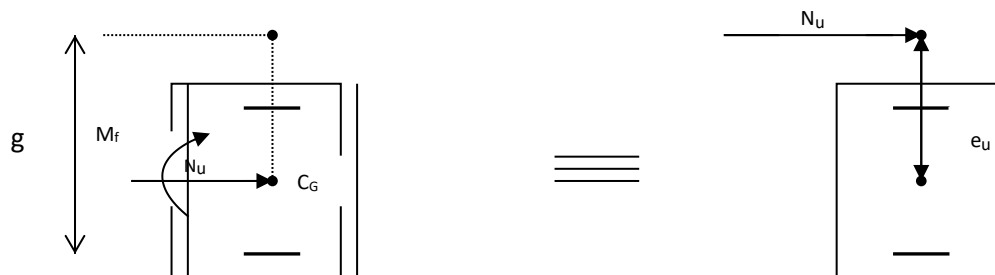


Figure III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.
Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 40 + \frac{10}{2} - 3 = 42 \text{ cm.}$$

$$D'où : M_f = 2.31 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m.}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.01394$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.01394 < \mu_l = 0.392. \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.01394 \Rightarrow \beta = 0.994$$

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2.$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.40 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.33 \text{ cm}^2.$$

d) Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} = 0,797 = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,006f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_u = 0,33 \text{ cm}^2$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU

Donc, La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures : $A_u = A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

2) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1.5$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3) Vérification de l'adhérence des barres :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

4) Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

5) Ancrage des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s ».

La longueur de scellement droit : (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

e) Vérification à L'E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

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

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1) Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

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

$$\rho_1 = 0.287 \longrightarrow \beta_1 = 0.916$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.916 \times 7 \times 2.01} = 46.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

$$\sigma_{st} = 46.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = 0.287 \longrightarrow \beta_1 = 0.916 \longrightarrow K_l = 44.52$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.55}{44.52} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

f) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10}{100 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

j) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0,15$ (Zone IIa, groupe d'usage2). (**RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1**)

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, $C_p = 0,3$.

W_p : poids de l'acrotère, $W_p = 1,71 \text{ KN/ml}$.

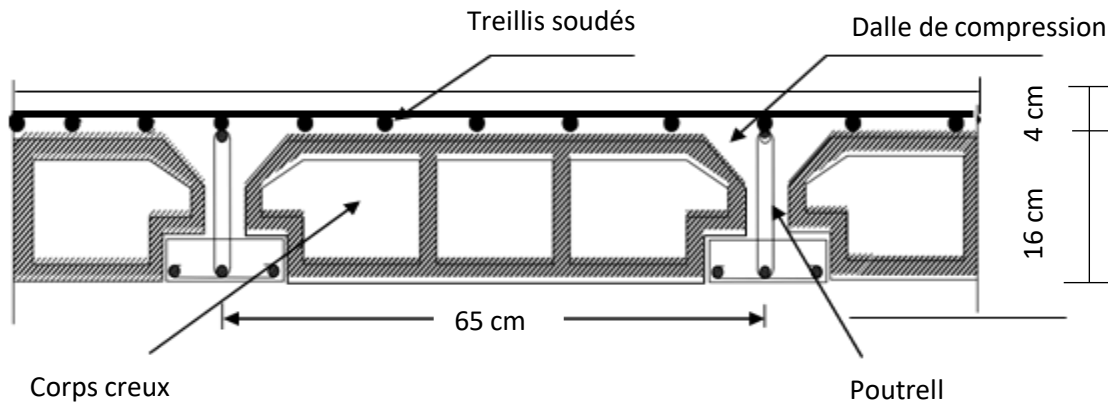
$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,71 = 0,308\text{KN/ml} < Q = 1\text{KN/ml}.$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal **Q=1KN/ml** supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

III.2 : Etude des planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.



- Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes, elles possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.

III.2.1 : ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place ($e_p = 4\text{ cm}$), armé d'un quadrillage de barres (Treillis soudés TLE520 avec $f_e = 520\text{ MPa}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot l}{f_e}$$

Avec : $L = 65\text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\text{HA6} = 1.7\text{ cm}^2$ avec espacement de 20 cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 6\text{HA6} = 1.7 \text{ cm}^2$ avec espacement de 20 cm

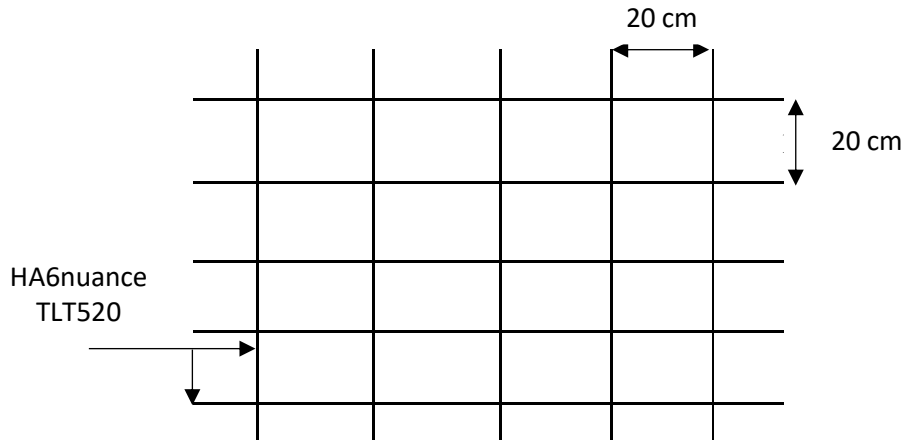


Figure III.2.1 : Treillis soudés de 6x6x200x200

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x200x200).

III.2.2 : Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

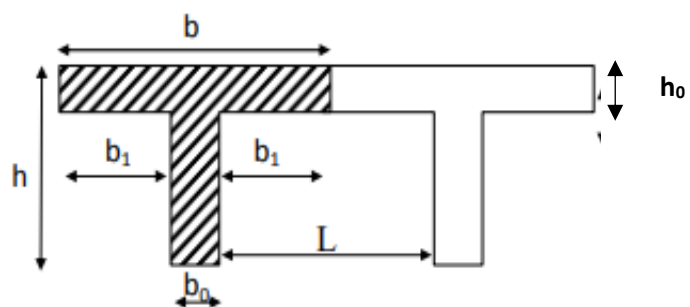


Figure III.2.2 : La poutrelle comme une section en Té

avec :

- **L** : distance entre axe des poutrelles $L = 65$ cm ;
- **L₁** : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.50$ m (la travée la plus sollicitée) ;
- **b** : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;
- **b₀** : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;
- **h₀** : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;
-

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{350}{2} = 116.66 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : **b₁ = 26.5 cm**

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

1. Calcul de la poutrelle

1^{er} étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN/m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

- **Poids propre de la poutrelle :** $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- **Poids de corp creux :** $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Avec : $l = 65$ cm largeur de corp creux

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharge due à l'ouvrier : } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

- **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.50^2}{8} = 3.82 \text{ KN.ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.50}{2} = 4.37 \text{ KN}$$

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

b = 12cm Largeur de la poutrelle.

h = 4cm Hauteur de la poutrelle.

c = 2cm Enrobage.

d = h - c = 4 - 2 = 2cm.

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.82}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2} \times 10^{-3} = 5.60 > 0.392 \quad \text{avec } f_{bc} = 14.2$$

MPA

$\mu_b > \mu_l \quad \longrightarrow \quad \text{S.D.A}$

Remarque :

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumis aux charges suivantes :

- **Poids propre du plancher :**

$$G = 5.54 \times 0.65 = 3.601 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

- **Les combinaisons des charges :**

- **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 \times 3.601 + 1.5 \times 0.975 = 6.32 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :** $q_s = G + Q$

$$q_s = 3.601 + 0.975 = 4.57 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 : choix de la méthode :

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode des 3 moment

a) Méthode forfaitaire :

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m²

$$Q = 1.5 \text{ KN (habitation)} \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\} = 11.08 \text{ KN/ml}$$

➡ **Condition vérifiée.**

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ➡ **Condition vérifiée.**
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{350}{350} = 1 \leq 1.25 \quad \text{➡} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. La fissuration est considérée comme **non préjudiciable.**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire applicable

b) Rappelle sur la méthode forfaitaire :

- Les valeurs M_t doivent vérifier les coefficients suivants tel que :
 - ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison. $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.

- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

2. $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} . M_0$ Dans une travée intermédiaire

3. $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} . M_0$ Dans une travée de rive

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

- $0.6 M_0$ ➡ pour l'Appuis intermédiaire d'une poutre de 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.

- $0.3 M_0$ ➡ pour les appuis de rive.

➤ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants des trois types de poutrelles sont calculés comme suite :

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

Dans notre cas on a trois types de poutres :

- **1^{er} type** : une poutre qui repose sur huit (8) appuis et on aura le diagramme suivant :

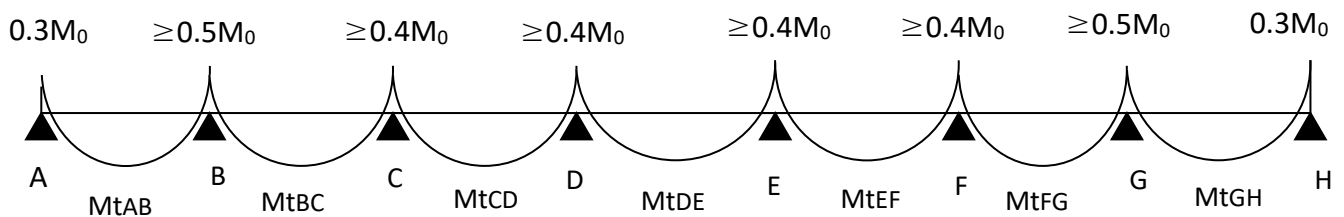


Figure III.2.3 : Schéma statique de la méthode forfaitaire d'une poutrelle a huit

- **2^{ème} type** : une poutre qui repose sur trois (3) appuis et on aura le diagramme suivant :

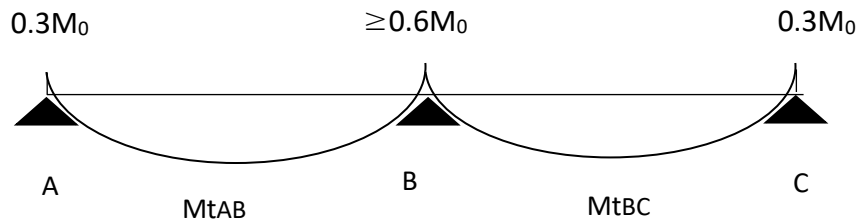


Figure III.2.4 : Schéma statique de la méthode forfaitaire d'une poutrelle a trois appuis

- **3^{ème} type** : une poutre qui repose sur deux (2) appuis et on aura le diagramme suivant :

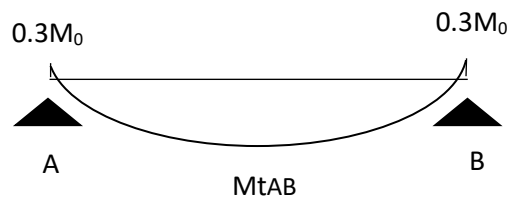


Figure III.2.5 : Schéma statique de la méthode forfaitaire d'une poutrelle a deux appuis

III.2.4 : application de la méthode :

a. Combinaison de charge :

$$G = 5.54 \times 0.65 = 3.601 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3.601) + 1.5(0.975) = 6.32385 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_u = G + Q = 3.601 + 0.975 = 4.576 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.54} = 0.21$$

➤ Les moments statiques, les moments fléchissant sur appuis, les moments fléchissant en travées et les efforts tranchants des trois types de poutrelles sont définie dans les **tableau III.1 et III.2**

❖ Les schémas statiques des poutrelles

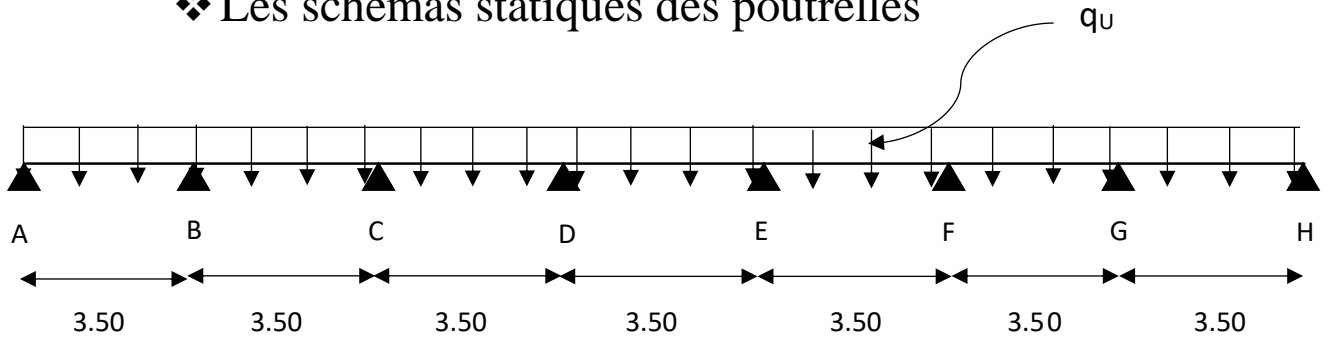


Figure III.2.6 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur huit appuis.

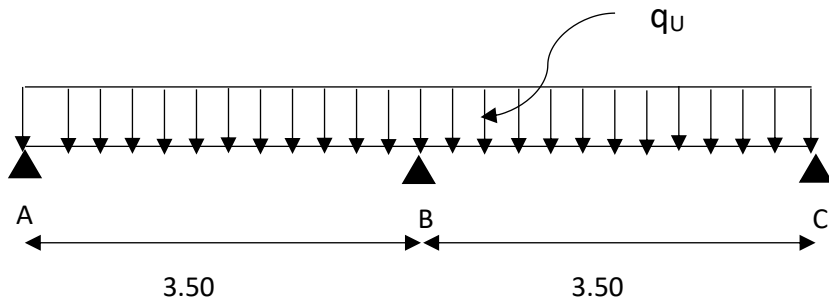


Figure III.2.7: Schéma statique de la poutre continue reposant sur trois appuis.

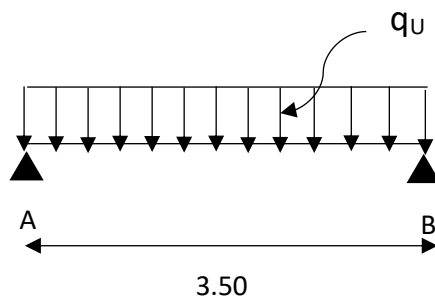


Figure III.2.8 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur deux appuis.

Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant				
			M_{oi}	Coeff	M appui	α	Travée	$M_{travée}$	O_x gauche	O_x droite	V_x gauche	V_x droite
I (7 travées)	A			0,3	2,91	0,21			0,00	0,00	0,00	0,00
	B	3,5	9,68	0,5	4,84	0,21	AB	6,43	11,07	-11,07	10,51	-10,79
	C	3,5	9,68	0,4	3,87	0,21	BC	5,94	11,07	-11,07	11,34	-11,07
	D	3,5	9,68	0,4	3,87	0,21	CD	6,43	11,07	-11,07	11,07	-11,07
	E	3,5	9,68	0,4	3,87	0,21	DE	6,43	11,07	-11,07	11,07	-11,07
	F	3,5	9,68	0,4	3,87	0,21	EF	6,43	11,07	-11,07	11,07	-11,34
	G	3,5	9,68	0,5	4,84	0,21	FG	5,94	11,07	-11,07	10,79	-10,51
	H	3,5	9,68	0,3	2,91	0,21	GH	6,43	11,07	-11,07	11,62	-10,24
II (2 travées)	A			0,3	2,91	0,21			0	0,00	0	0,00
	B	3,5	9,68	0,6	5,81	0,21	AB	5,94	11,07	-11,07	10,24	-11,90
	C	3,5	9,68	0,3	2,91	0,21	BC	5,94	11,07	-11,07	11,90	-10,24
III (une travée)	A			0,3	2,91	0,21			0	0,00	0	0,00
	B	3,5	9,68	0,3	2,91	0,21	AB	9,68	11,07	-11,07	11,07	-11,07

Tableau III.2.1 : résultat des moments et des efforts tranchants a l'ELU

Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant				
			M_{oi}	Coeff	M appui	α	Travée	$M_{travée}$	O_x gauche	O_x droite	V_x gauche	V_x droite
I (7 travées)	A			0,3	2,10	0,21			0,00	0,00	0,00	0,00
	B	3,5	7,01	0,5	3,50	0,21	AB	4,65	8,01	-8,01	7,61	-8,41
	C	3,5	7,01	0,4	2,80	0,21	BC	4,43	8,01	-8,01	8,21	-7,81
	D	3,5	7,01	0,4	2,80	0,21	CD	4,65	8,01	-8,01	8,01	-8,01
	E	3,5	7,01	0,4	2,80	0,21	DE	4,65	8,01	-8,01	8,01	-8,01
	F	3,5	7,01	0,4	2,80	0,21	EF	4,65	8,01	-8,01	8,01	-8,01
	G	3,5	7,01	0,5	3,50	0,21	FG	4,43	8,01	-8,01	7,81	-8,21
	H	3,5	7,01	0,3	2,10	0,21	GH	4,65	8,01	-8,01	8,41	-7,61
II (2 travées)	A			0,3	2,10	0,21			0	0,00	0	0,00
	B	3,5	7,01	0,6	4,20	0,21	AB	4,30	8,01	-8,01	7,41	-8,61
	C	3,5	7,01	0,3	2,10	0,21	BC	4,30	8,01	-8,01	8,61	-7,41
III (une travée)	A			0,3	2,10	0,21			0	0,00	0	0,00
	B	3,5	7,01	0,3	2,10	0,21	AB	7,01	8,01	-8,01	8,01	-8,01

Tableau III.2.2 : résultat des moments et des efforts tranchants a l'ELS

❖ : les diagrammes des moments fléchissant à L'ELU :

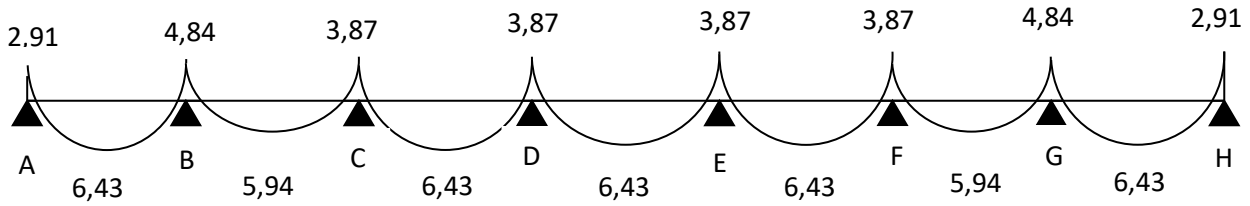


Figure III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN.m) d'une poutrelle a sept travées

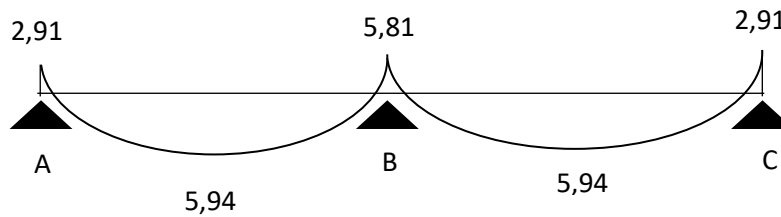


Figure III.2.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN.m) d'une poutrelle a deux travées

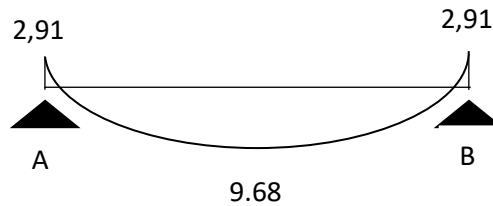


Figure III.2.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN.m) d'une poutrelle a une travée

❖ : les diagrammes des efforts tranchants à L'ELU :

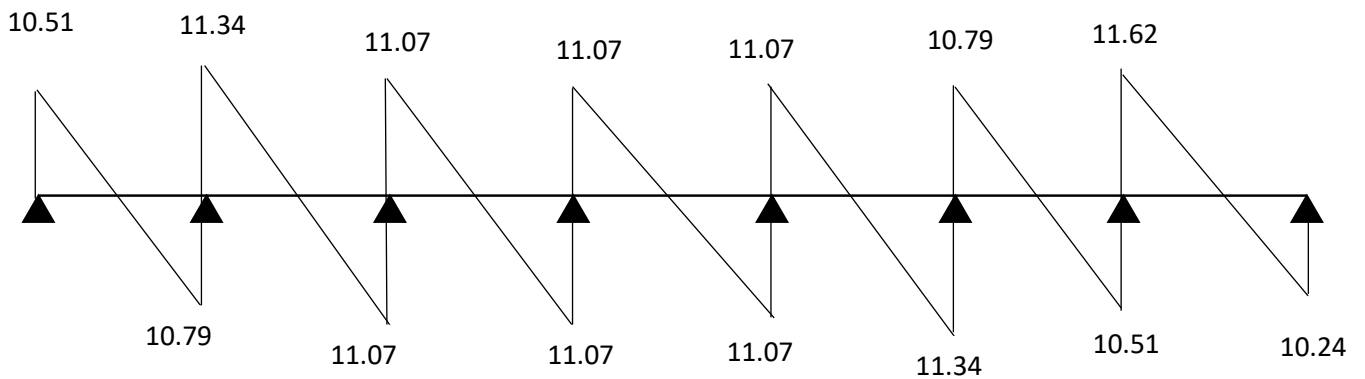


Figure III.2.12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (en KN.m) d'une poutrelle a sept travées

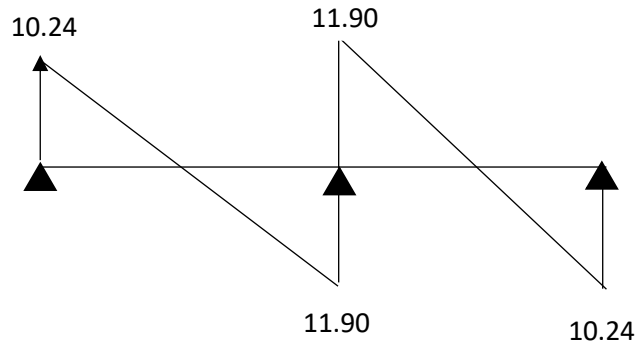


Figure III.2.13 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (en KN.m) d'une poutrelle a deux travées

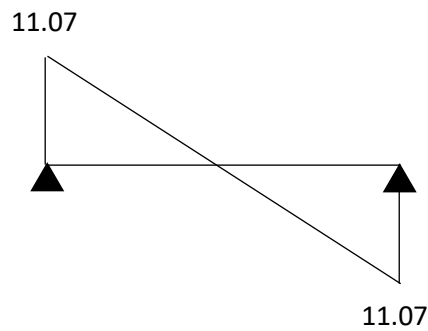


Figure III.2.14 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (en KN.m) d'une poutrelle a une travée

❖ : les diagrammes des moments fléchissant à L'ELS :

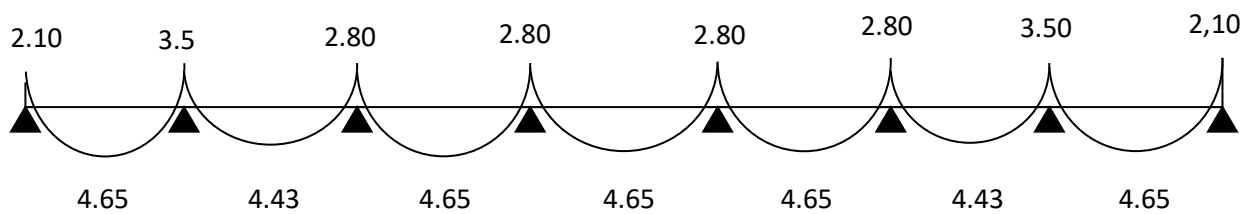


Figure III.2.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m) d'une poutrelle a sept travées

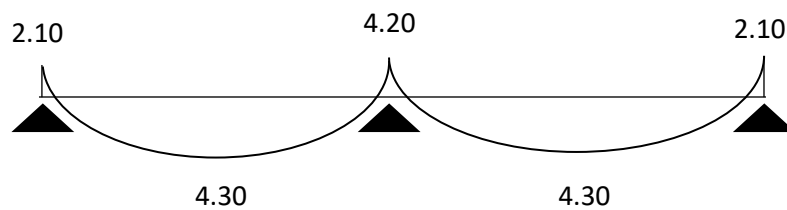


Figure III.2.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m) d'une poutrelle a deux travées

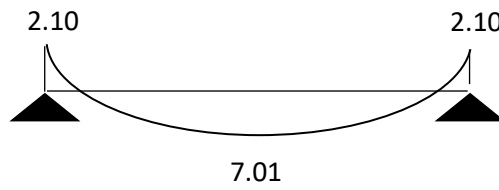


Figure III.2.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m) d'une poutrelle a une travée

❖ : les diagrammes des efforts tranchants à L'ELS :

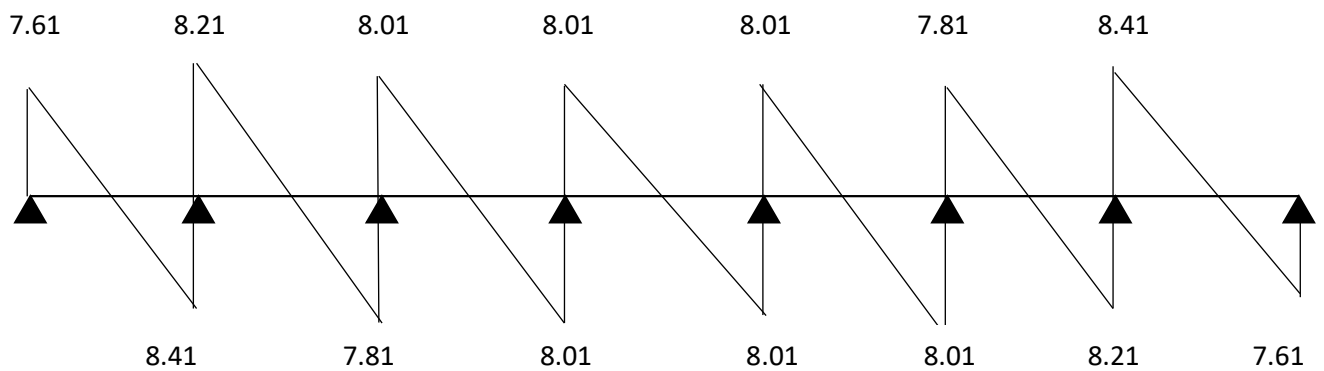


Figure III.2.18 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (en KN.m) d'une poutrelle a sept travées

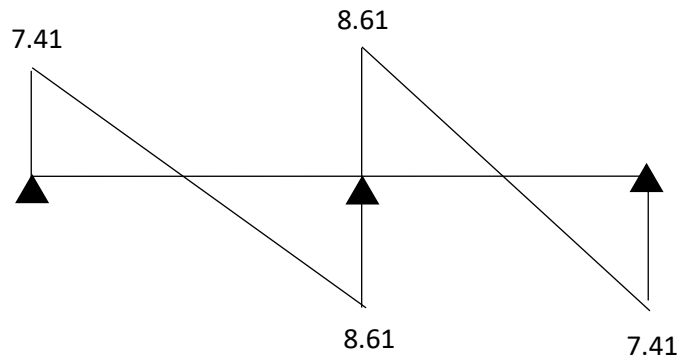


Figure III.2.19 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (en KN.m) d'une poutrelle a deux travées

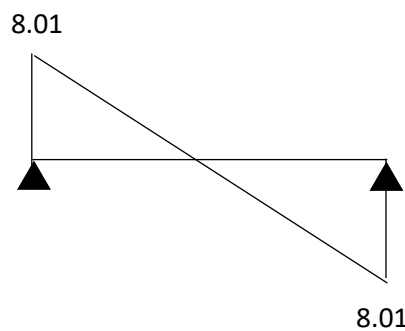


Figure III.2.20 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (en KN.m) d'une poutrelle a une travée

III.2.5 : Ferrailage à l'ELU :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{t_{\max}} = 9.68 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{a_{\max}} = 5.81 \text{ KN.}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

b = 65cm (largeur de la table de compression)

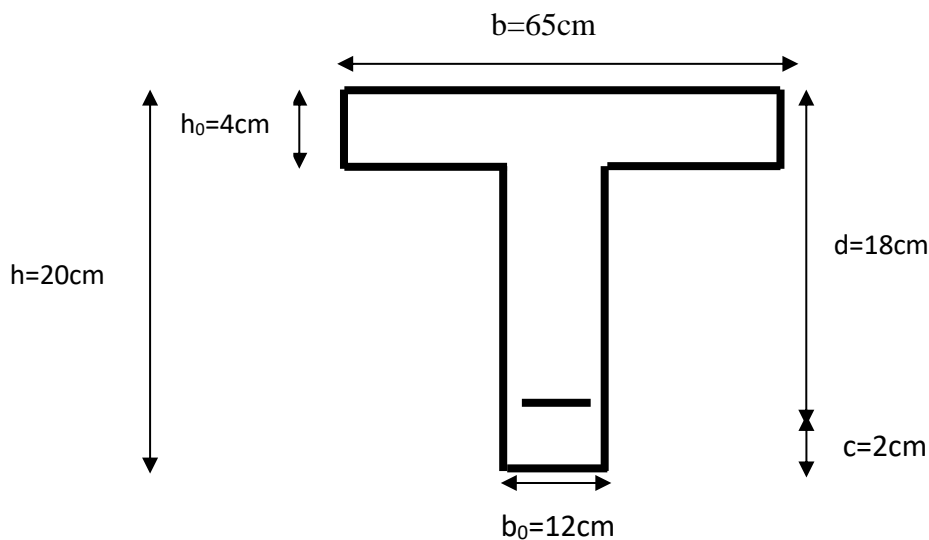
h = 20 cm (hauteur total de plancher)

b₀ = 12cm (largeur de la nervure)

h₀ = 4cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)

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



a) : Armature longitudinale

➤ En travées :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 9.68 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.68 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9.68 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2}$$

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$)

$$B_0 = 12 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$M_a^{\max} = \mathbf{5.81 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5.81 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.105 < 0.392 \quad \mathbf{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.105 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.9445$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.81 \times 10^3}{0.9445 \times 18 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2}$$

b) Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right\} = 5.7 \text{ mm} = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

Φ_{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h: Hauteur du plancher.

b₀ : Largeur de lame.

On prend : $\Phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$

On adopte $A_t = \mathbf{2HA8 = 1 \text{ cm}^2}$

c) Espacement des armatures transversal :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40)$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times 18 ; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

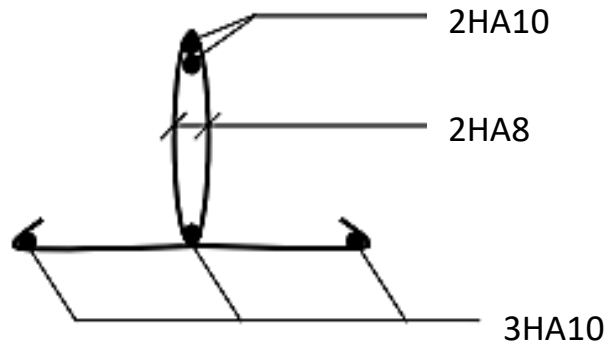


Figure III.2.21 : ferrailage de la poutrelle

III.2.6 : vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

➤ En travée :

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

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ En appuis :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification au cisaillement :

On a : $V_u^{\max} = 11.90 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11.90 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.550 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min (0.13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.550 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \text{ pour H.A}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{sommes des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{11.90 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

4. L'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35.33 = 14.13 \text{ cm}$$

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

On doit vérifier que :

$$0 \geq V_u^{max} + \frac{M_{amax}}{0.9d}$$

➤ **Appui de rive :**

$$11.07 - \frac{2.91}{0.9 \times 0.18} = -6.89 \text{ cm}^2 < 0 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Appui intermédiaire :**

$$11.90 - \frac{5.81}{0.9 \times 0.18} = -23.96 \text{ cm}^2 < 0 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

6. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que :

$$V_{max} \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \times a \times b_0 \quad \text{avec } a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 16.2 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 11.90 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.7 : vérification à l'ELS :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} : \text{ Dans l'acier} \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} : \text{ Dans le béton}$$

1. Etat limite de résistance à la compression du béton :

➤ En Travées :

On a le moment max et la section longitudinale des armatures en travées

$$M_t^{\max} = 7.01 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_t = 2.35 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$\rho_1 = 1.087 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19.788 \\ \beta_1 = 0.8562 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

$$\text{Avec : } A_t = 2.35 \text{ cm}^2 ; M_t = 7.01 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm} ; \beta_1 = 0.8562$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.01 \times 10^3}{2.35 \times 0.8562 \times 18} = 193.55 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 193.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification de Contrainte dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19.788} = 0.05$$

$$\sigma_{bc} = 0.05 \times 193.55 = 9.6775 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.6775 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

On a le moment max et la section des armatures en appuis

$$M_a^{\max} = 4.20 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho_1 = 0.726 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25.464 \\ \beta_1 = 0.8764 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

Avec : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_a = 4.20 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\beta_1 = 0.8764$

$$\sigma_{st} = \frac{4.20 \times 10^3}{1.57 \times 0.8764 \times 18} = 169.58 \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 169.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

❖ **Vérification de Contrainte dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25.464} = 0.039$$

$$\sigma_{bc} = 0.039 \times 169.58 = 6.61 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissurations :

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

3. Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) : (Art A.3.6.51/BAEL91 modifié 99) :

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

Les règles de BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{325} = 0,061 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,010 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{condition est vérifiée.} \\ \text{condition n'est pas vérifiée.} \end{array}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée ; donc on procède au calcul de la flèche qui est donnée par :

$$f = \frac{M_s^t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

➤ \bar{f} : La flèche admissible

➤ E_v : Module de déformation différée avec : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819$$

➤ I_{fv} : Inertie fictive de la section 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

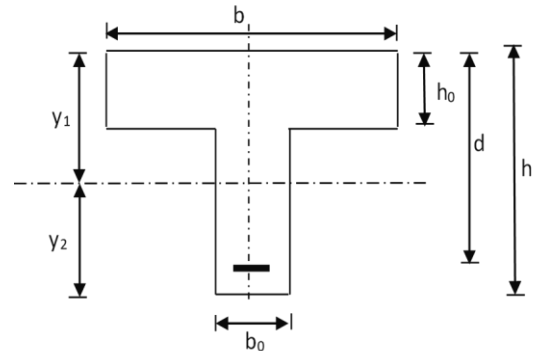
$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$



❖ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A$$

$$B_0 = b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 + 15AS$$

$$B_0 = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul de V1 et V2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

$$S_{/xx} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$v1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm} \quad \text{D'où : } v2 = h - v1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v1^3 + v2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15As (v2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} \quad \rho = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

$$I_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.01} = 1.64$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} \quad \mu = \text{Max} \{ 0.584 ; 0 \} = 0.77$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 1.64 \times 0.584} = 11239.153 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{7.01 \times 1000 \times 325^2}{10 \times 10819 \times 11239.153} = 0.6 \text{ cm} < \overline{f_{adm}} = \frac{325}{500} = 0.65$$

Condition vérifiée.

Résultats :

Après les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures en travées : 3 HA10 = 2.35 cm².**
- **Armatures en appuis : 2 HA 10 = 1.57cm².**

- Armatures transversales : $2HA8=1.00 \text{ cm}^2$ avec un espacement = 15 cm
- Treillis soudé 6HA6 (20x20)

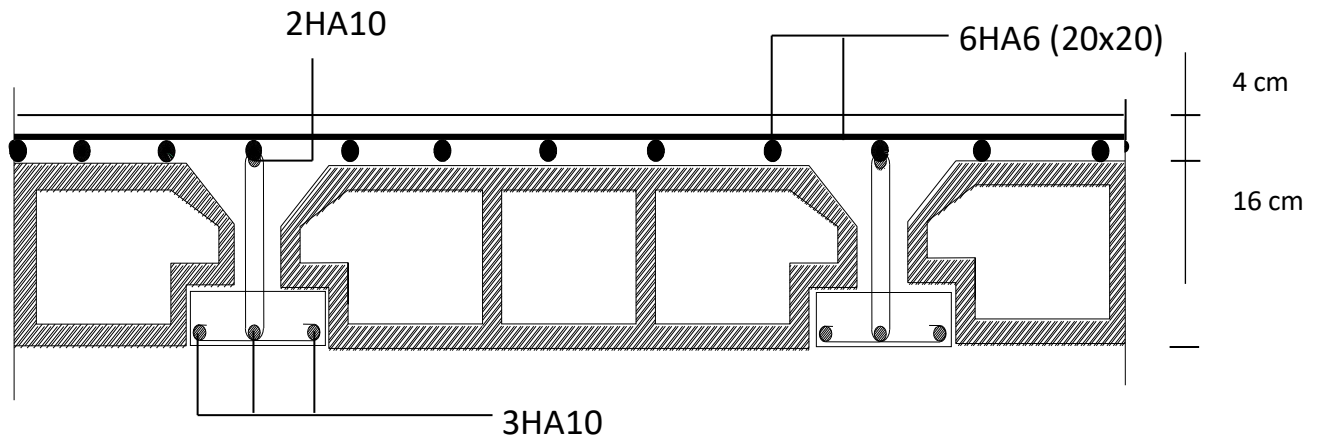


Figure III.2.22 : Plan de ferrailage du plancher

III.3 : Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.3.1 : prédimensionnement de la poutre de chaînage :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- L'épaisseur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \quad \longrightarrow \quad 23.33 \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$.

- La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

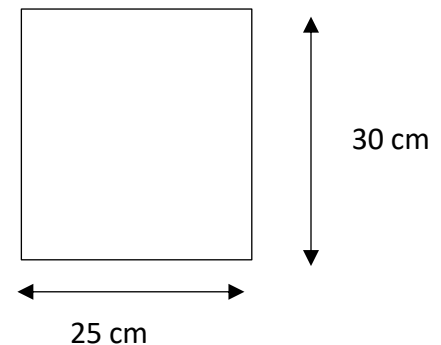


Figure III.3.1 : coupe verticale de la poutre de chaînage

III.3.2 : évaluation des charges et surcharge :

- Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $(0.25 \times 0.3) \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3.06 - 0.3) \times 2.36 = 6.5136 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $5.54 \times \frac{0.65}{2} = 1.8005 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 10.1891 \text{ KN/ml}$$

- La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.4875 \text{ KN/ml}$$

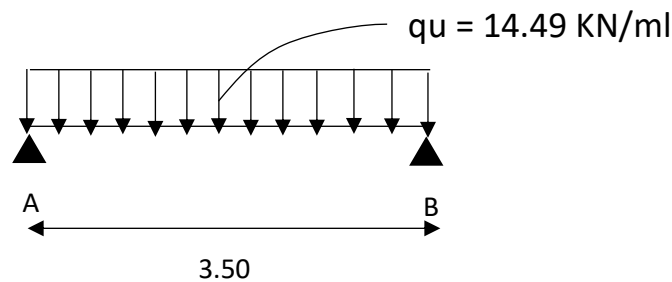
III.3.3 : combinaison de charges :

- ❖ à L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.1891 + 1.5 \times 0.4875 = 14.49$ KN/ml
- ❖ à L'ELS : $q_u = G + Q = 10.1891 + 0.4875 = 10.68$ KN/ml

III.3.4 : Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

1. Calcul des moments :



➤ Les réactions d'appuis

$$R_a = R_b = 14.49 \times \frac{3.50}{2} = 25.36 \text{ KN}$$

➤ Moment fléchissant

$$M_{\max} = 14.49 \times \frac{3.50^2}{8} = 22.19 \text{ KN.m}$$

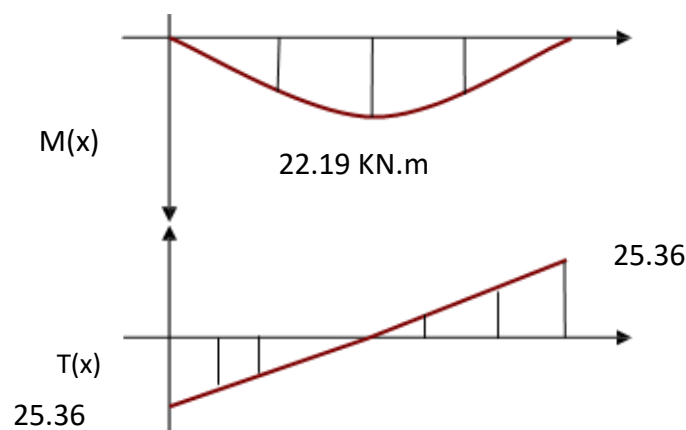


Figure III.3.2 : Diagramme des efforts internes a l'ELU.

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

$0,85M_{\max}$ en travées
 $0,30M_{\max}$ aux appuis

$$M_t = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 22.19 = 18.86 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_{\max} = 0.3 \times 22.19 = 6.65 \text{ KN.m}$$

2. Calcul de armatures :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.86 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.067 \quad \text{avec l'enrobage } c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.067 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9655$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.86 \times 10^3}{0.9655 \times 28 \times 348} = 2.00 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA14 = 4.62 cm²

➤ En appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.65 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.023 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9885$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.65 \times 10^3}{0.9885 \times 28 \times 348} = 0.69 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA14 = 4.62 cm²

III.3.5 : vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \quad \text{avec : } T_u^{\max} = 25.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25.36 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.36 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u = 25.36 \text{ KN} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right] = \frac{1.15}{400} \left[25.36 + \frac{22.19}{0.9 \times 0.28} \right] = 0.32 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification à l'entraînement des barres : (BAEL91 modifié 99/Art A.6.1, 3)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour les barres à haute adhérence}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.36 \cdot 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.06$$

$$\tau_{se} = 1.06 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

e. Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \quad \longleftrightarrow \quad \phi_t \leq \min(8.57 ; 25 ; 12) = 8.57 \text{ mm}$$

On prend des cadre et étriers de T8 ; $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Ecartement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm} ; \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \frac{2.01 \times 400}{25 \times 15} = 2.144 > 0.4 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement entre les barres**

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1 \right\} = 7.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{soit } e = 7 \text{ cm}$$

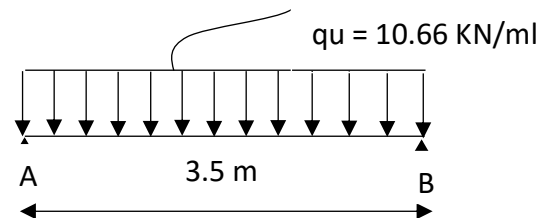
• **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \quad \longleftrightarrow \quad e \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{soit } e = 15 \text{ cm}$$

III.3.6 : vérification à l'ELS :

➤ **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10.66 \times \frac{3.5}{2} = 18.655 \text{ KN}$$



➤ **Calcul des moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.66 \times \frac{3.5^2}{8} = 16.32 \text{ KN/m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = 0.3 \times 16.32 = 4.89 \text{ KN/m}$$

$$M_t = 0.85 \times 16.32 = 13.87 \text{ KN/m}$$

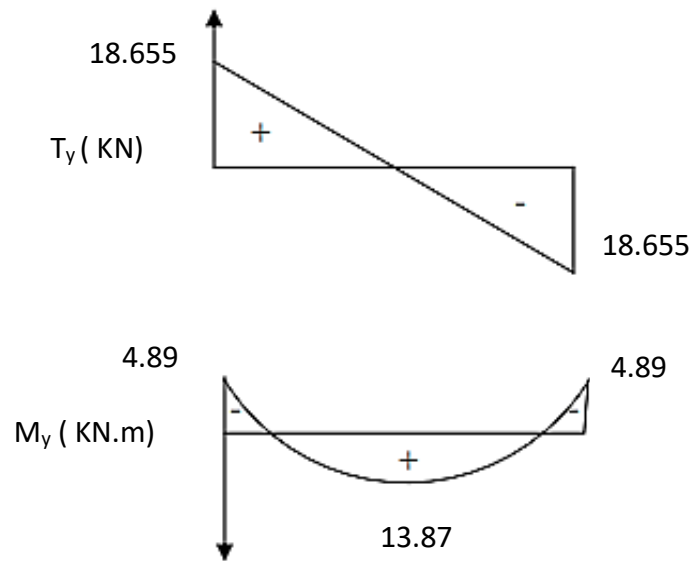


Figure III.3.3 : Diagramme des efforts internes a l'ELS.

a. Calcul des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min [(2/3) x f_e ; 110 x (\eta x f_{t28})^{1/2}]$$

Avec : $\eta = 1.6 \rightarrow$ H.A $\varnothing > 6$ mm ; $f_e = 400$ MPa

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [(2/3) x 400 ; 110 x (1.6 x 2.1)^{1/2}] = 201.63 \text{ MPa}$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

$\beta_1 ; K_1$: Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0 d}$

➤ **Sur travée :**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66 \rightarrow \beta_1 = 0.881 \text{ et } K_1 = 27.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.87 \cdot 10^6}{0.881 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 121.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{121.70}{27.02} = 4.50 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.50 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 121.70 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

➤ **En appui :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.881 \text{ et } K_1 = 27.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.89 \cdot 10^6}{0.881 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 42.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{42.90}{27.02} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.58 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 42.90 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

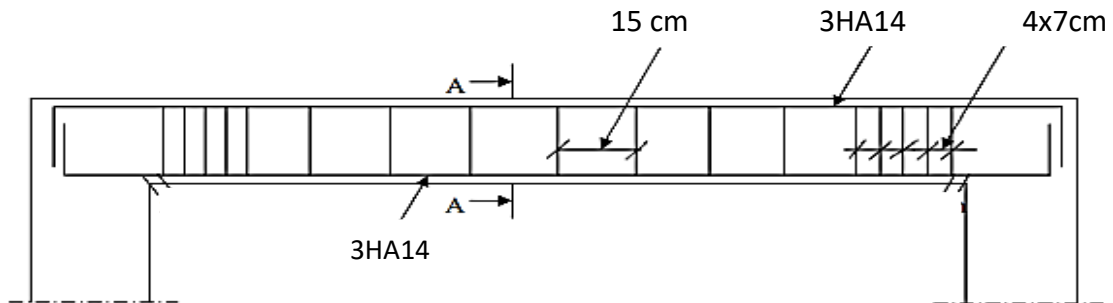
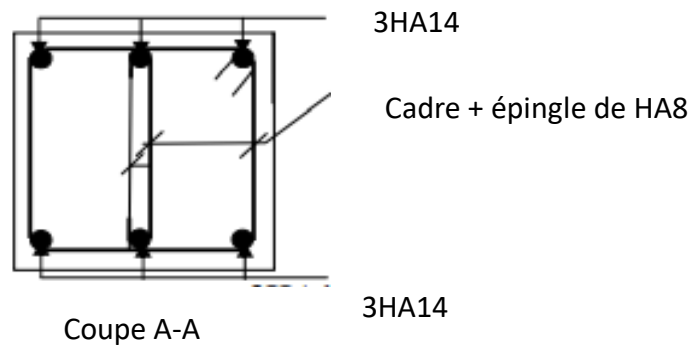


Figure III.3.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage



III-4) Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ces caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III-4-1) Pré dimensionnement

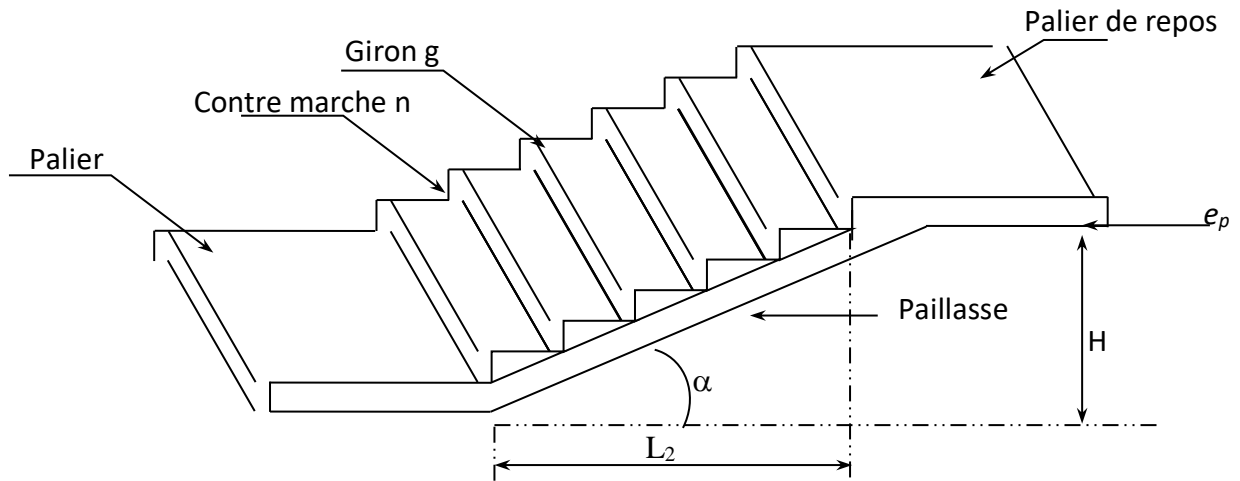


Figure III.4.1 : Schéma de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte de dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

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

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

- **Nombre de marches n :**

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

Donc on a 18 marches qui se divisent en trois volées, deux identiques et une autre différente telles que le premier comporte 7 marches le deuxième 4 marches et le dernier 7 marches.

- Le giron g :

Volés 1

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

Volés 2

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm}$$

Volés 3

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

b) Vérification de la relation BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

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

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

III-4.2 : étude de la première volée

- Epaisseur de la paillasse et du palier de la première volée

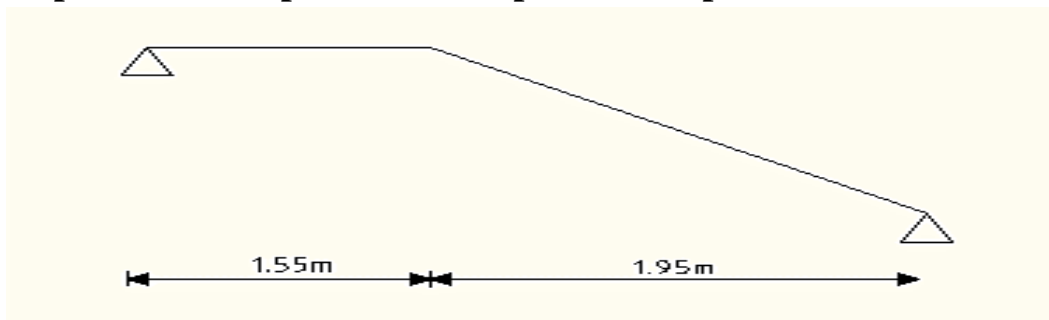


Figure III.4.2 : Schéma statique de la première volée

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation

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

Avec :

L : Longueur réelle de la paillasse et de palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$

L_1 : la longueur de la paillasse projetée.

L_2 : la longueur du palier.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{180}{\cos 29.54^\circ} = 207 \text{ cm}$$

$L_2=155\text{cm}$

$L= 207+155 = 361 \text{ cm}$

$\frac{361}{30} \leq e_p \leq \frac{361}{20}$

$12.03\text{cm} \leq e_p \leq 18.05\text{cm}$

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

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-4.2.1 : Détermination des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

• **Palier**

Eléments	Poids (kN/m ²)
-Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.17 = 4.25$
-Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0.44 + 0.4 + 0.4 + 0.2) = 1.44$
Charge permanente totale	$G_t = 5.69$

Tableau III-4-1 : Charge permanentes du palier

• **Volée :**

Eléments	Poids(kN/m ²)
-Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.17}{\cos 29.54^\circ} = 4.88$
-Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
-Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0.44 + 0.4 + 0.4 + 0.2) = 1.44$
-Charge permanente totale	$G_t = 8.44$

Tableau III-4-2 : Charge permanentes de la volée.

• **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le DTR (C2-2) pour une construction à usage d'habitation **$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$**

• **Combinaisons des charges :**

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

Palier : $q_{up} = (1.35 \times 5.69 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 11.43 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{uv} = (1.35 \times 8.44 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 15.14 \text{ KN/ml}$

b. ELS : $q_s = (G+Q) \times 1m$

Palier : $q_{sp} = (5.69+2.5) \times 1m = 8.19 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{sv} = (8.44+2.5) \times 1m = 10.94 \text{ KN/ml}$

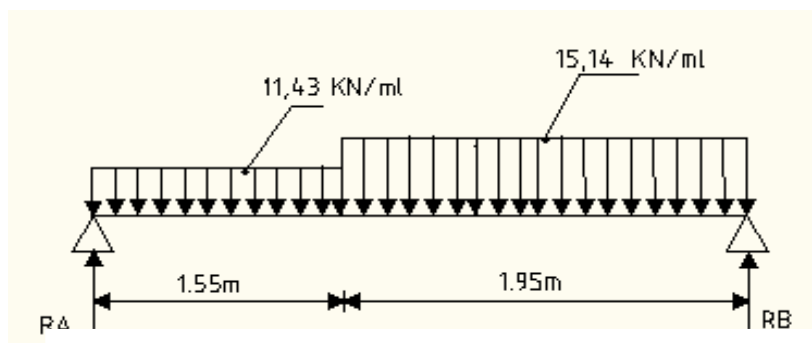
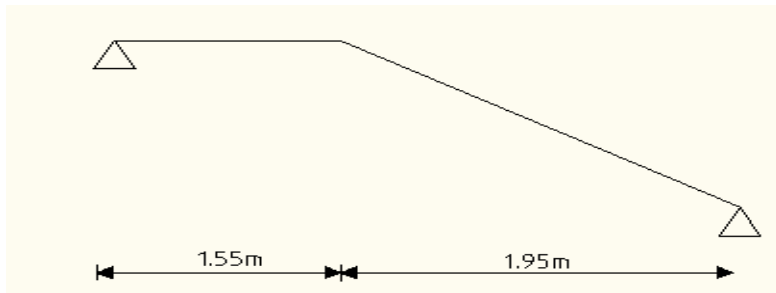


Fig III.4.3 : Schéma statique d'escalier a l'ELU.

III-4.2.2 : calcul du moment fléchissant maximum

a. Calcul de la charge équivalente

$$q_{eq} = \frac{\sum Q_i l_i}{\sum l_i} = \frac{11.43 \times 1.55 + 15.14 \times 1.95}{1.55 + 1.95} = 13.50 \text{ KN/ml}$$

ca nous donne le schéma statique suivant :

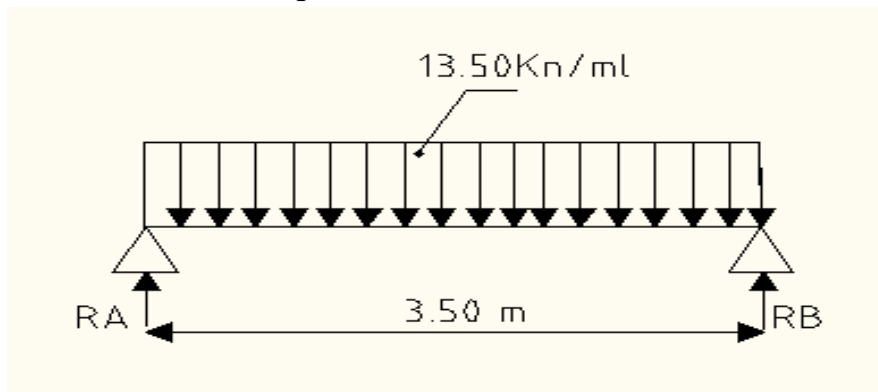


Figure III.4.4 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur deux appuis a L'ELU

a. Calcul du moment fléchissant a mis-travée

En utilisant la méthode forfaitaire on adopte :

$$M_t = q_{eq} \times \frac{l^2}{8} = 13.50 \times \frac{3.50^2}{8} = 20.67 \text{ KN.m}$$

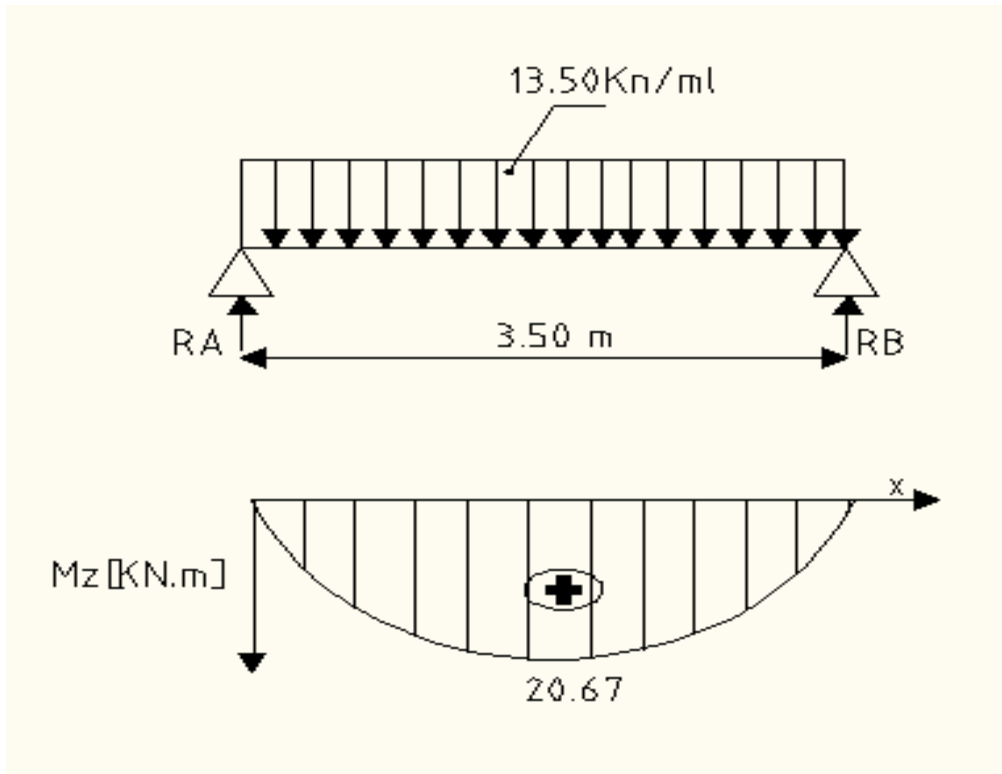


Figure III.4.5 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

Remarque :

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

M_{max} aux appuis :

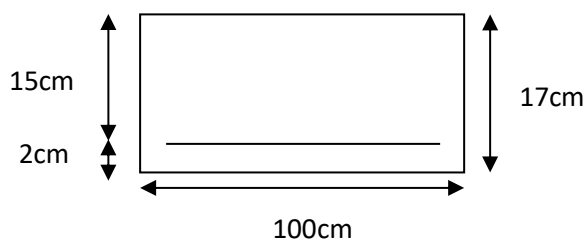
$$M_{max}^A = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 20.67 = -6.20 \text{ KN.m}$$

M_{max} en travée :

$$M_{max}^A = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 20.67 = 17.57 \text{ KN.m}$$

III.4.2.3 : ferrailage

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.
 $b=100\text{cm}$, $h=17\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=15\text{cm}$



❖ Aux appuis :

- Armatures principales :

$$M_{Amax} = 6.20 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.20 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.020$$

$\mu_a = 0.020 \longrightarrow \mu_l \leq 0.392 \longrightarrow$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.20 \times 10^3}{0.990 \times 15 \times 348} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,2 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** = 3.92 cm² avec un espacement de **S_t = 20cm**

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement **S_t = 25cm**

❖ En travée :

- Armatures principales :

$$M_{Tmax} = 17.57 \text{ kN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.57 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.057$$

$\mu_t = 0.057 \longrightarrow \mu_t \leq 0.392 \longrightarrow$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.57 \times 10^3}{0.970 \times 15 \times 348} = 3.47 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** = 5,65 cm² avec un espacement **S_t = 20 cm**

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement **S_t = 25cm**

III-4.2.4 : Vérification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$A_p = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ Armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$.

$$S_{t \text{ max}} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Armatures de répartition : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_{t \text{ max}} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Contraintes tangentielles :

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

$$T_{\text{max}} = q_{\text{eq}} \times \frac{l}{2} = 13.50 \times \frac{3.50}{2} = 23.62 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{23.62 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.157 \text{ MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.157 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$\tau < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

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

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

$$A_{st} = \left(T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left(23.62 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,679 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A = 0,679 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Il faut vérifier que :

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

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

$$T_{\max} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

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

$$0,36 \times \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 150}{1,5} = 90 \cdot 10^4 \text{ N} = 900 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 23.62 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,62 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 0,928 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,928 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

$$L_s = 35.27\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 10 : } L_s = 35.27 \times 1.0 = 35.27 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12 : } L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.23 \text{ cm.}$$

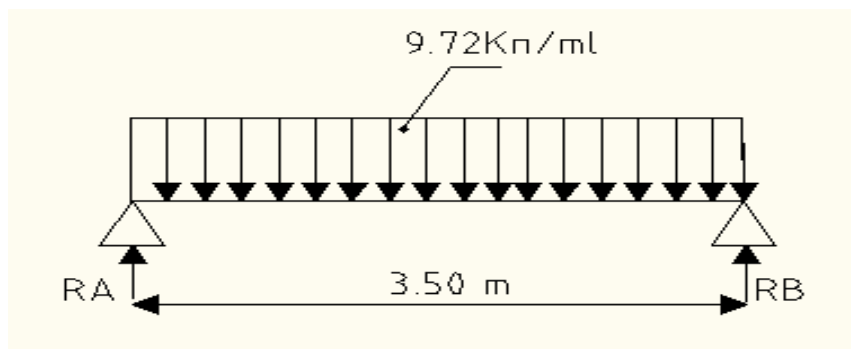
Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du palliase. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10 : } L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35 = 14.10 \text{ cm}$$

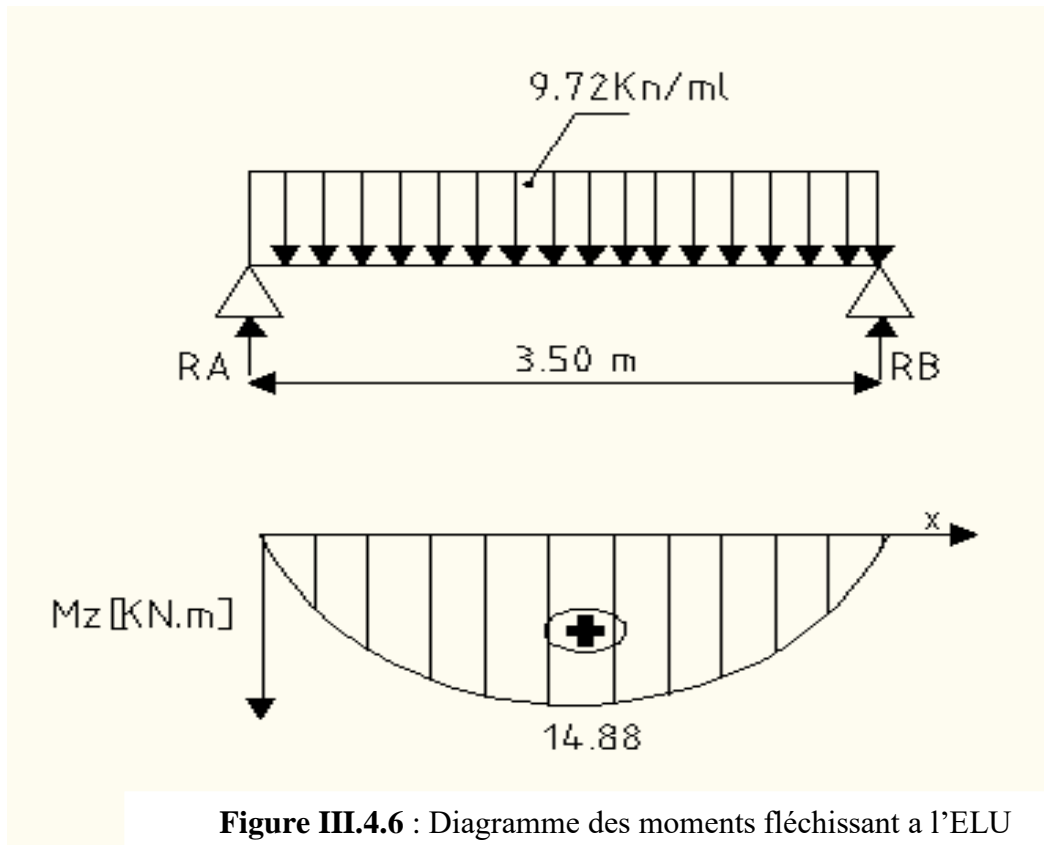
$$\text{Pour les HA 12 : } L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42 = 16,89 \text{ cm}$$

III-4.2.5 : Calcul du moment fléchissant maximum à L'ELS



En utilisant la méthode forfaitaire on adopte :

$$M_{\text{tmax}} = q_{\text{eq}} \times \frac{l^2}{8} = 9.72 \times \frac{3.50^2}{8} = 14.88 \text{ KN.m}$$



M_{\max} Aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0.03 M_{\max} = -0.03 \times 14.88 = -4.46 \text{ KN.m}$$

M_{\max} En travée :

$$M_{\max}^A = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 14.88 = 12.65 \text{ KN.m}$$

III.4.2.6 : Vérification à l'ELS :

❖ **Les contraintes dans le béton et l'acier :**

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer

❖ **Appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 15} = 0.26$$

$$\rho = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.46 \times 10^6}{0.919 \times 150 \times 392} = 82.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 82.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82.53}{46.73} = 1.76 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

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

$$\rho = 0.376 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{12.65 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 565} = 164.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 164.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164.93}{37.63} = 4.38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée

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

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

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

Avec :

$$q_s = 9.72 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 3.50 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis,

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

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

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

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 17) + 15 \times 5,65 = 1784.75 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15721.25}{1784.75} = 0.80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17.8 - 0.8 = 17.0 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}(8.8^3 + 8.2^3) + 15 \times 5.65 \times (8.2 - 2)^2 = 44352.54 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{9.72 \times 3.5^2 \times 10^3}{10818.86 \times 10^6 \times 44352.54 \times 10^{-8}} = 0.00026 \text{ m} = 0.026 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

$$f = 0.026 \text{ cm} < \bar{f} = 0.7 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour le ferrailage suivant :

- **Aux appuis :**

❖ Armatures principales : **5HA10 espacement = 20 cm**

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

- **En travée :**

❖ Armatures principales : **5HA12 espacement = 20 cm**

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

❖

III-4.3 : Etude de la deuxième volée

- **Epaisseur de la paillasse et du palier de la deuxième volée**

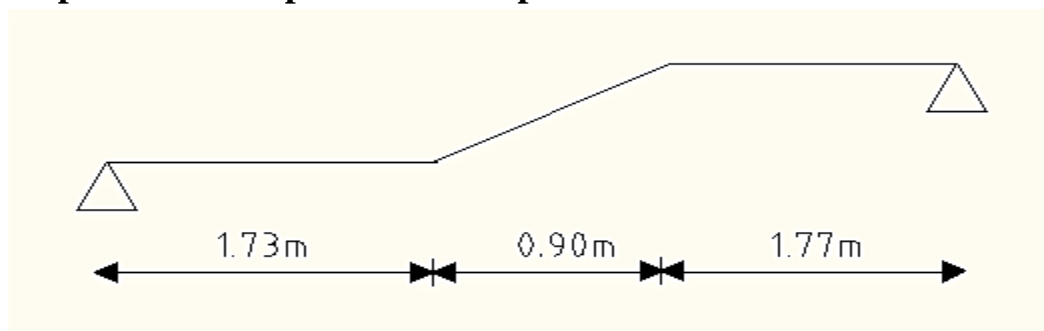


Figure III.4.7 : Schéma statique d'escalier Deuxième volée

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation

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

Avec :

L : Longueur réelle de la paillasse et de palier (entre appuis) : $L=L_1 + L_2$

L_1 : la longueur de la paillasse projetée.

L_2 : la longueur des paliers.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{90}{\cos 29.54^\circ} = 103 \text{ cm}$$

$$L_2 = 173 + 177 = 350 \text{ cm}$$

$$L = 103 + 350 = 453 \text{ cm}$$

$$\frac{453}{30} \leq e_p \leq \frac{453}{20}$$

$$15.1 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.65 \text{ cm}$$

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

On prend la même épaisseur pour la volée et les paliers.

III-4-3.1 : Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

- Palier

Eléments	Poids (kN/m ²)
-Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.17 = 4.25$
-Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0.44 + 0.4 + 0.4 + 0.2) = 1.44$
Charge permanente totale	$G_t = 5.69$

Tableau III-4-4 : Charge permanentes du premier palier

• Volée

Eléments	Poids(kN/m ²)
-Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.17}{\cos 29.54^\circ} = 4.88$
-Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
-Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0.44+0.4+0.4+0.2)=1.44$
-Charge permanente totale	G_t=8.44

Tableau III-4-4 : Charge permanentes de la volée.

• Les surcharges d'exploitation :

Selon le DTR (C2-2) pour une construction à usage d'habitation Q=2.5kN/m²

➤ Combinaisons des charges :

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

Palier : $q_{up} = (1.35 \times 5.69 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 11.43 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{uv} = (1.35 \times 8.44 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 15.14 \text{ KN/ml}$

• ELS : $q_s = (G+Q) \times 1m$

Palier : $q_{sp} = (5.69 + 2.5) \times 1m = 8.19 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{sv} = (8.44 + 2.5) \times 1m = 10.94 \text{ KN}$

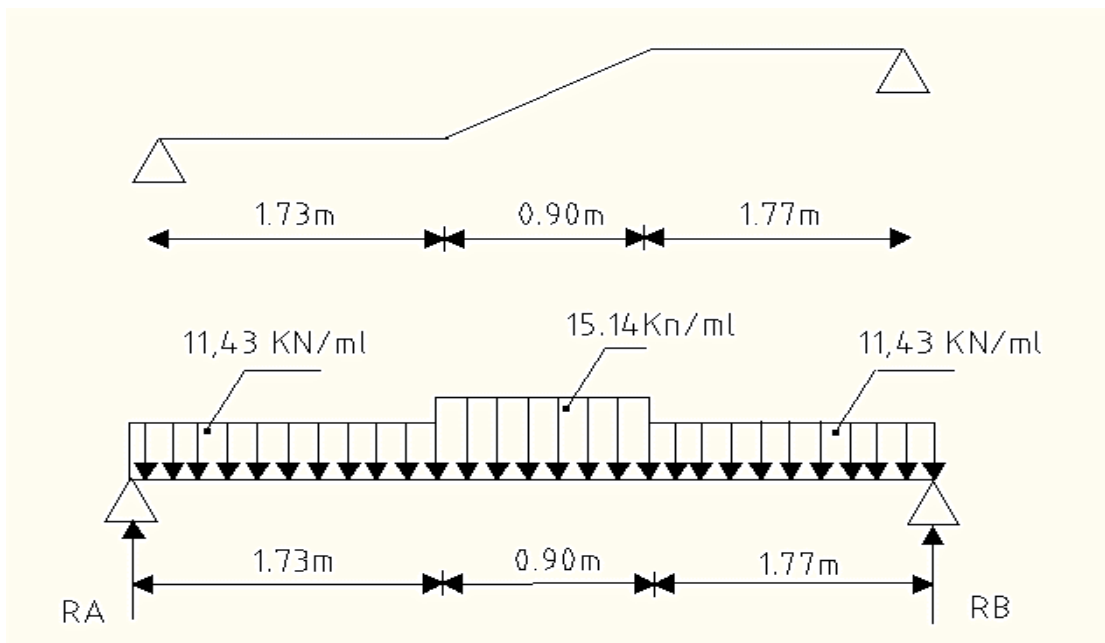


Figure III.4.8 : schéma statique de l'escalier

III-4.3.2) Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + deux paliers) comme une poutre reposante sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 0.90$ m

a) Les réactions aux appuis :

$$\sum f_{ext} = 0 \quad \longleftrightarrow \quad R_A + R_B = 53.63 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \longleftrightarrow \quad R_A = \mathbf{26.83 \text{ KN}} \quad R_B = 53.63 - 26.83 = \mathbf{26.80 \text{ KN}}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (MZ)	x (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.73$	$-11.43x + 26.83$	$-5.715x^2 + 26.83x$	0	26.83	0
			1.73	7.06	29.31
$1.73 \leq x \leq 2.63$	$-15.14x + 33.25$	$-7.57x^2 + 33.25x - 5.54$	1.73	7.06	29.31
			2.63	-6.57	29.54
$1.77 \geq x \geq 0$	$11.43x - 26.80$	$-5.715x^2 + 26.80x$	1.77	-6.57	29.53
			0	-26.80	0

Tableau III.4.5 : Les efforts internes à l'ELU.

• Moment fléchissant maximum

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \quad \longleftrightarrow \quad -15.14x + 33.25 = 0 \quad \longleftrightarrow \quad x = 2.196 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 2.196$ m. Donc :

$M_{max} = 30.97 \text{ KN.m.}$ et $T_{max} = 26.83 \text{ KN}$

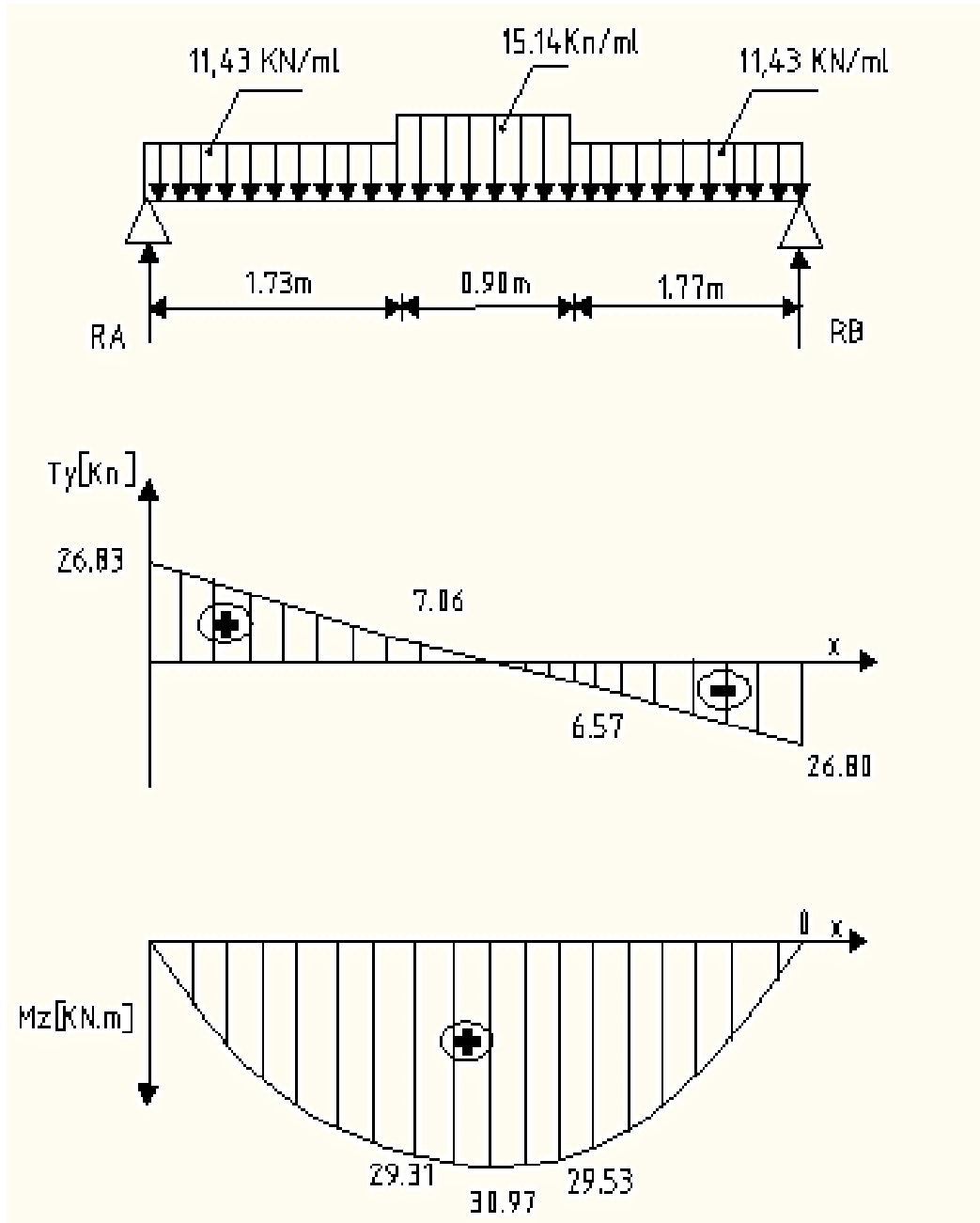


Figure III.4.9 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

Remarque :

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

M_{max} aux appuis :

$$M_{max}^A = -0.03 M_{max} = -0.3 \times 30.97 = -9.29 \text{ KN.m}$$

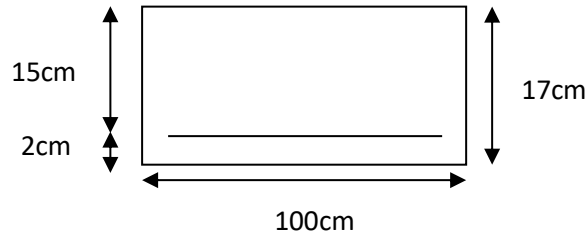
M_{\max} en travée :

$$M_{\max}^A = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 30.97 = 26.32 \text{ KN.}$$

III-4.3.3) Ferrailage :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b=100\text{cm}$, $h=17\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=15\text{cm}$



❖ **Aux appuis :**

• **Armatures principales :**

$$M_{A\max} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.29 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.029$$

$\mu_a = 0.029 \longrightarrow \mu_a \leq 0.392 \longrightarrow$ Donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.29 \times 10^3}{0.985 \times 15 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** = 3.92 cm² avec un espacement de **S_t = 20cm**

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement **S_t = 25cm**

❖ **En travée :**

• **Armatures principales :**

$$M_{T\max} = 26.32 \text{ kN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26.32 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.082$$

$\mu_t = 0.082 \implies \mu_t \leq 0.392 \implies$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\beta = 0.957$$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.32 \times 10^3}{0.957 \times 15 \times 348} = 5.26 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** = 5,65 cm² avec un espacement **S_t=20 cm**

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14cm² avec un espacement **S_t=25cm**

III-4.3.4 : Vérification a l'ELU :

d) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_p = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ **Armatures principales :** $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$.

$$S_{t \text{ max}} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de répartition :** $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_{t \text{ max}} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

f) Contraintes tangentielles :

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

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{26.83 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.178 \text{ MPa}$$

Avec T_{\max} : Effort tranchant maximal.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.178 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$\tau < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ Influence de l'effort tranchant.

- Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).

A_{st} adopté $>$ A_{st} ancrer

$$A_{st} = \left(T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left(26.83 \times 10^3 \times \frac{1.15}{400 \times 10^2} \right) = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.77 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{\max}}{0.9 b_0 d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq 0.36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

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

$$0.36 \times \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0.36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 150}{1.5} = 90 \cdot 10^4 \text{ N} = 900 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 26.83 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$

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

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

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

$$\overline{\tau_{sc}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.83 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

$$L_s = 35.27\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 10} : L_s = 35.27 \times 1.0 = 35.27 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12} : L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.23 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du palliase. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10} : L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35 = 14.10 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12} : L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42 = 16,89 \text{ cm}$$

III-4.3.5: Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS :

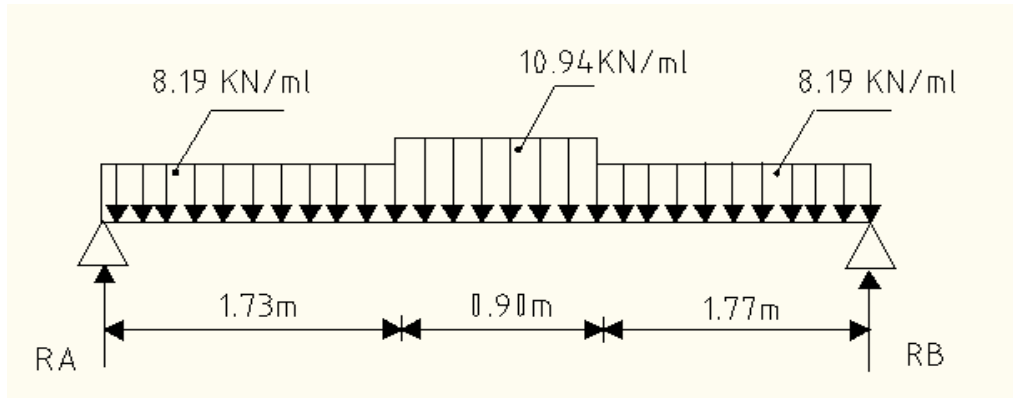


Figure III.4.10 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

Après avoir fait référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $LP= 0.9\text{ m}$ on obtiendra les diagrammes des moments et des efforts tranchants suivant :

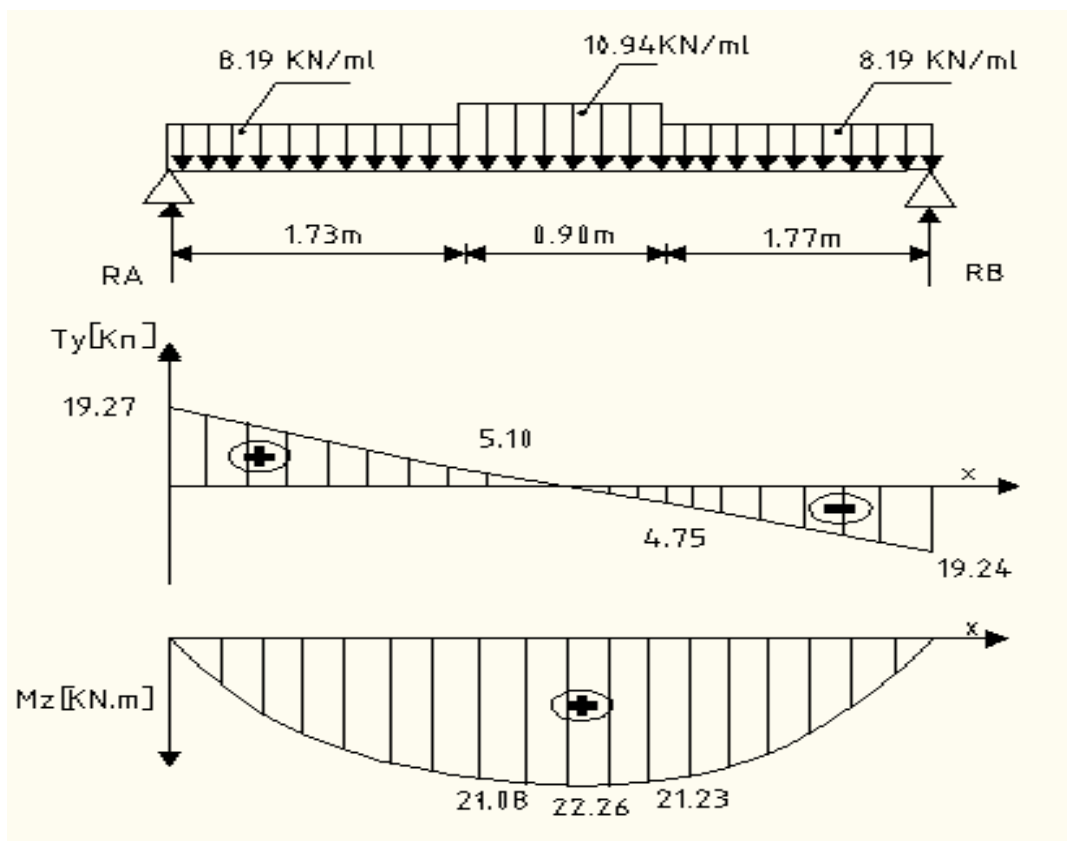


Figure III.4.11 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

On obtient :

$$T_{\max} = 19.27 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 22.26 \text{ KN.m}$$

M_{\max} aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0.03 M_{\max} = -0.3 \times 22.26 = -6.67 \text{ KN.m}$$

M_{\max} en travée :

$$M_{\max}^A = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 22.26 = 18.92 \text{ KN.m}$$

III-4.3.6 : Vérification à l'ELS :

❖ Les contraintes dans le béton et l'acier :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer

❖ Appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 15} = 0.26$$

$$\rho = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.67 \times 10^6}{0.919 \times 150 \times 392} = 123.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 123.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{123.43}{46.73} = 2.64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

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

$$\rho = 0.376 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{18.92 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 565} = 246.67 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 246.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{246.67}{37.63} = 6.55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

Avec :

$$q_s = 10.94 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 4.4 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis,

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

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

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

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 17) + 15 \times 5,65 = 1784.75 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15721.25}{1784.75} = 0.80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17.8 - 0.8 = 17.0 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}(17.0^3 + 17.0^3) + 15 \times 5.65 \times (17.0 - 0.8)^2 = 44352.54 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.94 \times 4.4^2 \times 10^3}{10818.86 \times 10^6 \times 44352.54 \times 10^{-8}} = 0.00026 \text{ m} = 0.026 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f = 0.026 \text{ cm} < \bar{f} = 0.88 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour le ferrailage suivant :

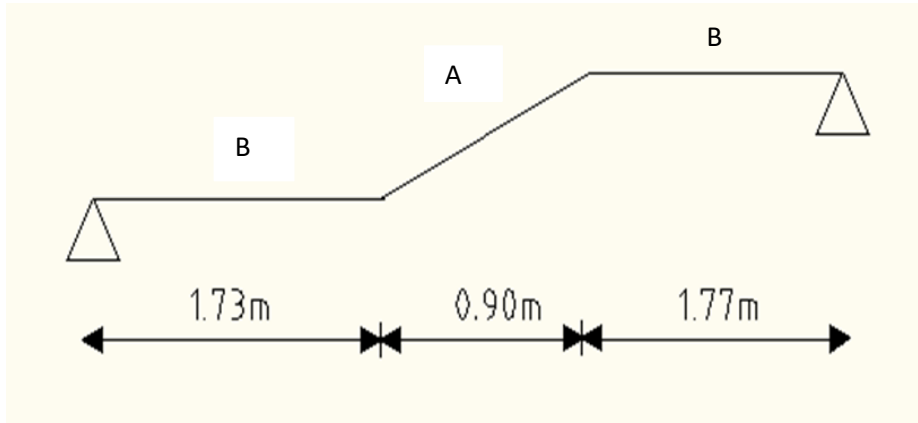
- **Aux appuis :**
 - ❖ Armatures principales : **5HA10 espacement = 20 cm**
 - ❖ Armatures de répartition : **4HA10 espacement = 25 cm**
- **En travée :**
 - ❖ Armatures principales : **5HA12 espacement = 20 cm**
 - ❖ Armatures de répartition : **4HA10 espacement = 25 cm**

On prend ce ferrailage pour toutes les volées et les paliers

III.5. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

III.5.1. Prédimensionnement :



➤ **Hauteur**

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

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

- Calcul de la longueur de la poutre L avec : $L = L_1 + L_2 + L_3$

$L_1 = 1.73$ m longueur de premier palier

$L_2 =$ longueur de la diagonale de la paillasse $= \sqrt{0.9^2 + 0.68^2} = 1.13$ m

$L_3 = 1.77$ m longueur de deuxième palier

$$L = 1.73 + 1.13 + 1.77 = \mathbf{4.63 \text{ m}}$$

$$\frac{4.63}{15} \leq h_t \leq \frac{4.63}{10} \quad \Rightarrow \quad 0.30 \leq h_t \leq 0.46 \quad \text{on prend : } \mathbf{h = 0.35 \text{ m}}$$

➤ **Largeur**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 0.14 \leq b \leq 0.24 \quad \text{on prend : } \mathbf{b=0.30 \text{ m}}$$

➤ Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :

$$b = 0.30 > 0.20 \text{ m}$$

$$h = 0.35 > 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{h}{b} = 1.17 < 4$$

Condition vérifier

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

$$T_u = R_B = 23.62 \text{ KN. (ELU)}$$

$$T_u = R_A = 17.01 \text{ KN. (ELS)}$$

- Poids propre de la poutre :

$$\text{Zone A : } G_{pA} = \frac{0.35}{\cos(37.07^\circ)} \times 0.3 \times 25 = 3.29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Zone B : } G_{pA} = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

- Poids du mur de façade :

$$G_{mf} = 2.36 \times 1.87 = 4.41 \text{ KN/ml}$$

- Poids total :

$$\text{Zone A : } G_A = 3.29 + 4.41 = 7.7 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Zone B : } G_B = 2.62 + 4.41 = 7.03 \text{ KN/ml}$$

1) Combinaison de charges :

$$\text{❖ A l'ELU : } q_u = \left(1.35 \times G_A + 2 \times \frac{T_u}{L} \right)$$

$$\text{Zone A : } q_u = \left(1.35 \times 7.7 + 2 \times \frac{23.62}{4.4} \right) = 21.13 \text{ KN/ml.}$$

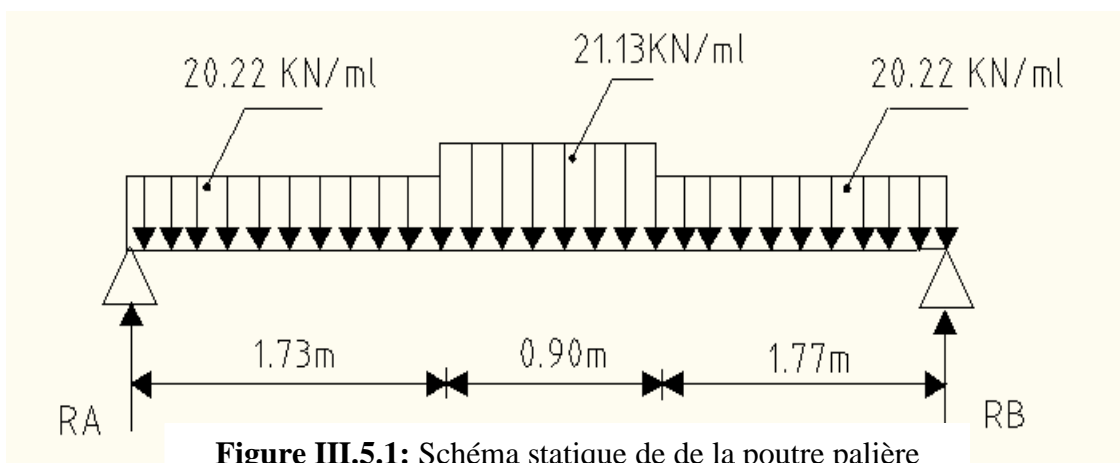
$$\text{Zone B : } q_u = \left(1.35 \times 7.03 + 2 \times \frac{23.62}{4.4} \right) = 20.22 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{❖ A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$\text{Zone A : } q_s = 7.7 + 7.73 = 15.43 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Zone B : } q_s = 7.03 + 7.73 = 14.76 \text{ KN/ml.}$$

2) Calcul des efforts internes à l'ELU :



Après avoir fait référence aux lois de la RDM

$$\text{Effort normal : } \sum f_{ext/x.x} = 0$$

Effort tranchant : $\sum f_{ext/y.y} = 0$

Moment extérieur : $\sum M_{ext/x} = 0$

On obtiendra les diagrammes des moments et des efforts tranchants suivant :

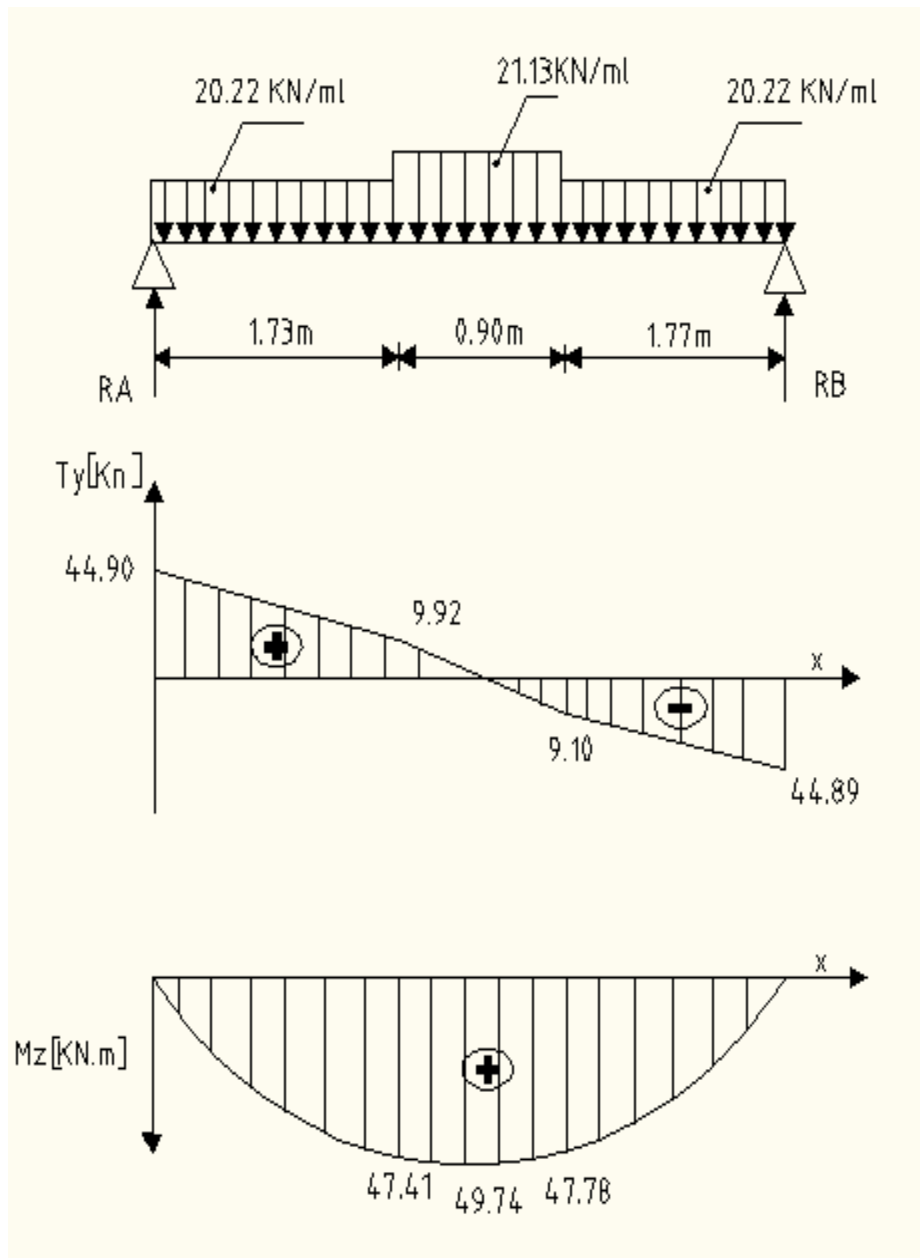


Figure III.5.2: diagrammes des effort tranchants et des moments fléchissant a

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

On obtient :

$$T_{\max} = 44.90 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 49.74 \text{ KN.m}$$

M_{max} Aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 49.74 = -14.92 \text{ KN.m}$$

M_{max} En travée :

$$M_{\max}^A = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 49.74 = 42.28 \text{ KN.m}$$

a. Calcul des armatures :

$$b = 30 \text{ cm}; \quad h = 35 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 33 \text{ cm}.$$

• **Armatures principales :**

❖ **Aux appuis :**

$$M_{\max}^A = 14.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.92 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14.2)} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.032 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.92 \times 10^3}{0.984 \times 33 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

❖ **En travée :**

$$M_{\max}^t = 49.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49.74 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14.2)} = 0.107 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.107 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.943$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.74 \times 10^3}{0.943 \times 33 \times 348} = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

b) Armatures transversales :

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h_t}{35}, \varphi, \frac{b}{10} \right) = \min (10; 12; 30) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 10 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

Avec : ϕ : le plus petit diamètre utilisé.

c) Espacement des armatures transversales d'après le RPA 99:

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi\right) = \min(8.75; 14.4) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm ; Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

3. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5.67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1,3/BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{44.90 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times (3 \times 3.14 \times 12)} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44.90 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Calcul des efforts internes à l'ELS :

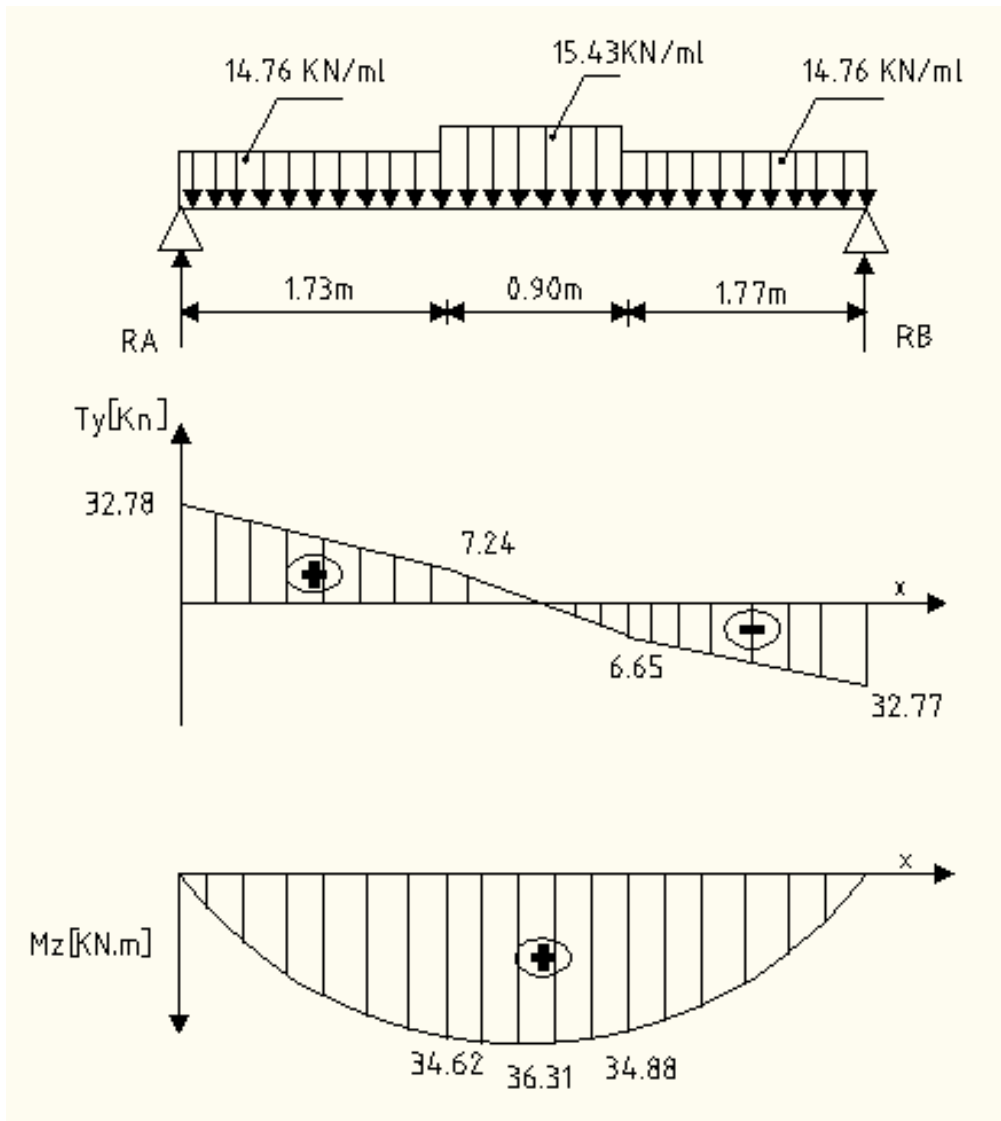


Figure III.5.3: diagrammes des effort tranchants et des moments fléchissant a L'ELS

On obtient :

$$T_{\max} = 32.78 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 36.31 \text{ KN.m}$$

M_{max} Aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0.03 M_{\max} = -0.3 \times 36.31 = -10.89 \text{ KN.m}$$

M_{max} En travée :

$$M_{\max}^A = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 36.31 = 30.86 \text{ KN.m}$$

4) Vérifications à l'ELS :

a. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{30 \times 33} = 0.570$$

$$\rho = 0.570 \quad \longrightarrow \quad \begin{array}{l} \beta_1 = 0.875 \\ K_1 = 25 \end{array}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{30.86 \times 10^5}{0.875 \times 33 \times 5.65} = 189.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{189.15}{25} = 7.56$$

$$\sigma_{bc} = 7.56 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

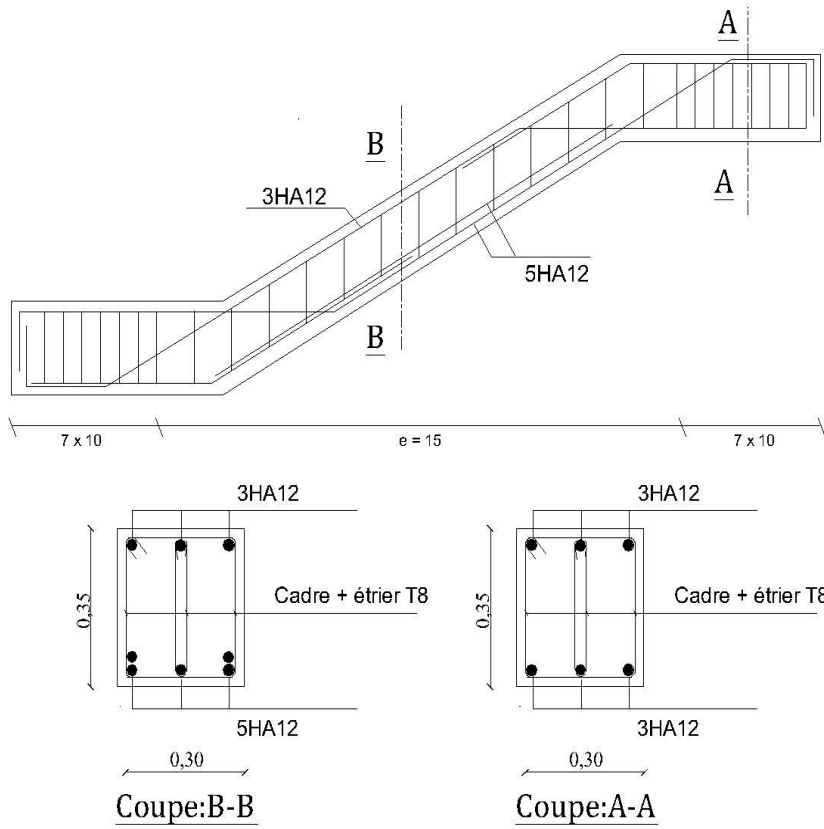
b. Vérification de la flèche :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{410} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{30 \times 35} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_t^{\max}}{10M_0} = \frac{30.86}{10 \times 36.31} = 0.084 \quad \text{Condition vérifier}$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche



-FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

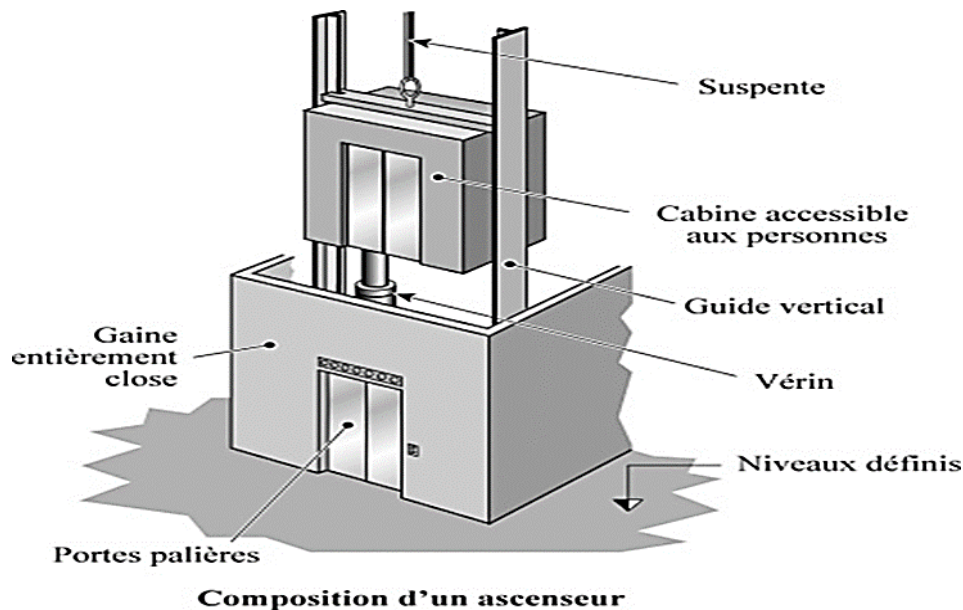
Figure III.5.4: Ferrailage de la poutre palière.

III.6 : Calcul de la salle machine :

III.6.1 : Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.



Notre immeuble est constitué de deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques, résumé comme suite :

❖ Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $2.00 \times 2.15 = 4.3\text{m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1.80 \times 1.75 = 3.15\text{m}^2$.
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : **10 tonnes.**
- La vitesse d'entraînement est de : $V=1 \text{ m/s}$.

III.6.2 : Calcul de la dalle plaine

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{Lx}{30} = \frac{200}{30} = 6.67\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

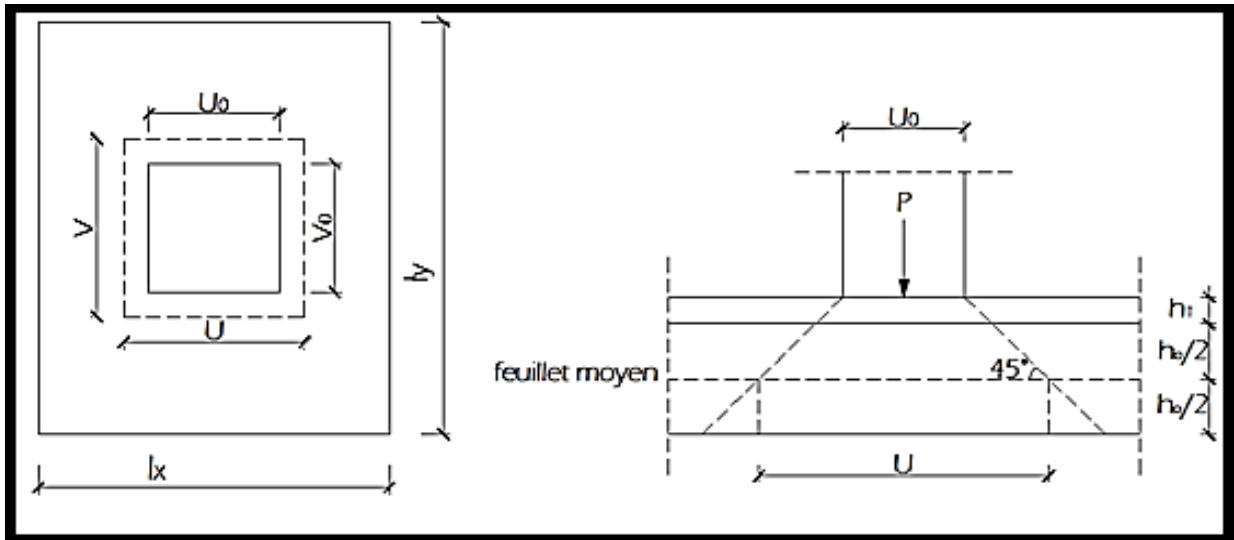


Figure III.6.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente.

Localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

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

On a :

- $U = U_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + h_t$
- $V = V_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + h_t$

Avec :

- h_0 (h_t): Épaisseur de la dalle (15cm)
- e : épaisseur du revêtement (5cm)
- ξ : Coefficient de revêtement.
 $\xi = 1$ (car le revêtement est aussi solide que le béton).
- $U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

On remplace :

$$\triangleright U = U_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$\triangleright V = V_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

D'où :

$$U = V = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée Ils sont donnés par la formule :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{x2} = P (\nu M_1 + M_2)$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$; $\frac{V}{L_y}$; $\frac{L_x}{L_y}$ dans les abaques de PIGEAUD.

ν : Coefficient de poisson : $\nu = 0$ à E.L.U ; $\nu = 0.2$ à E.L.S

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{2} = 0.5 ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.15} = 0.5$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2.15} = 0.93$ On a : $0.4 \leq \rho \leq 1$ Donc La dalle travaille dans les deux sens.

Après interpolation : **$M_1 = 0.100$; $M_2 = 0.080$**

A E.L.U $\nu = 0$: $P_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN}$

$$\triangleright M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 100 \times 0.100 = 13.5 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 100 \times 0.080 = 10.8 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules : $M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$; $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2.15} = 0.93$ On a : $0.4 \leq \rho \leq 1$ Donc La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.93$ nous donne d'après les tableaux de PIGUEAU : $\mu_x = 0.0428$; $\mu_y = 0.841$

Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à 1 KN/ml

$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$

➤ $M_{x2} = 0.0428 \times 6.56 \times 2^2 = 1.123 \text{ KN.m}$

➤ $M_{y2} = 0.841 \times 1.123 = 0.94 \text{ KN.m}$

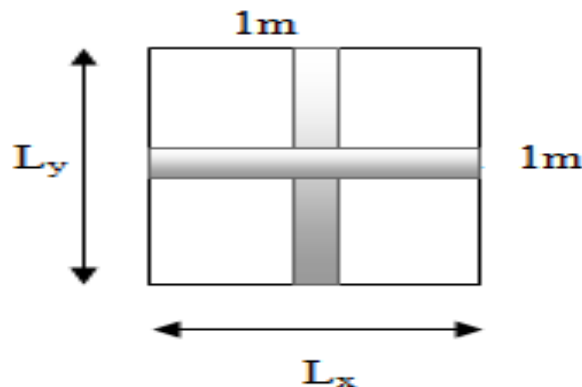


Figure III. 6.2 : Schéma de dalle travail dans les 2 sens.

d) Superposition des moments :

➤ $M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.5 + 1.123 = 14.623 \text{ KN.m}$

➤ $M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.8 + 0.94 = 11.74 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% (0.85) en travée et 70% (0.3) aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

➤ $b = 100 \text{ cm}$

➤ $d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$

➤ $c = 3 \text{ cm}$

❖ Dans le sens x-x :

➤ En travée:

$M_t = 0.85 \times 14.623 = 12.43 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.43 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.061$$

$\mu_b = 0.061 \leq \mu_l = 0.392$ Donc : S.S.A est donc $\beta = 0.968$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.43 \times 10^3}{0.968 \times 12 \times 348} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 14.623 = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.39 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\mu_b = 0.021 \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.39 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

❖ **Dans le sens y-y :**

➤ **En travée:**

$$M_t = 0.85 \times 11.74 = 10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_b = 0.05 \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc : S.S.A est donc : } \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10 \times 10^3}{0.974 \times 12 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 11.74 = 3.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\mu_b = 0.017 \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.52 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

Zone	Sens	M _u (KN. m)	μ _b	β	A _s (cm ²)	A adoptée (cm ²)		S _t (cm)
Sur appuis	X-X	4.39	0.021	0.989	1.06	3.92	5HA10	20
	Y-Y	3.52	0.017	0.991	0.85	3.92	5HA10	20
En travée	X-X	12.43	0.061	0.968	3.07	3.92	5HA10	20
	Y-Y	10	0.05	0.974	2.46	3.92	5HA10	20

Tableau III.6.1 : résumé des résultats

III.6.3 : Vérification à L'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{ht}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$ avec : ρ_0 taux d'armatures dans chaque direction.

$\rho_0 = 0.8\%$, pour les HA, FeE400 et FeE500.

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{200}{215}\right) = 1.24 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis : $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.24 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- Sur travées : $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.24 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

B- Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h_t$ et 25cm.

$$S_t = 20\text{cm} \leq (2h_t = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \quad \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm ;

$$S_t = 20\text{cm} \leq (3h_t = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \quad \text{condition vérifiée.}$$

C- Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42)

$$P \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

h_t : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$P=10t \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^2}{1.5} = 47.25t \text{ condition vérifiée}$$

D- Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U = V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2v+u} = \frac{100}{2 \times 1.05 + 1.05} = 31.75 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{100}{3 \times 1.05} = 31.75 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{31.75 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.265 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

E- Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq h_0/10$

$$\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

Donc : $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ condition vérifiée

III.6.4 : Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

À l'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.100$; $M_2 = 0.080$

$$\text{➤ } M_{x1} = 100(0.100 + 0.2 \times 0.080) = 11.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_{y1} = 100(0.2 \times 0.100 + 0.080) = 10 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\text{➤ } M_{x2} = \mu_x q_s Lx^2$$

$$\text{➤ } M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\mu_x = 0.0428 \quad ; \quad \mu_y = 0.841 \quad \text{A l'ELS : } q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{➤ } M_{x2} = 0.0428 \times 4.75 \times 2^2 = 0.8132 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_{y2} = 0.841 \times 0.8132 = 0.6839 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$\text{➤ } M_x = 11.6 + 0.8132 = 12.4132 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_y = 10 + 0.6839 = 10.6839 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage de la dalle :

$$M_x = 12.4132 \text{ KN.m} ; M_y = 10.6839 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

Dans le sens x-x :

➤ **En travée:**

$$M_t = 0.85 \times 12.4132 = 10.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{10.55 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu_s = 0.052 \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.973$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.55 \times 10^3}{0.973 \times 12 \times 348} = 2.6 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 12.4132 = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{3.72 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_s = 0.018 \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.72 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.9 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

Dans le sens y-y :

➤ **En travée:**

$$M_t = 0.85 \times 10.6839 = 9.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{9.08 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu_b = 0.044 \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.08 \times 10^3}{0.978 \times 12 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 10.6839 = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.21 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_b = 0.016 \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.52 \times 10^3}{0.992 \times 12 \times 348} = 0.85$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.6.5 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :(Art A.4.5.3.3 ,BAEL91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Pour les aciers HA : $\emptyset \geq 6 \text{ mm} \longrightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

Dans le sens x-x :

➤ **En travée:**

$$M_t = 10.55 \text{ KN.m}; A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.327 \text{ D'où : } K_1 = 40.56 ; \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{10.55 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 246.46 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 246.46 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ condition non vérifiée donc on doit augmenter la section d'armature qui est de : **5HA10=3.92cm² à :**

5HA12=5.65cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.470 \text{ D'où : } K_1 = 33.08 ; \beta_1 = 0.896$$

$$\sigma_s = \frac{10.55 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 173.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 173.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.36 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{173.67}{33.08} = 5.25 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 3.72 \text{ KN.m; } A_a = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.327 \text{ D'où : } K_1 = 40.56 ; \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{3.72 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 86.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 86.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{86.90}{40.56} = 2.14 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y :

➤ **En travée:**

$$M_t = 9.08 \text{ KN.m; } A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.327 \text{ D'où : } K_1 = 40.56 ; \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.08 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 212.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 212.12 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ condition non vérifiée donc on doit augmenter la section d'armature qui est de : **5HA10=3.92cm²** à :

5HA12=5.65cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.470 \text{ D'où : } K_1 = 33.08 ; \beta_1 = 0.896$$

$$\sigma_s = \frac{9.08 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 149.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 149.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{149.47}{33.08} = 4.52 \text{ MPa} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis : $M_a = 3.21 \text{ KN.m}$; $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.327 \quad \text{D'où : } K_1 = 40.56 ; \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{3.21 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{75}{40.56} = 1.85 \text{ MPa} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **5HA12=5.65cm² aux travées.**
- **5HA10=3.92 cm² aux Appuis.**
- **Espacement $S_t=20 \text{ cm}$**

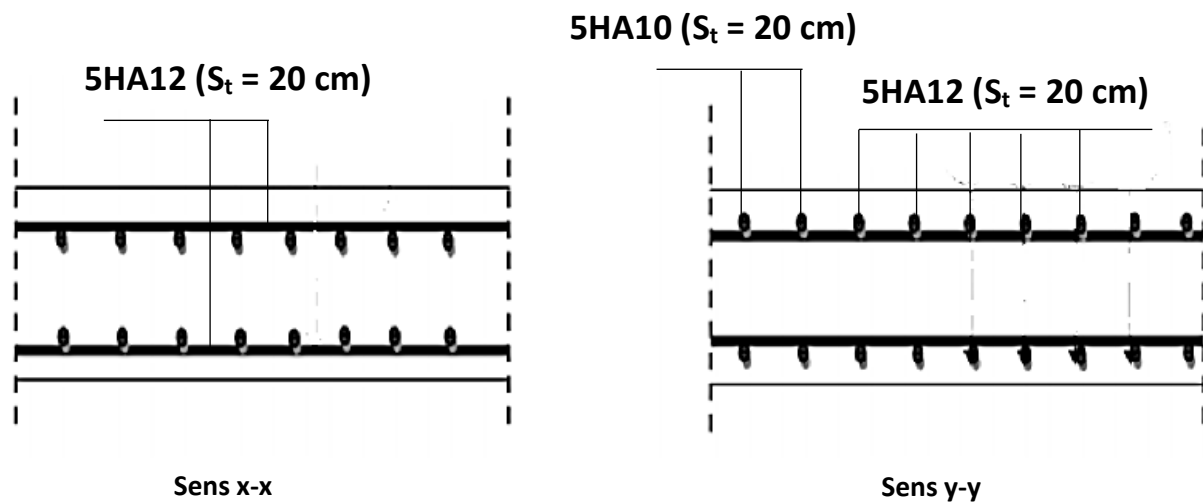


Figure.III.6.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III.7 : Plancher en dalle pleine :**III.7.1 : Introduction :**

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur 10 à 20 cm ou plus elles reposent avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis constitués par des poutres ou des murs, elles ont pour rôle :

- Résistance (supporter leur poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation).
- L'isolation thermique et acoustique.
- La protection contre l'incendie.

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories :

- Dalle pleine sur appuis continus.
- Dalle pleine sur appuis ponctuels.

Les dalles pleines sur appuis continus (comme dans notre cas) peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule. **(BAEL-Art-5.21)**

Principe de la méthode :

Soit L_x et L_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur.

- Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.
- Nous définissons :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } L_x < L_y$$

- Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (L_x)

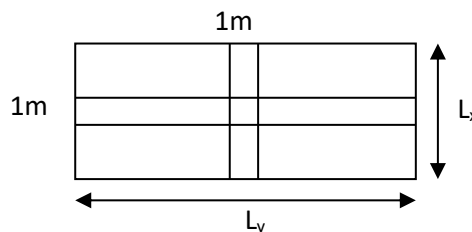
Au centre de la dalle, pour une bande de 1 m de largeur : $M_{0x} = \frac{q L_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$

- Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ panneau travaille dans les deux sens L_x et L_y .

Au centre de la dalle :

$$\text{Sens x-x : } M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$\text{Sens y-y : } M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$



μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson ν .

$$\text{Vérification : } \frac{M_{0y}}{M_{0x}} \geq 0.25$$

III.7.2 : Epaisseur de la dalle :

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

$$h_t = L_x/30 = 350/30 = 11.66\text{cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t > 12\text{cm}$; on adopte une hauteur

$$h_t = 15\text{cm}.$$

➤ **Sollicitations dans le panneau :**

a. Charges permanentes G :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques KN/m^3	Charges (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.03	22	0.66
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloison	0.10	9	0.9
Charge permanente totale			Gt = 6.49KN/m²

Tableau III.7.1: charges permanente de la dalle pleine

b. Charge d'exploitation Q :

Sollicitation	Charge d'exploitation Q :
1.5×1m	1.5 KN/ml

Tableau III.7.2: charges d'exploitation de la dalle pleine

❖ **Combinaisons de charges :**

➤ **A L'ELU :** On a : $G=6.49\text{KN/ml}$; $Q=1.5\text{KN/ml}$; $v=0$ et $qu=$
 $(1.35G+1.5Q) \times 1\text{m}$

$$qu = (1.35 \times 6.49 + 1.5 \times 1.5) \times 1\text{m}$$

$$qu = 11.01 \text{ KN/ml}$$

➤ **A L'ELS :** On a : $G=6.49\text{KN/ml}$; $Q=1.5\text{KN/ml}$ et $q_s = (G+Q) \times 1\text{m}$
 $q_s = (6.49 + 1.5) \times 1\text{m}$

$$q_s = 8 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :
Calcul à l'E.L.U :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules suivantes : $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$;
 $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4.40} = 0.8$ On a : $0.4 \leq \rho \leq 1$ Donc La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.93$ nous donne d'après les tableaux de FIGUEAU : $\mu_x = 0.0565$; $\mu_y = 0.595$

Poids propre de la dalle : $G = 6.49$ KN/ml

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à $Q = 1.5$ KN/ml

$q_u = 11.01$ KN/ml ; $q_s = 8$ KN/ml

Les moments à l'ELU :

➤ $M_{0x} = 0.0565 \times 11.01 \times 3.50^2 = 7.62$ KN.m

➤ $M_{0y} = 0.595 \times 10.20 = 4.53$ KN.m

$\frac{M_{0x}}{M_{0y}} = \frac{7.62}{4.53} = 1.68 \geq 0,25$ condition vérifiée

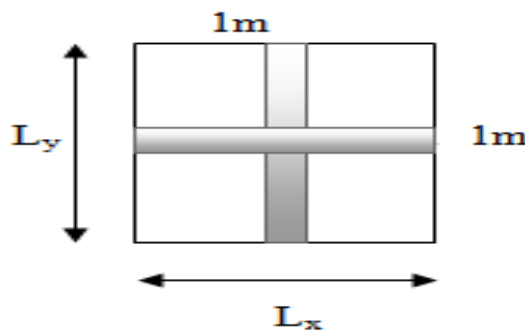


Figure III.7.1 : Schéma de dalle travail dans les 2 sens.

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% (0.85) en travée et 70% (0.3) aux appuis.

III.7.3 : Ferrailage de la dalle à E.L.U :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

➤ $b = 100$ cm

$$\triangleright d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\triangleright c = 3 \text{ cm}$$

a. Dans le sens x-x :

\(\triangleright\) En travée:

$$M_t = 0.85 \times 7.62 = 6.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6.48 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_b = 0.032 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.43 \times 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

\(\triangleright\) Aux appuis :

$$M_a = 0.3 \times 7.62 = 2.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2.29 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_b = 0.011 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.29 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92cm² Avec : St=20 cm**

b. Dans le sens y-y :

\(\triangleright\) En travée :

$$M_t = 0.85 \times 4.53 = 3.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{3.85 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_b = 0.018 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.85 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0.3 \times 4.53 = 1.360 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.360 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0067$$

$$\mu_b = 0.0067 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_{fe}}{\gamma_s}} = \frac{1.360 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/1l=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

Zone	Sens	M _u (KN. m)	μ _b	β	A _s (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)	
Sur appuis	X-X	2.29	0.011	0.995	0.55	3.92	5HA10	20
	Y-Y	1.360	0.0067	0.997	0.33	3.92	5HA10	20
En travée	X-X	6.48	0.032	0.984	3.03	3.92	5HA10	20
	Y-Y	3.85	0.018	0.991	0.93	3.92	5HA10	20

Tableau III.7.3: Résumé des résultats

III.7.4 : Vérification à L'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{ht}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction.}$$

$\rho_0 = 0.8\%$, pour les HA, FeE400 et FeE500.

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{350}{440} \right) = 1.32 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ Sur travées : $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

B- Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art A.5.1 ,211) :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

➤ Sens x-x : $T_u = q_u \frac{L_x}{2} = 11.01 \frac{3.50}{2} = 19.27 \text{ KN}$

➤ Sens y-y : $T_u = q_u \frac{L_y}{2} = 11.01 \frac{4.40}{2} = 24.22 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{24.22 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.20 \text{ MPa}$$

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

On remarque que $\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée

C-Vérification de l'ancrage rectiligne des barres (BAEL 91/ Modifié 99 Art. A.6.1, 221):

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.83} = 353.35 \text{ mm} = 35.34 \text{ cm}$$

D-Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 91/ Modifié 99 Art. A.6.1, 3) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} ; \sum u_i = \text{désignant la somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.22 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 1.43 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

E-Diamètre minimal des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.7.21) :

$$\text{On doit vérifier que } \phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \quad \text{donc } 10 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

condition vérifiée

F- Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL 91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement réparti ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h_t$ et 25cm.

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (2h_t = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \text{condition vérifiée.}$$

Dans la direction perpendiculaire, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm.

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (3h_t = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.7.5 : Vérification à L'ELS :

Les moments sont donnés par les formules suivantes : $M_{0x} = \mu_x q_s L_x^2$;
 $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

$\rho = 0.8$ nous donne d'après les tableaux de FIGUEAU : $\mu_x = 0.0565$; $\mu_y = 0.595$

Poids propre de la dalle : $G = 6.49$ KN/ml

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à $Q = 1.5$ KN/ml

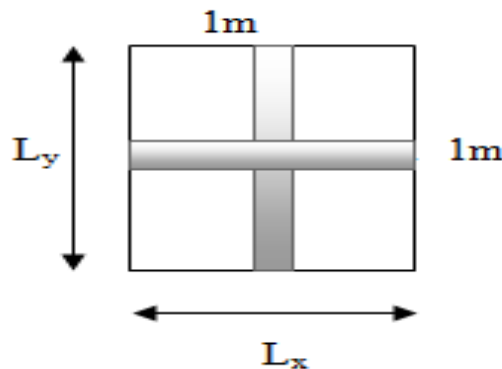
$q_s = 6.49 + 1.5 = 8$ KN/ml

Les moments à L'ELS :

$$\text{➤ } M_{0x} = 0.0565 \times 8 \times 3.50^2 = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_{0y} = 0.595 \times 5.54 = 3.30 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{0x}}{M_{0y}} = \frac{5.54}{3.30} = 1.68 \geq 0,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$



Afin de tenir compte au semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% (0.85) en travée et 70% (0.3) aux appuis

III.7.6 : Ferrailage de la dalle à E.L.S :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

- $b = 100$ cm
- $d = h_0 - c = 15 - 3 = 12$ cm
- $c = 3$ cm

Dans le sens x-x :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 5.54 = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.71 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_b = 0.023 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.71 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 5.54 = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.66 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu_b = 0.008 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.66 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92cm² Avec : St=20 cm**

Dans le sens y-y :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 3.30 = 2.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.81 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.993$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.81 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 3.30 = 1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.005$$

$$\mu_b = 0.005 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc S.S.A est donc } \beta = 0.998$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1 \times 10^3}{0.998 \times 12 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/MI=3.92 cm² Avec : St=20 cm**

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :(Art A.4.5.3.3 ,BAEL91) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Pour les aciers HA : $\varnothing \geq 6\text{mm} \rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

Dans le sens x-x :

➤ **En travée:**

$$M_t = 4.71 \text{ KN.m} ; A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.327 \text{ D'où : } K_1 = 40.56 ; \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{4.71 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 110.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 110.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{110.03}{40.56} = 2.71 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 1.66 \text{ KN.m} ; A_a = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.327 \text{ D'où : } K_1 = 40.56 ; \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{1.66 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 38.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 38.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{38.78}{40.56} = 0.96 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans le sens y-y :

➤ En travée:

$$M_t = 2.81 \text{ KN.m}; A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.327 \text{ D'où : } K_1 = 40.56 ; \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{2.81 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 65.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 65.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{65.64}{40.56} = 1.62 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis : $M_a = 1 \text{ KN.m}; A_a = 3.92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.327 \text{ D'où : } K_1 = 40.56 ; \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{1 \times 10^6}{0.910 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 23.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 23.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{23.36}{40.56} = 0.58 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- 5HA10=3.92 cm² aux travées.
- 5HA10=3.92 cm² aux Appuis.
- Espacement St=20 cm.

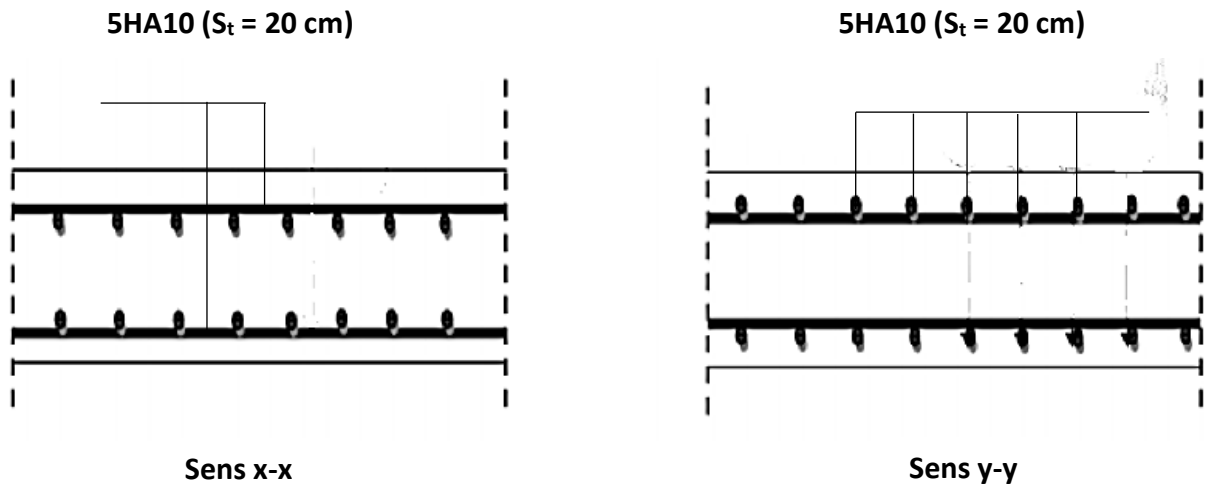


Figure.III.7.2 : Ferrailage de la dalle pleine

CHAPITRE IV

Modélisation et vérifications de la structure



Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité. Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

IV.1 Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.2 : Méthode de calcul :

On distingue deux cas :

- Calcul statique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).
- Calcul dynamique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :
 - ✓ La méthode statique équivalente.
 - ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
 - ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.3 : Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.4 : Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le **RPA99/version 2003**.
5. Définition des charges statiques (G, Q).
6. Définition de la charge sismique E.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

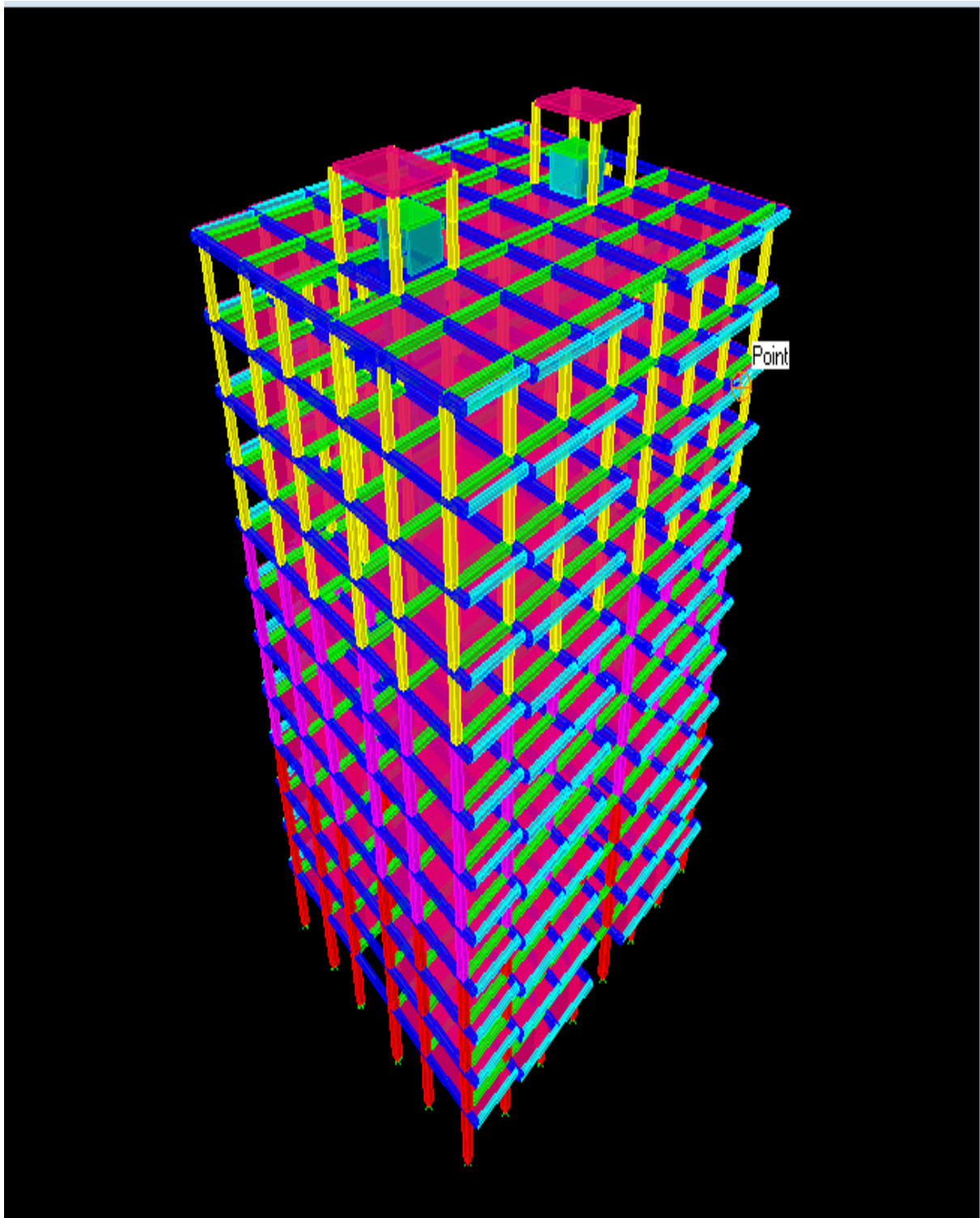


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure

IV.5 vérifications aux exigences du RPA

a. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

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

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 40.8$ m
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T = 0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0.05(40.8)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0.807 \text{ sec}$$

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

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA} = 0.807 + 0.242 = 1.049 \text{ s}$$

- ✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le $T_{analytique}$

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1,004792	69,9944	0,2861	0,0000	69,9944	0,2861	0,0000	0,4087
	2	0,963206	0,2939	68,7762	0,0000	70,2883	69,0624	0,0000	98,2652
	3	0,781848	0,0005	0,0098	0,0000	70,2888	69,0721	0,0000	0,0170
	4	0,260094	16,1362	0,0027	0,0000	86,4250	69,0748	0,0000	0,0003
	5	0,240355	0,0019	17,5667	0,0000	86,4269	86,6415	0,0000	0,9758
	6	0,194894	0,0000	0,0028	0,0000	86,4270	86,6443	0,0000	0,0005
	7	0,120151	6,9639	0,0001	0,0000	93,3909	86,6444	0,0000	0,0000
	8	0,110085	0,0001	7,3372	0,0000	93,3910	93,9816	0,0000	0,2769
	9	0,090374	0,0000	0,0014	0,0000	93,3910	93,9829	0,0000	0,0002
	10	0,076577	0,0000	0,0004	0,0000	93,3910	93,9834	0,0000	0,0000
	11	0,074263	0,0001	0,9483	0,0000	93,3911	94,9317	0,0000	0,0143
	12	0,073607	1,9849	0,0000	0,0000	95,3760	94,9317	0,0000	0,0000

Figure IV.2 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

T analytique (ETABS) c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau précédant en fonction des modes propres de vibrations

Donc : T analytique = 1.004 sec

Donc on a :

$$T = 0.807s < T_{ETABS} = 1.004s < T_{maj} = 1.049 \text{ s} \quad \text{les période est vérifiée}$$

b. Vérification de l'excentricité :

le RPA99 vs 2003 (article 4.3.7), dicte que :

$$e_x = 0.05 L_x$$

$$e_y = 0.05 L_y$$

On doit vérifier :

$$CM_x - CR_x < 0.05 L_x$$

$$CM_y - CR_y < 0.05 L_y$$

Avec :

CM : le centre de masse.

CR : le centre de torsion.

$L_x = 24.8$ m.

$L_y = 19.3$ m.

Story	XCM	XCR	XCM- XCR	0,05L _x	obs	YCM	YCR	YCM- YCR	0,05L _y	obs
RDC	12,247	11,751	0,496	1,24	cv	9,447	9,424	0,023	0,965	cv
1	12,25	11,946	0,304	1,24	cv	9,45	9,42	0,03	0,965	cv
2	12,25	12,033	0,217	1,24	cv	9,45	9,422	0,028	0,965	cv
3	12,25	12,082	0,168	1,24	cv	9,45	9,424	0,026	0,965	cv
4	12,25	12,114	0,136	1,24	cv	9,45	9,425	0,025	0,965	cv
5	12,25	12,138	0,112	1,24	cv	9,45	9,427	0,023	0,965	cv
6	12,25	12,156	0,094	1,24	cv	9,45	9,429	0,021	0,965	cv
7	12,25	12,169	0,081	1,24	cv	9,45	9,43	0,02	0,965	cv
8	12,25	12,181	0,069	1,24	cv	9,45	9,432	0,018	0,965	cv
9	12,25	12,19	0,06	1,24	cv	9,45	9,433	0,017	0,965	cv
10	12,25	12,198	0,052	1,24	cv	9,452	9,435	0,017	0,965	cv
TER	12,25	12,205	0,045	1,24	cv	9,45	9,436	0,014	0,965	cv
DSM	12,25	12,211	0,039	1,24	cv	9,45	9,438	0,012	0,965	cv
TER 2	12,25	12,23	0,02	1,24	cv	9,45	9,444	0,006	0,965	cv

Tableau.IV.1 centre de torsion et centre de masse de la structure

c. Nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

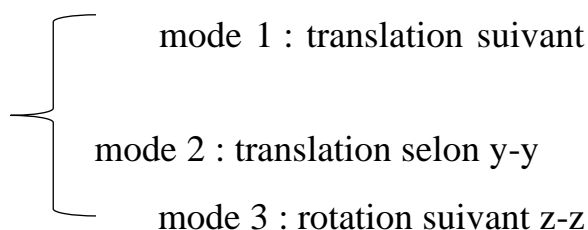
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	1,004792	69,9944	0,2861	69,9944	0,2861	0,0000	0,0011
2	0,963206	0,2939	68,7762	70,2883	69,0624	0,0000	0,0139
3	0,781848	0,0005	0,0098	70,2888	69,0721	0,0000	69,3129
4	0,260094	16,1362	0,0027	86,4250	69,0748	0,0000	0,0000
5	0,240355	0,0019	17,5667	86,4269	86,6415	0,0000	0,0037
6	0,194894	0,0000	0,0028	86,4270	86,6443	0,0000	17,5709
7	0,120151	6,9639	0,0001	93,3909	86,6444	0,0000	0,0000
8	0,110085	0,0001	7,3372	93,3910	93,9816	0,0000	0,0010
9	0,090374	0,0000	0,0014	93,3910	93,9829	0,0000	6,4928
10	0,076577	0,0000	0,0004	93,3910	93,9834	0,0000	0,9760
11	0,074263	0,0001	0,9483	93,3911	94,9317	0,0000	0,0017
12	0,073607	1,9849	0,0000	95,3760	94,9317	0,0000	0,0000

Figure IV.3. Les modes des étages de la structure

- La condition du RPA se vérifié au 8^{ème} mode

x-x

- Les trois premiers modes sont vérifiés



d. Système de contreventement :

Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinal et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voiles), afin de définir le type de contreventement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette

classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R [tableau 4.3 RPA]

LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT (RPA 99 3.4)

1.a: Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

1.b: Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie Rigide

2 : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

3 : Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

4.a : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles

4.b : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

JUSTIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :

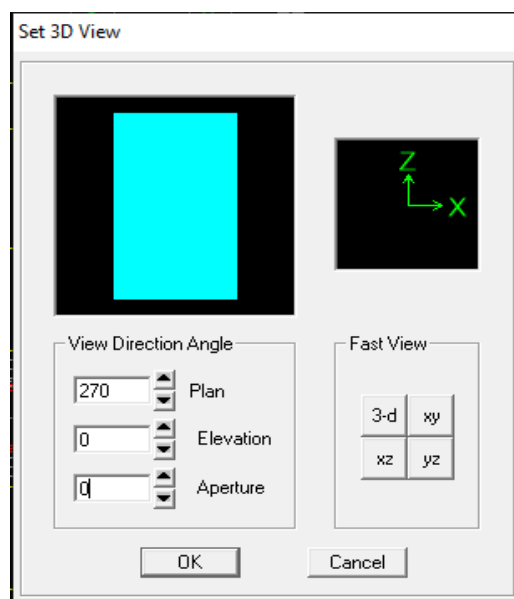
Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

On doit extraire les charges suivantes qui nous conduira a opté pour le système contreventement de notre structure :

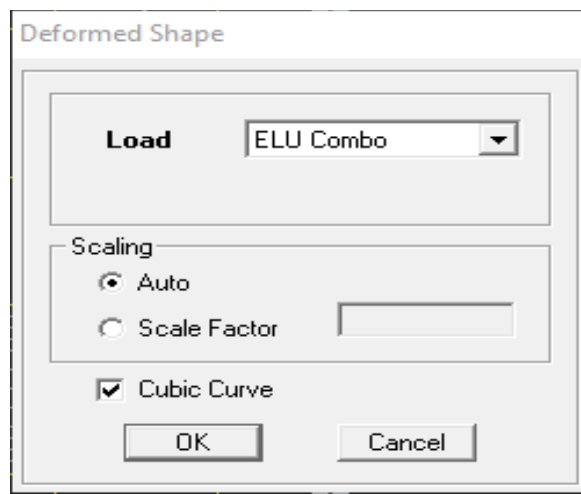
- Charges verticales repris par les voiles
- Charges verticales repris par les portiques
- Charges sismiques repris par les portiques et les voiles selon x-x et y-y

Les charges verticales repris par les voiles (tiré du logiciel ETABS) :

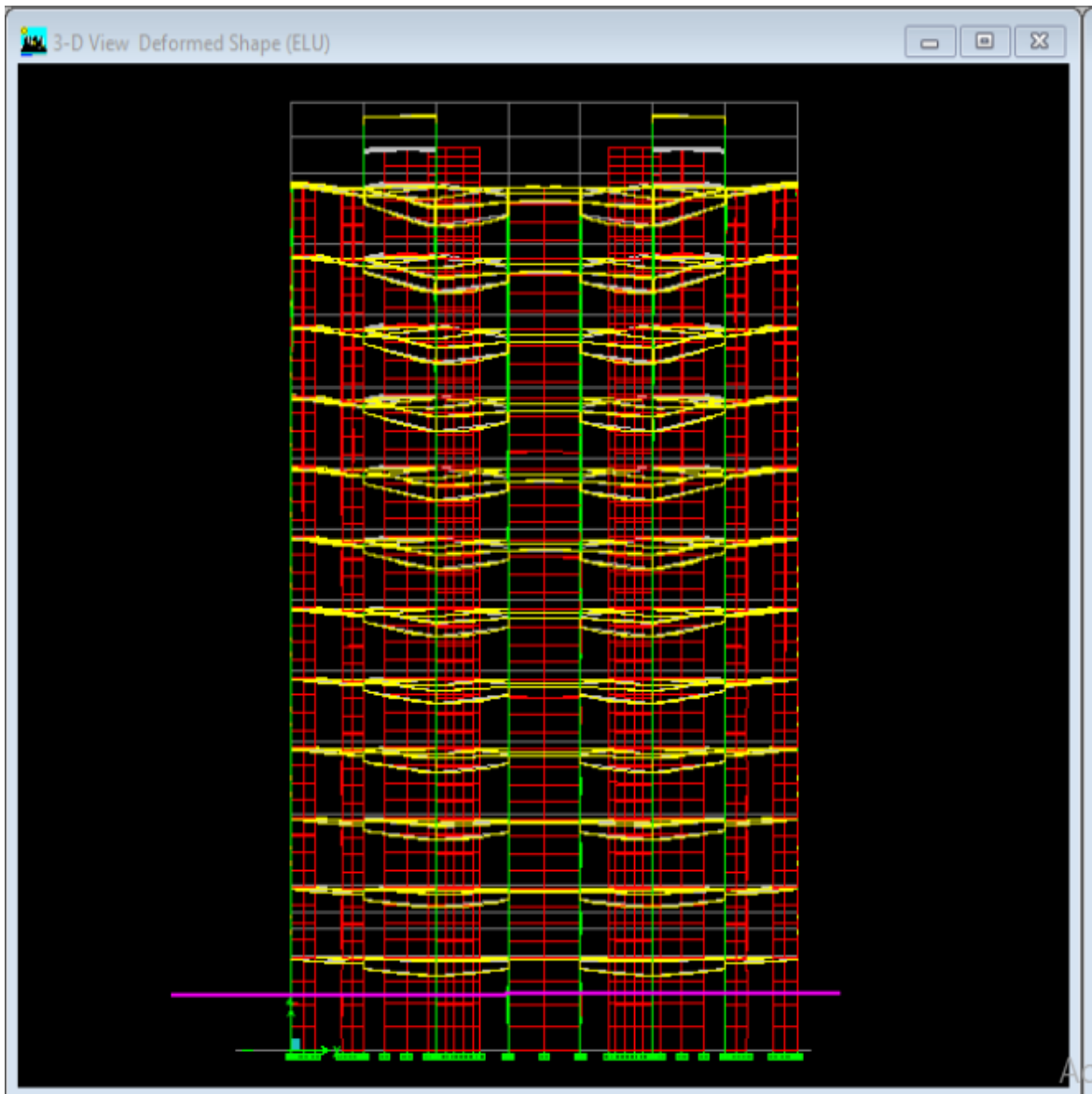
View → **set 3D view**



Display → show deformed shape



Draw → section cut



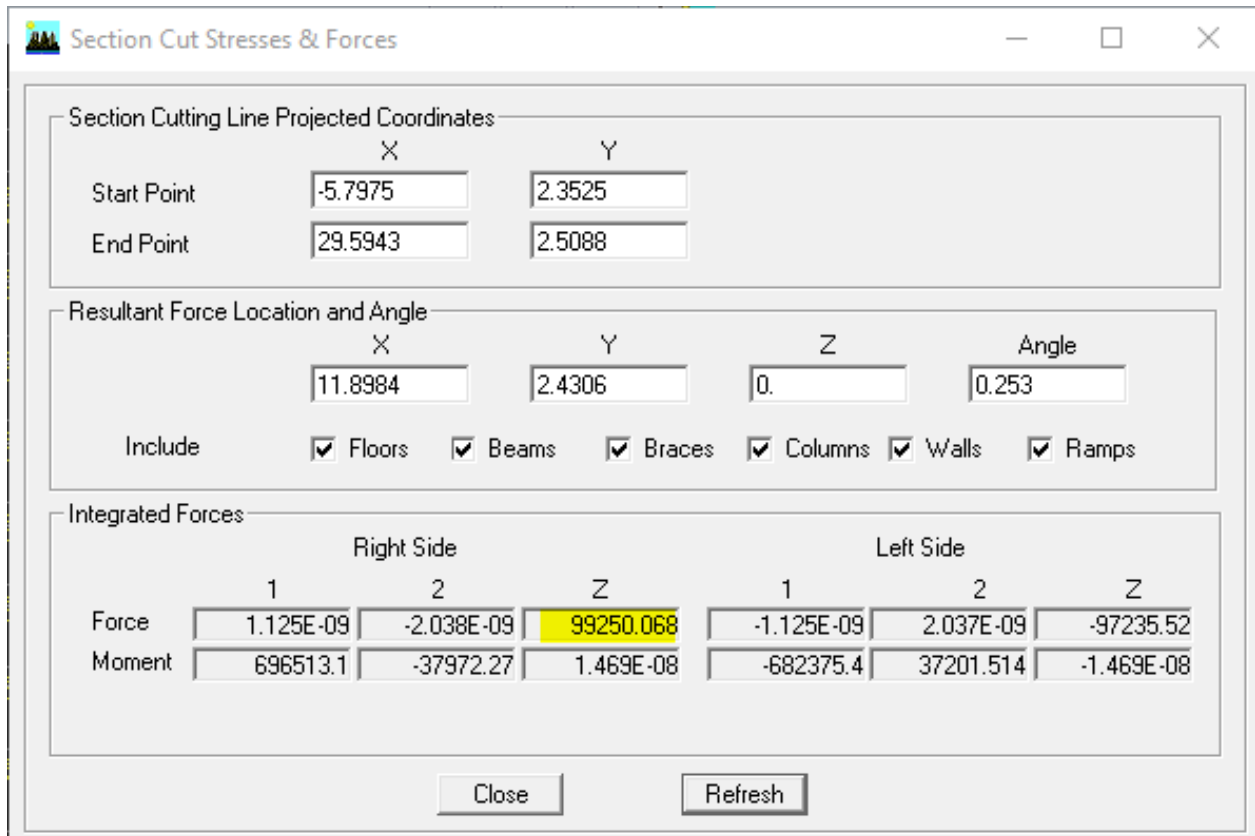


Figure IV.4 : La somme des efforts verticaux repris par tous les éléments (R.D.C).

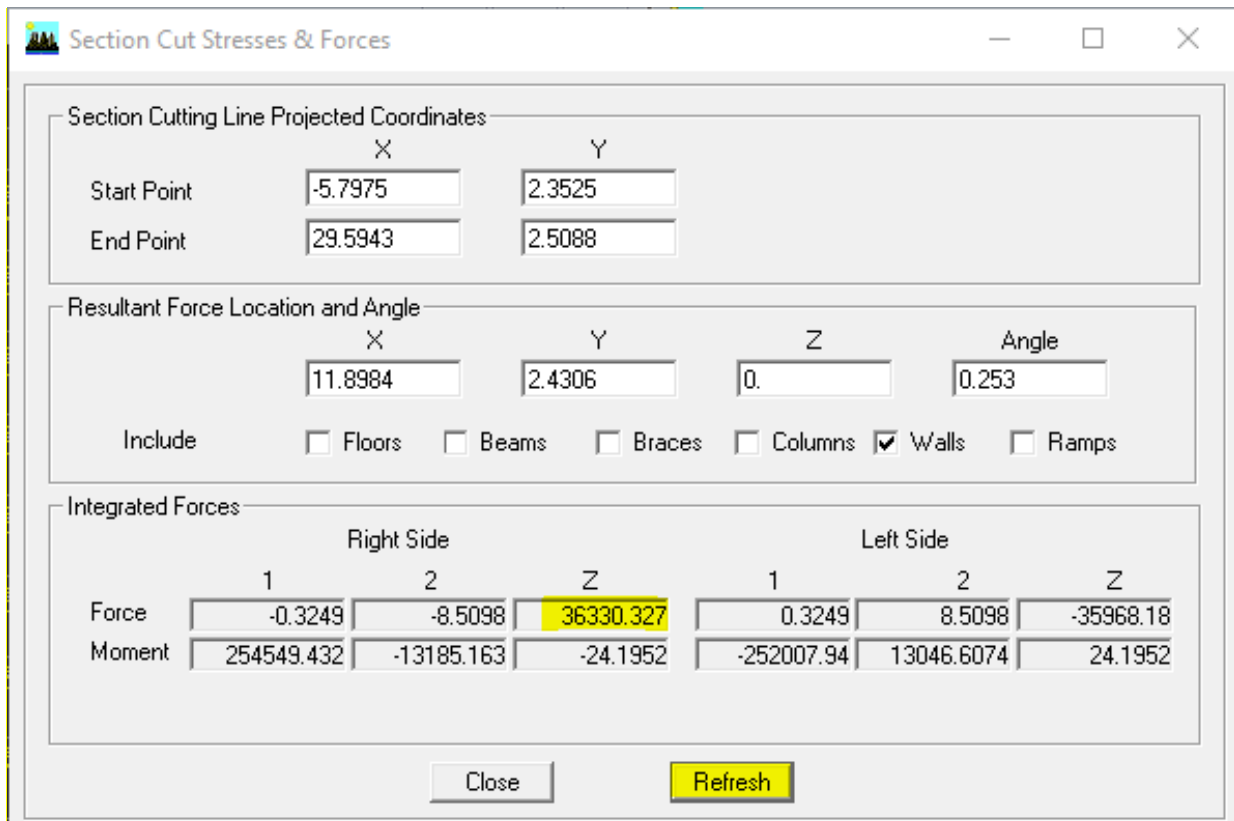


Figure IV.5 : La somme des efforts verticaux repris par les voiles (R.D.C).

En refais les mêmes étapes précédentes pour chaque étage ; on obtient le pourcentage % des charges verticales reprises par les voiles de chaque étage :

Etage	Charge reprise par tous les éléments	Charge reprise par les voiles	% des charges reprises par les voiles
RDC	99250.068	36330.327	36.6048384
1	90156.63	33862.557	37.5596969
2	81286.431	31071.8666	38.2251579
3	72416.233	29398.5348	40.5966088
4	63718.504	26357.9798	41.3662879
5	58774.201	24094.8576	40.9956362
6	50363.557	22053.6412	43.7888873
7	41715.419	18475.1289	44.2884893
8	33262.332	14904.1342	44.8078451
9	24867.319	11752.1385	47.2593708
10	16629.1639	8046.3412	48.3869258
11	8391.0087	4049.1328	48.2556144
12	870.319	459.3582	52.7804403
13	461.3965	0	0

Tableau IV.2 : charges verticales reprises par les voiles.

Conclusion :

Les voiles de chaque étage reprennent plus de 20% des sollicitations verticales, ce qui nous conduit directement et sans vérifier :

- Les Charges verticales reprises par les portiques
- Charges sismiques reprises par les portiques et les voiles

Au système de contreventement :

2 : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.
- Le coefficient de comportement $R = 3.5$

e. Vérification de l'effort tranchant a la base

Selon le RPA 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 déterminées par la méthode statique équivalente (**RPA 2003 Art 4.2**). La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\text{Soit : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{Art 4, 2,3) RPA99}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : A= 0.15.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7 de RPA)

$$T_2 = (s_3) 0.5 \text{ s}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 de RPA})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 de RPA**)

Remplissage dense et contreventement voile $\xi = 10$

D'où : $\eta = 0.76 > 0.7$

- **T** : La période fondamentale donnée par le logiciel ETABS, T = 1.004 s.

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \text{car} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

Donc : **D = 1.19**

R : coefficient de comportement global de la structure Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

$$\mathbf{R = 3.5} \quad \text{(4.3 RPA 99)}$$

Q : **Facteur de qualité**, P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction au nom du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Calcul de Q : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

➤ Tableau donnant les critères de qualités tableau (RPA 4.4)

Critères q	Sens X-X	Sens Y-Y
	Pénalité P_q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Q = 1.10	Q = 1.10

Tableau IV.3: Tableau donnant les critères de qualités

W : poids total de la structure, donné par ETABS

Display \longrightarrow show tables \longrightarrow on sélectionne la combinaison poids

Building out put \longrightarrow table : story chear

Edit \longrightarrow copy entier table

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TTT	POIDS	Top	276,23	0,00	0,00	0,000	2610,355	-3383,793
TTT	POIDS	Bottom	313,71	0,00	0,00	0,000	2964,588	-3842,984
DSM	POIDS	Top	438,45	0,00	0,00	0,000	4143,381	-5371,049
DSM	POIDS	Bottom	610,58	0,00	0,00	0,000	5769,962	-7479,581
TERRASSE	POIDS	Top	4517,06	0,00	0,00	0,000	42686,245	-55334,022
TERRASSE	POIDS	Bottom	5771,66	0,00	0,00	0,000	54542,215	-70702,872
10	POIDS	Top	9752,00	0,00	0,00	0,000	92156,447	-119462,061
10	POIDS	Bottom	11102,11	0,00	0,00	0,000	104914,829	-136000,864
9	POIDS	Top	15082,45	0,00	0,00	0,000	142529,061	-184760,054
9	POIDS	Bottom	16432,56	0,00	0,00	0,000	155287,444	-201298,856
8	POIDS	Top	20412,90	0,00	0,00	0,000	192901,675	-250058,046
8	POIDS	Bottom	21900,71	0,00	0,00	0,000	206961,323	-268283,674
7	POIDS	Top	25881,05	0,00	0,00	0,000	244575,555	-317042,863
7	POIDS	Bottom	27368,86	0,00	0,00	0,000	258635,202	-335268,491
6	POIDS	Top	31349,20	0,00	0,00	0,000	296249,434	-384027,681
6	POIDS	Bottom	32837,00	0,00	0,00	0,000	310309,081	-402253,308
5	POIDS	Top	36817,35	0,00	0,00	0,000	347923,313	-451012,498
5	POIDS	Bottom	38461,21	0,00	0,00	0,000	363457,727	-471149,861
4	POIDS	Top	40325,19	0,00	0,00	0,000	381072,300	-493983,567
4	POIDS	Bottom	41969,06	0,00	0,00	0,000	396606,714	-514120,930
3	POIDS	Top	45949,40	0,00	0,00	0,000	434220,946	-562880,119
3	POIDS	Bottom	47593,26	0,00	0,00	0,000	449755,360	-583017,482
2	POIDS	Top	51573,61	0,00	0,00	0,000	487369,592	-631776,671
2	POIDS	Bottom	53391,89	0,00	0,00	0,000	504552,275	-654050,679
1	POIDS	Top	57372,23	0,00	0,00	0,000	542166,507	-702809,869
1	POIDS	Bottom	59190,52	0,00	0,00	0,000	559349,191	-725083,877
RDC	POIDS	Top	63170,86	0,00	0,00	0,000	596963,422	-773843,066
RDC	POIDS	Bottom	65457,96	0,00	0,00	0,000	618511,579	-801738,154

Figure IV.6 poids totale de la structure

On a $W = 65457.96 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } V_{XX} = V_{YY} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.19 \times 1.2}{3.5} \times 65457.96 = 4006.027 \text{ KN}$$

Effort tranchant donné par ETABS

Sens x-x

$$V_{\text{etabs}} = 3806.52 \text{ KN} > 80\% 4006.027 = 3204.82 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$V_{\text{EATBS}} = 3876.38 \text{ KN} > 80\% 4006.027 = 3204.82 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

f. Vérification des déplacements relatifs : Art 5.10 RPA 99 version 2003

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

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit: $\Delta K = R \delta_{ek}$

R : Coefficient de comportement ($R=3.5$).

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

D'après le RPA 99 (art article 4-43) : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$. Donc : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\%he$

Etage	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$ EX	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	he	1%he	Obs
TER 2	0.0351	0.0014	0.0339	0.0014	153	1.53	C.V
DSM	0.0337	0.0013	0.0325	0.0014	153	1.53	C.V
TER	0.0324	0.0027	0.0311	0.0028	306	3.06	C.V
10	0.0297	0.0028	0.0283	0.0029	306	3.06	C.V
9	0.0269	0.0029	0.0254	0.0031	306	3.06	C.V
8	0.024	0.0031	0.0223	0.003	306	3.06	C.V
7	0.0209	0.0032	0.0193	0.0031	306	3.06	C.V
6	0.0177	0.0032	0.0162	0.0031	306	3.06	C.V
5	0.0145	0.0032	0.0131	0.003	306	3.06	C.V
4	0.0113	0.0031	0.0101	0.0028	306	3.06	C.V
3	0.0082	0.0028	0.0073	0.0025	306	3.06	C.V
2	0.0054	0.0024	0.0048	0.0021	306	3.06	C.V
1	0.003	0.0018	0.0027	0.0016	306	3.06	C.V
RDC	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	4.08	4.08	C.V

TABLEAU IV-4 : Vérifications de déplacements inter-étages suivant EX et EY.

j. Vérification de déplacement maximal

On vérifie le déplacement MAX que subit la structure avec la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{40.8}{500} = 0.0816 \text{ m}$$

Avec :

δ_{\max} : Déplacement maximal de la structure.

f_{adm} : La flèche admissible.

Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

Display \longrightarrow show story reponse plots

Dans le sens longitudinal :

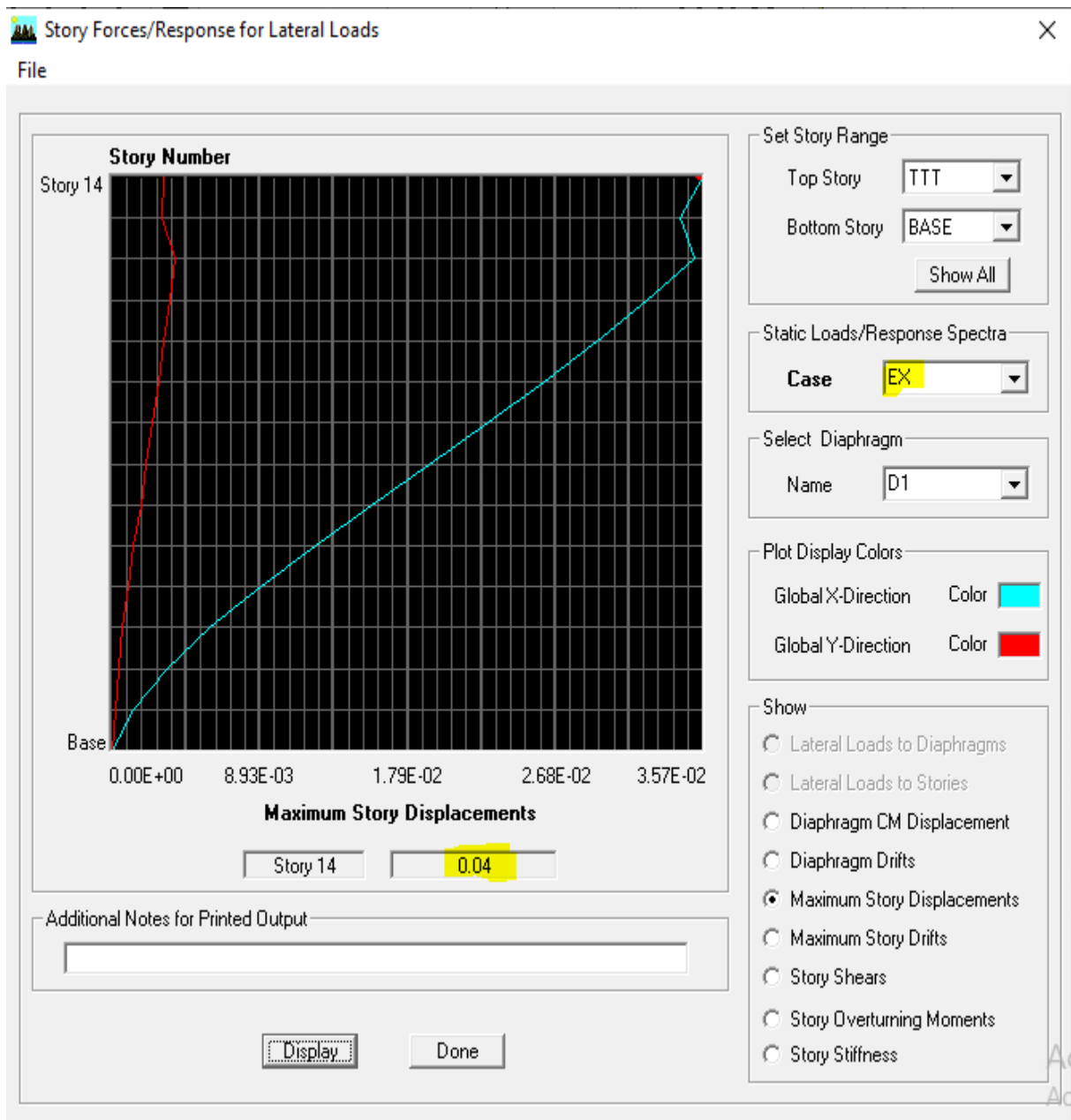


Figure IV.6 : Déplacement maximal suivant X-X

Dans le sens transversal :

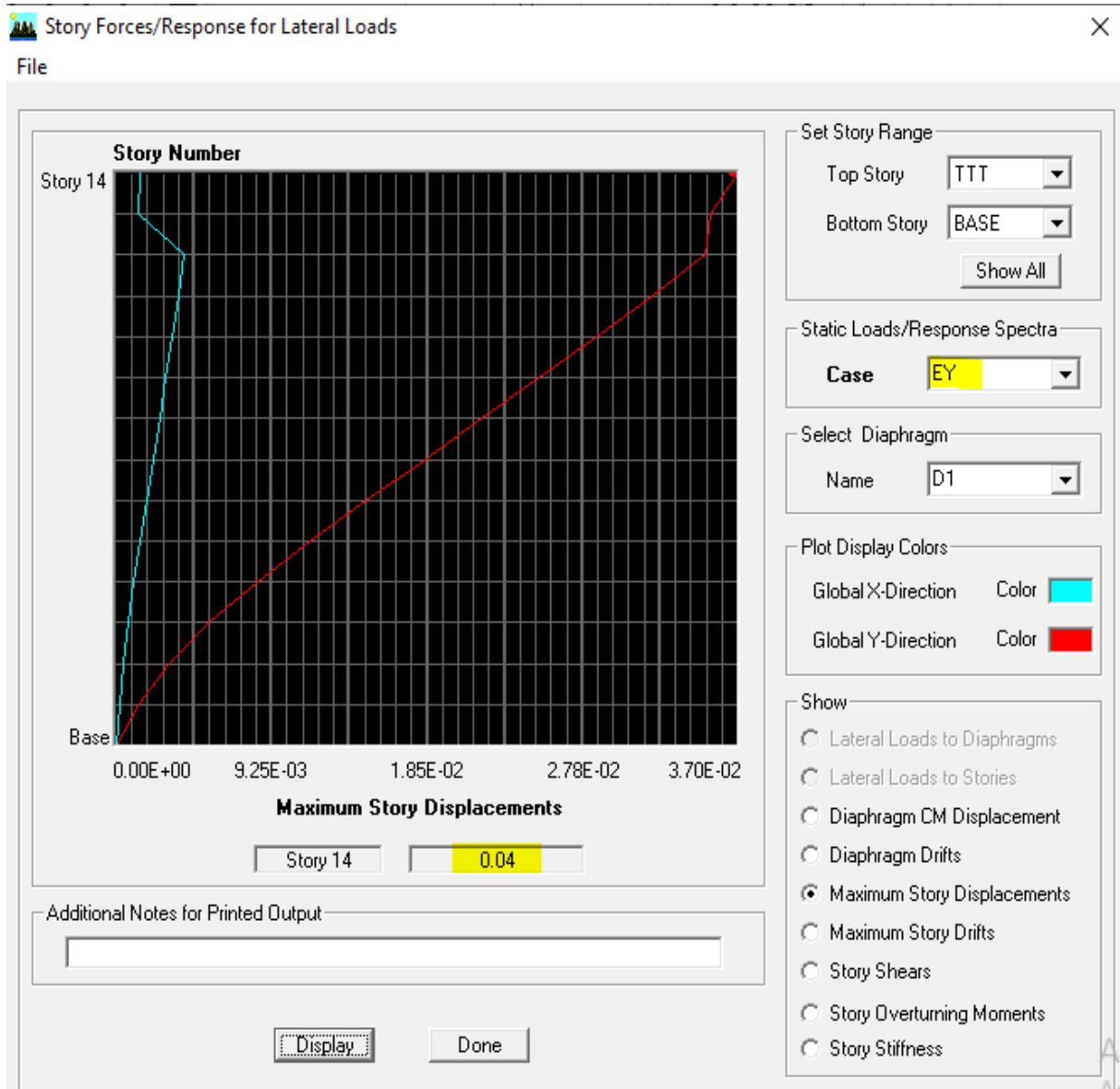


Figure IV.7 : Déplacement maximal suivant Y-Y

Donc d’après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X : $\delta_{\max} = 0.04 \text{ m}$

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y : $\delta_{\max} = 0.04 \text{ m}$

$$\delta_{\max \text{ x-x}} = 0.04 \text{ m} < f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{40.8}{500} = 0.0816 \text{ m} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\delta_{\max \text{ y-y}} = 0.04 \text{ m} < f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{40.8}{500} = 0.0816 \text{ m} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

g. Vérification de l'effet P-Delta Art 5.9 RPA 99 version 2003

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

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

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant de l'étage k.

H_k : Hauteur de l'étage K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

$0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ) :**
- **Selon les résultats extraits dans ETABS.**

a) *Suivant Ex-x :*

Etage	P_k	Δ_k	h_k	v_x	θ
TER 2	313.71	0.0014	1.53	87.96	0.00326347
DSM	296.87	0.0013	1.53	125.17	0.00201519
TER	5161.08	0.0027	3.06	859.8	0.00529646
10	5330.45	0.0028	3.06	1522.74	0.00320313
9	5330.45	0.0029	3.06	2044.89	0.00247042
8	5468.15	0.0031	3.06	2480.28	0.00223347
7	5468.15	0.0032	3.06	2863.86	0.00199672
6	5468.14	0.0032	3.06	3208.66	0.00178215
5	5624.21	0.0032	3.06	3524.1	0.00166894
4	3507.85	0.0031	3.06	3693.16	0.00096224
3	5624.2	0.0028	3.06	3927.08	0.00131047
2	5798.63	0.0024	3.06	4135.63	0.0010997
1	5798.63	0.0018	3.06	4297.73	0.00079367
RDC	6267.44	0.0012	4.08	4384.46	0.00042043

TABLEAU IV-4 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

b) *Suivant Ey-y :*

Etage	Pk	Δk	hk	VY	θ
TER 2	313.71	0.0014	1.53	88.87	0.003230054
DSM	296.87	0.0014	1.53	127.06	0.002137932
TER	5161.08	0.0028	3.06	888.01	0.005318135
10	5330.45	0.0029	3.06	1575.89	0.003205639
9	5330.45	0.0031	3.06	2106.54	0.002563507
8	5468.15	0.003	3.06	2541.37	0.002109465
7	5468.15	0.0031	3.06	2927.23	0.001892447
6	5468.14	0.0031	3.06	3276.34	0.001690795
5	5624.21	0.003	3.06	3592.59	0.001534807
4	3507.85	0.0028	3.06	3761.86	0.000853247
3	5624.2	0.0025	3.06	3999.89	0.001148765
2	5798.63	0.0021	3.06	4214.57	0.000944213
1	5798.63	0.0016	3.06	4381.84	0.000691938
RDC	6267.44	0.0011	4.08	4474.87	0.000377609

TABLEAU IV-5 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

c) **Conclusion :**

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0.1

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

h. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3 \quad \text{Art 7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA}$$

- N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton pour chaque section de poteau (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).
- B_c : l'aire de la section de béton (section brute).
- $f_{c28} = 25$ MPa : la résistance caractéristique du béton.

POT	Dimension mm	B mm ²	f _{c28}	Max Nd	V	Obs
RDC/2	500x500	250000	25	1977.68	0.316	C.N.V
3/5	450x450	202500	25	1422.66	0.28	C.V
6/8	400x400	160000	25	958.08	0.24	C.V
9/TER2	350x350	122500	25	462.12	0.15	C.V

TABLEAU IV-6 : Vérification des efforts normaux dans les

La vérification de L'effort normal dans les poteaux du RDC n'est pas vérifiée.

Donc on doit redimensionner les sections des poteaux pour satisfaire la condition

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c_j}} \leq 0.3$$

Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux après le redimensionnement :

POT	Dimension mm	B mm ²	f _{c28}	Nd Max	V	Obs
RDC	550X550	302500	25	1938.26	0.28	C.V
1/2	500X500	250000	25	1744.89	0.28	C.V
3/4	450X450	202500	25	1382.18	0.27	C.V
5/6	400X400	160000	25	1095.95	0.27	C.V
7/9	350X350	122500	25	762.39	0.25	C.V
10/TER2	300X300	90000	25	294.59	0.13	C.V

TABLEAU IV-7 : Vérification de l'effort normal dans les poteaux après redimensionnement

Conclusion :

Après le redimensionnement des poteaux et revérification, toutes Les exigences du RPA ont été observées ;

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

On peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE IV

Modélisation et vérifications de la structure



Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité. Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

IV.1 Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.2 : Méthode de calcul :

On distingue deux cas :

- Calcul statique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).
- Calcul dynamique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :
 - ✓ La méthode statique équivalente.
 - ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
 - ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.3 : Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.4 : Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le **RPA99/version 2003**.
5. Définition des charges statiques (G, Q).
6. Définition de la charge sismique E.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

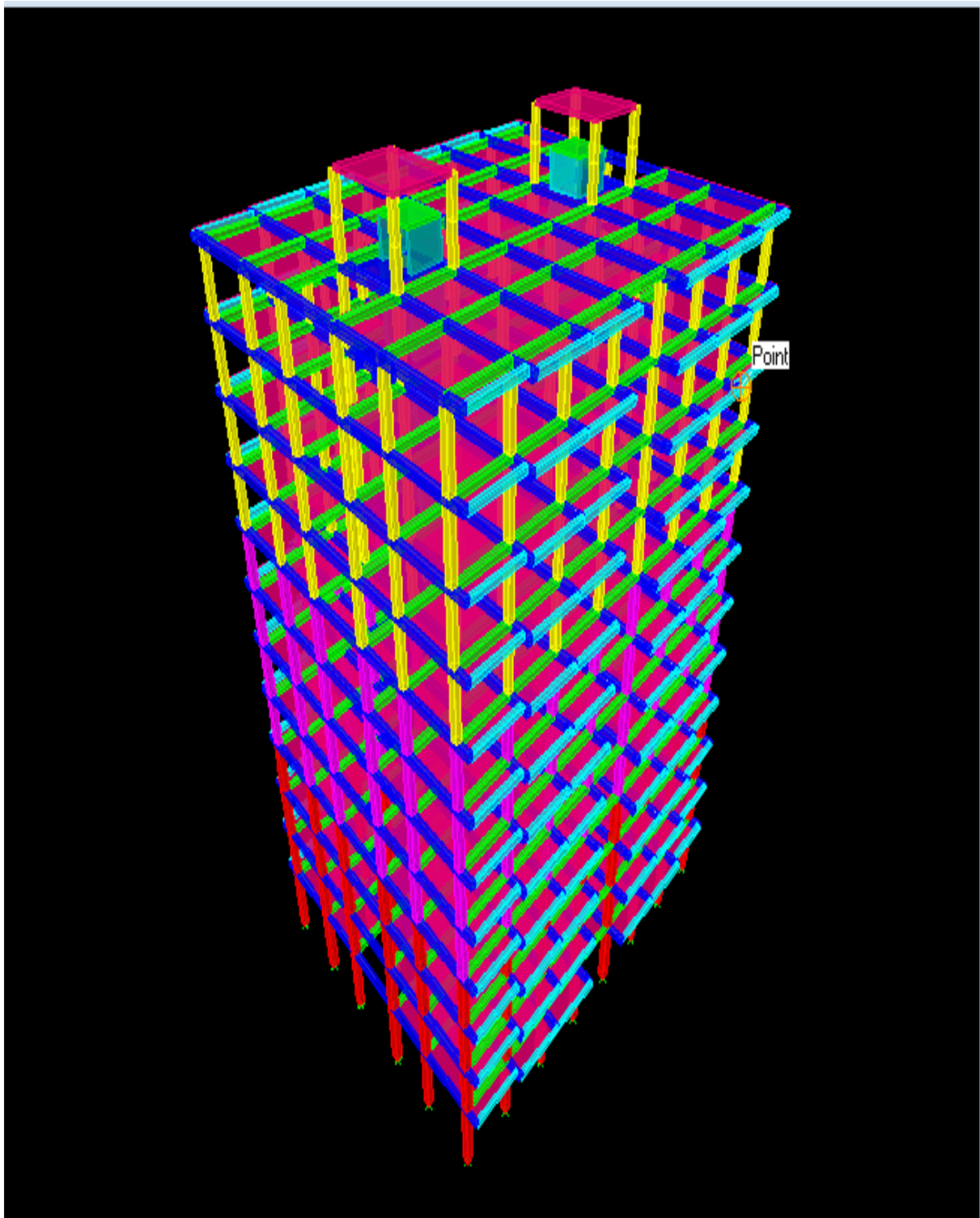


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure

IV.5 vérifications aux exigences du RPA

a. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

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

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 40.8$ m
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T = 0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0.05(40.8)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0.807 \text{ sec}$$

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

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA} = 0.807 + 0.242 = 1.049 \text{ s}$$

- ✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le $T_{analytique}$

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1,004792	69,9944	0,2861	0,0000	69,9944	0,2861	0,0000	0,4087
	2	0,963206	0,2939	68,7762	0,0000	70,2883	69,0624	0,0000	98,2652
	3	0,781848	0,0005	0,0098	0,0000	70,2888	69,0721	0,0000	0,0170
	4	0,260094	16,1362	0,0027	0,0000	86,4250	69,0748	0,0000	0,0003
	5	0,240355	0,0019	17,5667	0,0000	86,4269	86,6415	0,0000	0,9758
	6	0,194894	0,0000	0,0028	0,0000	86,4270	86,6443	0,0000	0,0005
	7	0,120151	6,9639	0,0001	0,0000	93,3909	86,6444	0,0000	0,0000
	8	0,110085	0,0001	7,3372	0,0000	93,3910	93,9816	0,0000	0,2769
	9	0,090374	0,0000	0,0014	0,0000	93,3910	93,9829	0,0000	0,0002
	10	0,076577	0,0000	0,0004	0,0000	93,3910	93,9834	0,0000	0,0000
	11	0,074263	0,0001	0,9483	0,0000	93,3911	94,9317	0,0000	0,0143
	12	0,073607	1,9849	0,0000	0,0000	95,3760	94,9317	0,0000	0,0000

Figure IV.2 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

T analytique (ETABS) c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau précédant en fonction des modes propres de vibrations

Donc : $T_{analytique} = 1.004 \text{ sec}$

Donc on a :

$$T = 0.807\text{s} < T_{ETABS} = 1.004\text{s} < T_{maj} = 1.049 \text{ s} \quad \text{les période est vérifiée}$$

b. Vérification de l'excentricité :

le RPA99 vs 2003 (article 4.3.7), dicte que :

$$e_x = 0.05 L_x$$

$$e_y = 0.05 L_y$$

On doit vérifier :

$$CM_x - CR_x < 0.05 L_x$$

$$CM_y - CR_y < 0.05 L_y$$

Avec :

CM : le centre de masse.

CR : le centre de torsion.

$$L_x = 24.8 \text{ m.}$$

$$L_y = 19.3 \text{ m.}$$

Story	XCM	XCR	XCM- XCR	0,05L _x	obs	YCM	YCR	YCM- YCR	0,05L _y	obs
RDC	12,247	11,751	0,496	1,24	cv	9,447	9,424	0,023	0,965	cv
1	12,25	11,946	0,304	1,24	cv	9,45	9,42	0,03	0,965	cv
2	12,25	12,033	0,217	1,24	cv	9,45	9,422	0,028	0,965	cv
3	12,25	12,082	0,168	1,24	cv	9,45	9,424	0,026	0,965	cv
4	12,25	12,114	0,136	1,24	cv	9,45	9,425	0,025	0,965	cv
5	12,25	12,138	0,112	1,24	cv	9,45	9,427	0,023	0,965	cv
6	12,25	12,156	0,094	1,24	cv	9,45	9,429	0,021	0,965	cv
7	12,25	12,169	0,081	1,24	cv	9,45	9,43	0,02	0,965	cv
8	12,25	12,181	0,069	1,24	cv	9,45	9,432	0,018	0,965	cv
9	12,25	12,19	0,06	1,24	cv	9,45	9,433	0,017	0,965	cv
10	12,25	12,198	0,052	1,24	cv	9,452	9,435	0,017	0,965	cv
TER	12,25	12,205	0,045	1,24	cv	9,45	9,436	0,014	0,965	cv
DSM	12,25	12,211	0,039	1,24	cv	9,45	9,438	0,012	0,965	cv
TER 2	12,25	12,23	0,02	1,24	cv	9,45	9,444	0,006	0,965	cv

Tableau.IV.1 centre de torsion et centre de masse de la structure

c. Nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

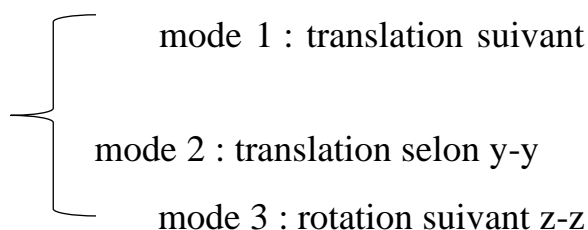
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	1,004792	69,9944	0,2861	69,9944	0,2861	0,0000	0,0011
2	0,963206	0,2939	68,7762	70,2883	69,0624	0,0000	0,0139
3	0,781848	0,0005	0,0098	70,2888	69,0721	0,0000	69,3129
4	0,260094	16,1362	0,0027	86,4250	69,0748	0,0000	0,0000
5	0,240355	0,0019	17,5667	86,4269	86,6415	0,0000	0,0037
6	0,194894	0,0000	0,0028	86,4270	86,6443	0,0000	17,5709
7	0,120151	6,9639	0,0001	93,3909	86,6444	0,0000	0,0000
8	0,110085	0,0001	7,3372	93,3910	93,9816	0,0000	0,0010
9	0,090374	0,0000	0,0014	93,3910	93,9829	0,0000	6,4928
10	0,076577	0,0000	0,0004	93,3910	93,9834	0,0000	0,9760
11	0,074263	0,0001	0,9483	93,3911	94,9317	0,0000	0,0017
12	0,073607	1,9849	0,0000	95,3760	94,9317	0,0000	0,0000

Figure IV.3. Les modes des étages de la structure

- La condition du RPA se vérifié au 8^{ème} mode

x-x

- Les trois premiers modes sont vérifiés



d. Système de contreventement :

Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinal et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voiles), afin de définir le type de contreventement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette

classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R [tableau 4.3 RPA]

LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT (RPA 99 3.4)

1.a: Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

1.b: Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie Rigide

2 : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

3 : Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

4.a : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles

4.b : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

JUSTIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :

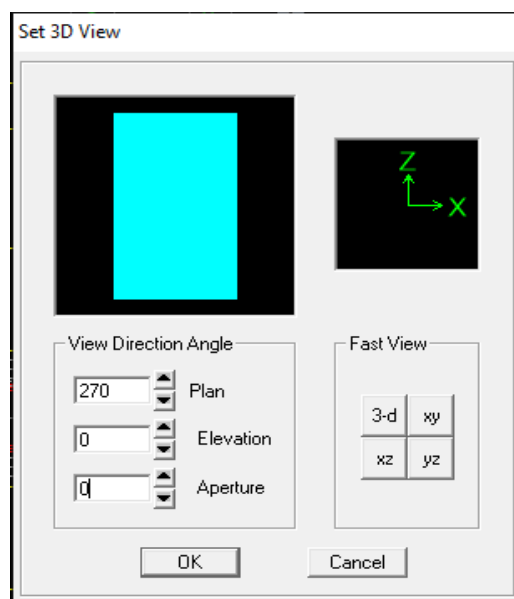
Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

On doit extraire les charges suivantes qui nous conduira a opté pour le système contreventement de notre structure :

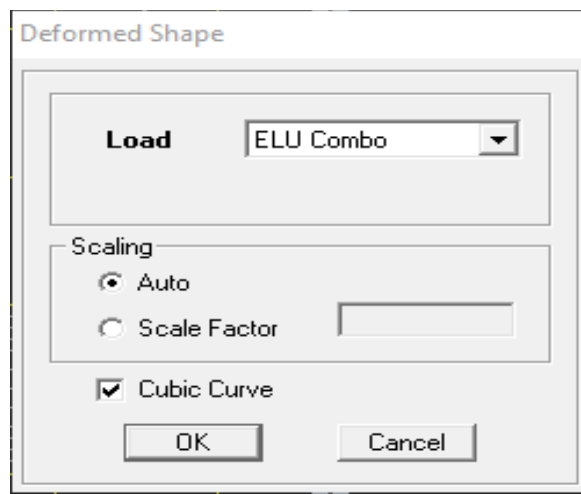
- Charges verticales repris par les voiles
- Charges verticales repris par les portiques
- Charges sismiques repris par les portiques et les voiles selon x-x et y-y

Les charges verticales repris par les voiles (tiré du logiciel ETABS) :

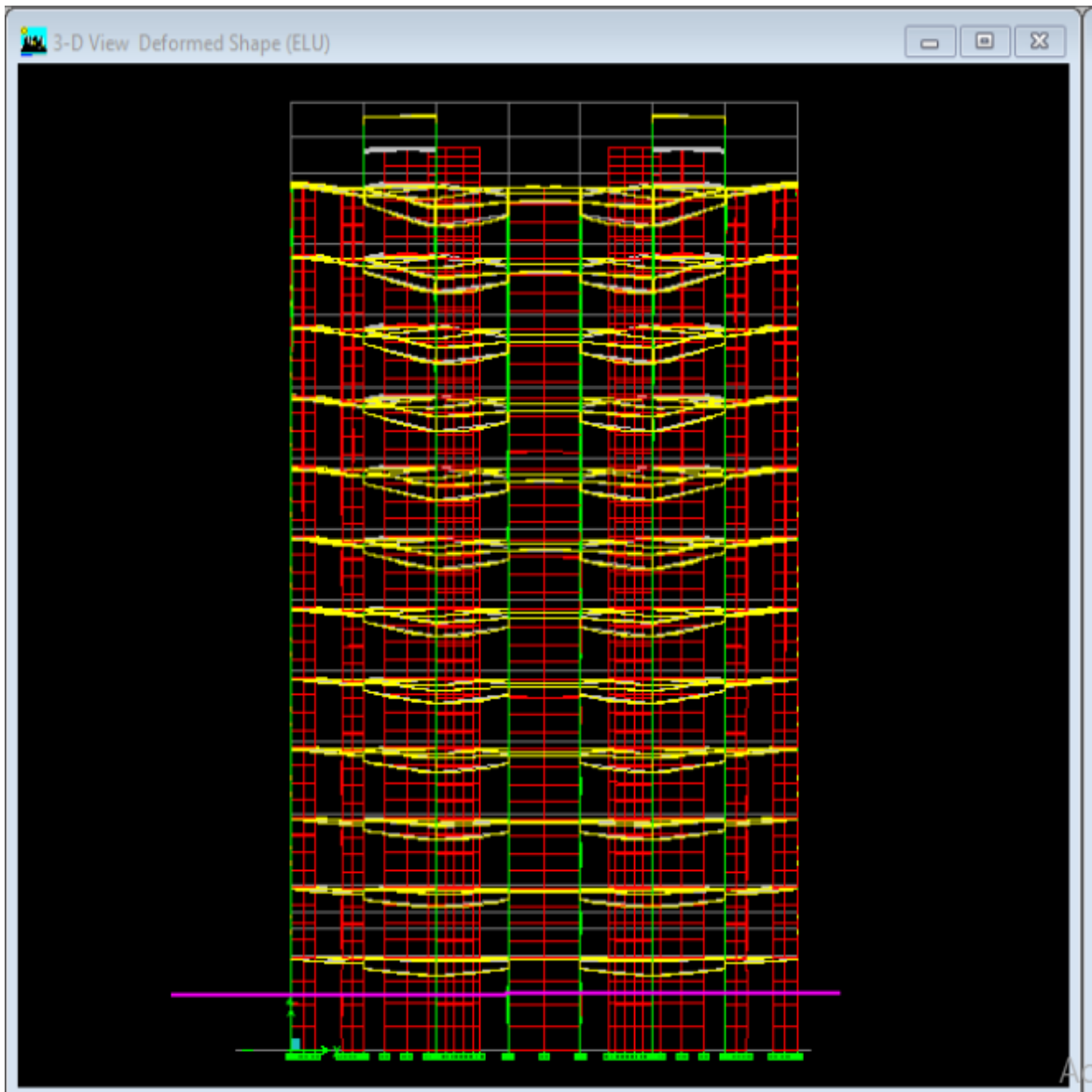
View → set 3D view



Display → show deformed shape



Draw → section cut



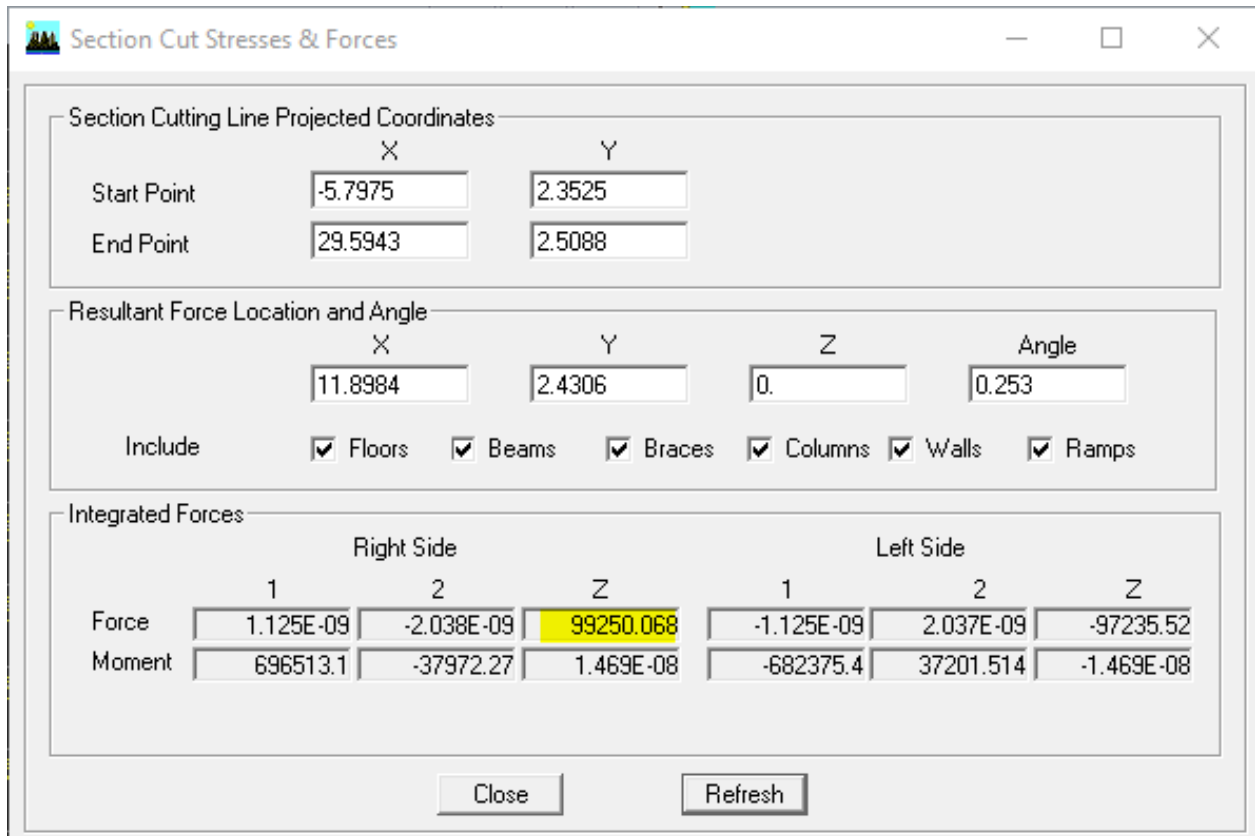


Figure IV.4 : La somme des efforts verticaux repris par tous les éléments (R.D.C).

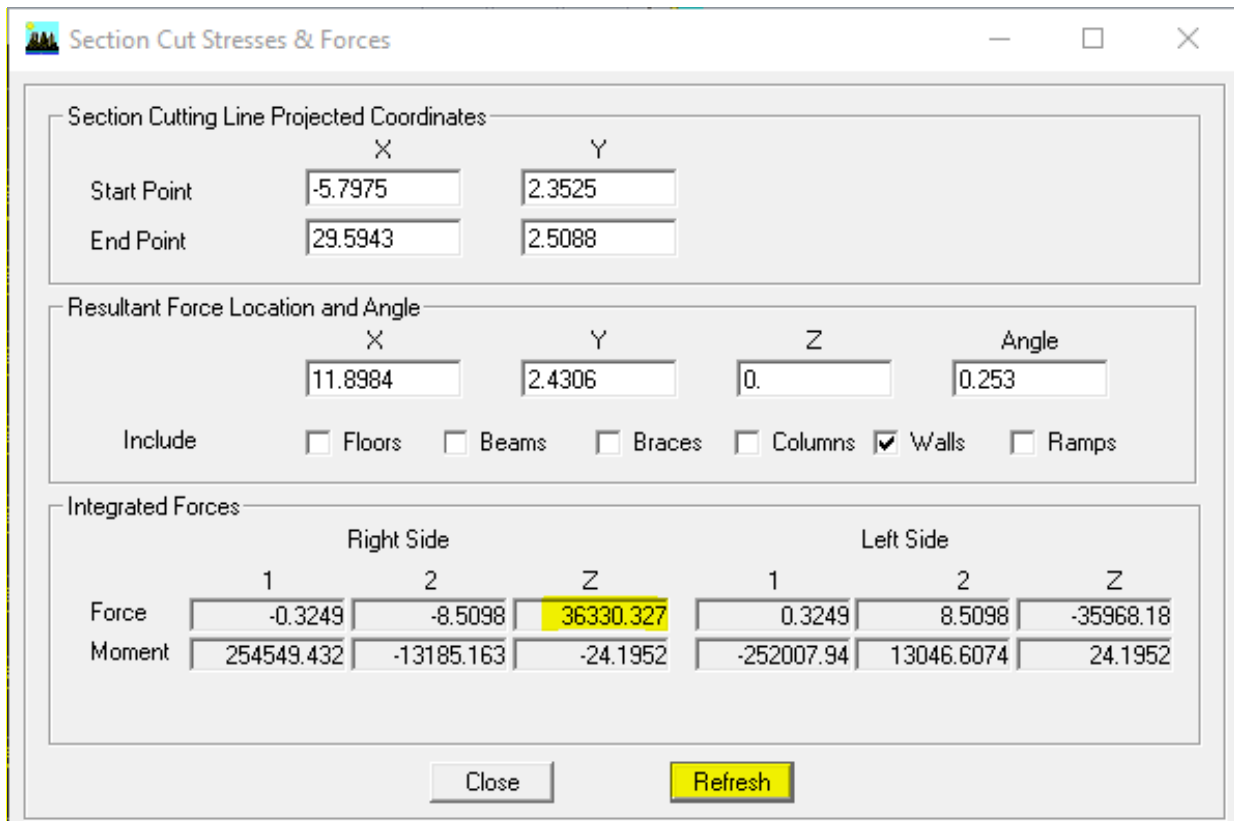


Figure IV.5 : La somme des efforts verticaux repris par les voiles (R.D.C).

En refais les mêmes étapes précédentes pour chaque étage ; on obtient le pourcentage % des charges verticales reprises par les voiles de chaque étage :

Etage	Charge reprise par tous les éléments	Charge reprise par les voiles	% des charges reprises par les voiles
RDC	99250.068	36330.327	36.6048384
1	90156.63	33862.557	37.5596969
2	81286.431	31071.8666	38.2251579
3	72416.233	29398.5348	40.5966088
4	63718.504	26357.9798	41.3662879
5	58774.201	24094.8576	40.9956362
6	50363.557	22053.6412	43.7888873
7	41715.419	18475.1289	44.2884893
8	33262.332	14904.1342	44.8078451
9	24867.319	11752.1385	47.2593708
10	16629.1639	8046.3412	48.3869258
11	8391.0087	4049.1328	48.2556144
12	870.319	459.3582	52.7804403
13	461.3965	0	0

Tableau IV.2 : charges verticales reprises par les voiles.

Conclusion :

Les voiles de chaque étage reprennent plus de 20% des sollicitations verticales, ce qui nous conduit directement et sans vérifier :

- Les Charges verticales reprises par les portiques
- Charges sismiques reprises par les portiques et les voiles

Au système de contreventement :

2 : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.
- Le coefficient de comportement $R = 3.5$

e. Vérification de l'effort tranchant a la base

Selon le RPA 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 déterminées par la méthode statique équivalente (**RPA 2003 Art 4.2**). La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\text{Soit : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{Art 4, 2,3) RPA99}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : A= 0.15.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7 de RPA)

$$T_2 = (s_3) 0.5 \text{ s}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 de RPA})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 de RPA**)

Remplissage dense et contreventement voile $\xi = 10$

D'où : $\eta = 0.76 > 0.7$

- **T** : La période fondamentale donnée par le logiciel ETABS, T = 1.004 s.

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \text{car} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

Donc : **D = 1.19**

R : coefficient de comportement global de la structure Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

$$\mathbf{R = 3.5} \quad \text{(4.3 RPA 99)}$$

Q : **Facteur de qualité**, P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction au nom du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Calcul de Q : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

➤ Tableau donnant les critères de qualités tableau (RPA 4.4)


Critères q	Sens X-X	Sens Y-Y
	Pénalité P_q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Q = 1.10	Q = 1.10

Tableau IV.3: Tableau donnant les critères de qualités

W : poids total de la structure, donné par ETABS

Display  show tables  on sélectionne la combinaison poids

Building out put  table : story chear

Edit  copy entier table

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TTT	POIDS	Top	276,23	0,00	0,00	0,000	2610,355	-3383,793
TTT	POIDS	Bottom	313,71	0,00	0,00	0,000	2964,588	-3842,984
DSM	POIDS	Top	438,45	0,00	0,00	0,000	4143,381	-5371,049
DSM	POIDS	Bottom	610,58	0,00	0,00	0,000	5769,962	-7479,581
TERRASSE	POIDS	Top	4517,06	0,00	0,00	0,000	42686,245	-55334,022
TERRASSE	POIDS	Bottom	5771,66	0,00	0,00	0,000	54542,215	-70702,872
10	POIDS	Top	9752,00	0,00	0,00	0,000	92156,447	-119462,061
10	POIDS	Bottom	11102,11	0,00	0,00	0,000	104914,829	-136000,864
9	POIDS	Top	15082,45	0,00	0,00	0,000	142529,061	-184760,054
9	POIDS	Bottom	16432,56	0,00	0,00	0,000	155287,444	-201298,856
8	POIDS	Top	20412,90	0,00	0,00	0,000	192901,675	-250058,046
8	POIDS	Bottom	21900,71	0,00	0,00	0,000	206961,323	-268283,674
7	POIDS	Top	25881,05	0,00	0,00	0,000	244575,555	-317042,863
7	POIDS	Bottom	27368,86	0,00	0,00	0,000	258635,202	-335268,491
6	POIDS	Top	31349,20	0,00	0,00	0,000	296249,434	-384027,681
6	POIDS	Bottom	32837,00	0,00	0,00	0,000	310309,081	-402253,308
5	POIDS	Top	36817,35	0,00	0,00	0,000	347923,313	-451012,498
5	POIDS	Bottom	38461,21	0,00	0,00	0,000	363457,727	-471149,861
4	POIDS	Top	40325,19	0,00	0,00	0,000	381072,300	-493983,567
4	POIDS	Bottom	41969,06	0,00	0,00	0,000	396606,714	-514120,930
3	POIDS	Top	45949,40	0,00	0,00	0,000	434220,946	-562880,119
3	POIDS	Bottom	47593,26	0,00	0,00	0,000	449755,360	-583017,482
2	POIDS	Top	51573,61	0,00	0,00	0,000	487369,592	-631776,671
2	POIDS	Bottom	53391,89	0,00	0,00	0,000	504552,275	-654050,679
1	POIDS	Top	57372,23	0,00	0,00	0,000	542166,507	-702809,869
1	POIDS	Bottom	59190,52	0,00	0,00	0,000	559349,191	-725083,877
RDC	POIDS	Top	63170,86	0,00	0,00	0,000	596963,422	-773843,066
RDC	POIDS	Bottom	65457,96	0,00	0,00	0,000	618511,579	-801738,154

Figure IV.6 poids totale de la structure

On a $W = 65457.96 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } V_{XX} = V_{YY} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.19 \times 1.2}{3.5} \times 65457.96 = 4006.027 \text{ KN}$$

Effort tranchant donné par ETABS

Sens x-x

$$V_{\text{etabs}} = 3806.52 \text{ KN} > 80\% 4006.027 = 3204.82 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$V_{\text{EATBS}} = 3876.38 \text{ KN} > 80\% 4006.027 = 3204.82 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

f. Vérification des déplacements relatifs : Art 5.10 RPA 99 version 2003

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

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit: $\Delta K = R \delta_{ek}$

R : Coefficient de comportement (**R=3.5**).

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

D'après le RPA 99 (art article 4-43) : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$. Donc : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\%he$

Etage	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$ EX	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	he	1%he	Obs
TER 2	0.0351	0.0014	0.0339	0.0014	153	1.53	C.V
DSM	0.0337	0.0013	0.0325	0.0014	153	1.53	C.V
TER	0.0324	0.0027	0.0311	0.0028	306	3.06	C.V
10	0.0297	0.0028	0.0283	0.0029	306	3.06	C.V
9	0.0269	0.0029	0.0254	0.0031	306	3.06	C.V
8	0.024	0.0031	0.0223	0.003	306	3.06	C.V
7	0.0209	0.0032	0.0193	0.0031	306	3.06	C.V
6	0.0177	0.0032	0.0162	0.0031	306	3.06	C.V
5	0.0145	0.0032	0.0131	0.003	306	3.06	C.V
4	0.0113	0.0031	0.0101	0.0028	306	3.06	C.V
3	0.0082	0.0028	0.0073	0.0025	306	3.06	C.V
2	0.0054	0.0024	0.0048	0.0021	306	3.06	C.V
1	0.003	0.0018	0.0027	0.0016	306	3.06	C.V
RDC	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	4.08	4.08	C.V

TABLEAU IV-4 : Vérifications de déplacements inter-étages suivant EX et EY.

j. Vérification de déplacement maximal

On vérifie le déplacement MAX que subit la structure avec la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{40.8}{500} = 0.0816 \text{ m}$$

Avec :

δ_{\max} : Déplacement maximal de la structure.

f_{adm} : La flèche admissible.

Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

Display \longrightarrow show story reponse plots

Dans le sens longitudinal :

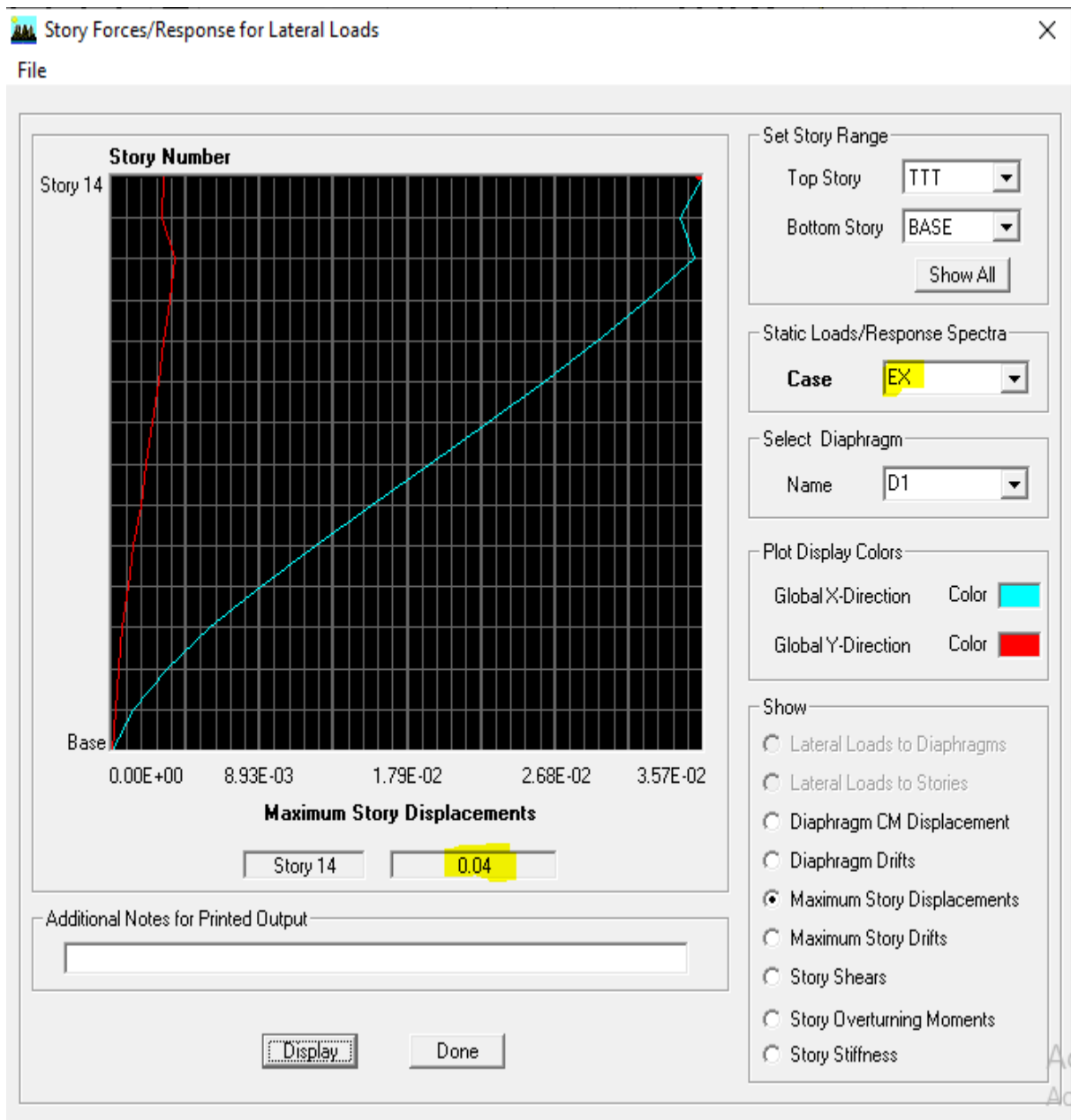


Figure IV.6 : Déplacement maximal suivant X-X

Dans le sens transversal :

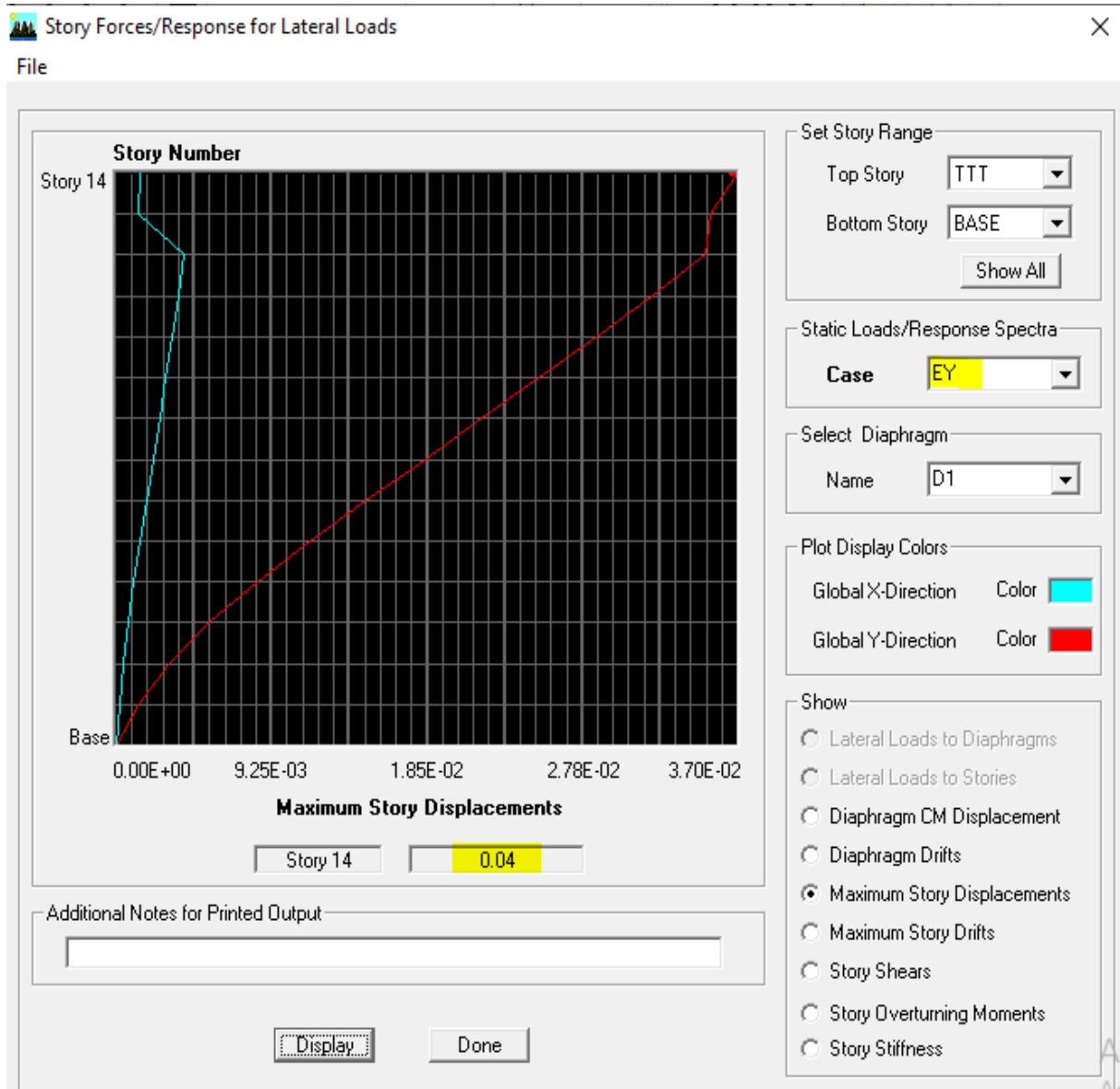


Figure IV.7 : Déplacement maximal suivant Y-Y

Donc d’après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X : $\delta_{\max} = 0.04 \text{ m}$

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y : $\delta_{\max} = 0.04 \text{ m}$

$$\delta_{\max \text{ x-x}} = 0.04 \text{ m} < f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{40.8}{500} = 0.0816 \text{ m} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\delta_{\max \text{ y-y}} = 0.04 \text{ m} < f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{40.8}{500} = 0.0816 \text{ m} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

g. Vérification de l'effet P-Delta Art 5.9 RPA 99 version 2003

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

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

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant de l'étage k.

H_k : Hauteur de l'étage K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

$0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ) :**
- **Selon les résultats extraits dans ETABS.**

a) *Suivant Ex-x :*

Etage	Pk	Δ_k	hk	vx	θ
TER 2	313.71	0.0014	1.53	87.96	0.00326347
DSM	296.87	0.0013	1.53	125.17	0.00201519
TER	5161.08	0.0027	3.06	859.8	0.00529646
10	5330.45	0.0028	3.06	1522.74	0.00320313
9	5330.45	0.0029	3.06	2044.89	0.00247042
8	5468.15	0.0031	3.06	2480.28	0.00223347
7	5468.15	0.0032	3.06	2863.86	0.00199672
6	5468.14	0.0032	3.06	3208.66	0.00178215
5	5624.21	0.0032	3.06	3524.1	0.00166894
4	3507.85	0.0031	3.06	3693.16	0.00096224
3	5624.2	0.0028	3.06	3927.08	0.00131047
2	5798.63	0.0024	3.06	4135.63	0.0010997
1	5798.63	0.0018	3.06	4297.73	0.00079367
RDC	6267.44	0.0012	4.08	4384.46	0.00042043

TABLEAU IV-4 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

b) *Suivant Ey-y :*

Etage	Pk	Δk	hk	VY	θ
TER 2	313.71	0.0014	1.53	88.87	0.003230054
DSM	296.87	0.0014	1.53	127.06	0.002137932
TER	5161.08	0.0028	3.06	888.01	0.005318135
10	5330.45	0.0029	3.06	1575.89	0.003205639
9	5330.45	0.0031	3.06	2106.54	0.002563507
8	5468.15	0.003	3.06	2541.37	0.002109465
7	5468.15	0.0031	3.06	2927.23	0.001892447
6	5468.14	0.0031	3.06	3276.34	0.001690795
5	5624.21	0.003	3.06	3592.59	0.001534807
4	3507.85	0.0028	3.06	3761.86	0.000853247
3	5624.2	0.0025	3.06	3999.89	0.001148765
2	5798.63	0.0021	3.06	4214.57	0.000944213
1	5798.63	0.0016	3.06	4381.84	0.000691938
RDC	6267.44	0.0011	4.08	4474.87	0.000377609

TABLEAU IV-5 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

c) **Conclusion :**

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0.1

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

h. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3 \quad \text{Art 7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA}$$

- N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton pour chaque section de poteau (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).
- B_c : l'aire de la section de béton (section brute).
- $f_{c28} = 25$ MPa : la résistance caractéristique du béton.

POT	Dimension mm	B mm ²	f _{c28}	Max Nd	V	Obs
RDC/2	500x500	250000	25	1977.68	0.316	C.N.V
3/5	450x450	202500	25	1422.66	0.28	C.V
6/8	400x400	160000	25	958.08	0.24	C.V
9/TER2	350x350	122500	25	462.12	0.15	C.V

TABLEAU IV-6 : Vérification des efforts normaux dans les

La vérification de L'effort normal dans les poteaux du RDC n'est pas vérifiée.

Donc on doit redimensionner les sections des poteaux pour satisfaire la condition

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c_j}} \leq 0.3$$

Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux après le redimensionnement :

POT	Dimension mm	B mm ²	f _{c28}	Nd Max	V	Obs
RDC	550X550	302500	25	1938.26	0.28	C.V
1/2	500X500	250000	25	1744.89	0.28	C.V
3/4	450X450	202500	25	1382.18	0.27	C.V
5/6	400X400	160000	25	1095.95	0.27	C.V
7/9	350X350	122500	25	762.39	0.25	C.V
10/TER2	300X300	90000	25	294.59	0.13	C.V

TABLEAU IV-7 : Vérification de l'effort normal dans les poteaux après redimensionnement

Conclusion :

Après le redimensionnement des poteaux et revérification, toutes Les exigences du RPA ont été observées ;

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

On peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants ; Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

RPA.99/modifié 2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

BAEL.91/modifié 99 :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

1. Recommandations du RPA99 version 2003 :

a. Armatures longitudinales : Art (7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$A_{\min} = 0.5\%(b \times h)$ en toute section.

Poutres principales (35×30) cm² : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires (30×30) cm² : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

- En zone courante :

- **Poutres principales :** $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :** $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- En zone de recouvrement :

- **Poutres principales :** $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :** $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$
- La longueur du recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b. armatures transversales : Art (7.5.2.2)

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

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé

Comme suit :

St max = min (h/4 ; 12Ø) En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

Stmax ≤ h/2 En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Le premier cadre doit être disposé à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Disposition constructive :

Conformément au **CBA 93** annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

2. Calcul à L'ELU :

a) Calcul des armatures longitudinales :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis.

➤ Calcul du moment réduit :

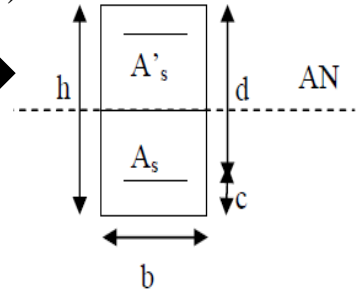
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_b}$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Si : $\mu_b < \mu_L = 0.392$ la section est simplement armée (SSA) ➔

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$



Si : $\mu_b > \mu_L = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

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

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

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

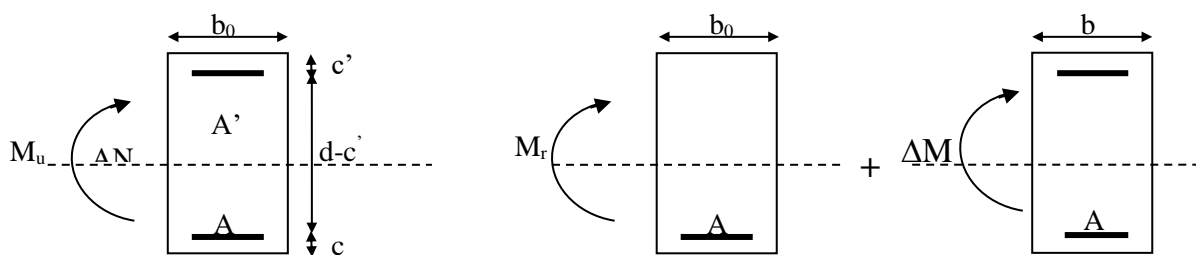


Figure V.1 : Section rectangulaire doublement armée

➤ Les efforts internes et Ferrailage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

Localisation		Moments (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferrailage	A_{ad} [cm ²]	
Poutre Principale	Travée	69.691	0.160	SSA	0.912	5.97	2.625	3HA16+2 HA14	9.11	
	Appuis	105.295	0.241	SSA	0.86	9.57	2.625	3HA16+3 HA16	12.06	
Poutre Secondaire	Non liées au voiles	Travée	67.83	0.228	SSA	0.876	7.17	2.25	3 HA16	9.42
		Appuis	60.017	0.193	SSA	0.8915	6.23	2.25	3 HA16	9.42
	Liées au voiles	Travée	102.499	0.330	SSA	0.792	11.98	2.25	3HA16+3 HA16	12.06
		Appuis	101.828	0.338	SSA	0.793	11.89	2.25	3HA16+3 HA16	12.06

Tableau V.1 : ferrailage des poutres principales et secondaires

3. Vérifications à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité (Art B.4.2.1BAEL91mod99).

$$A_{st} \geq A_{st}^{min} = \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e}$$

		Localisation	A_{st}	A adopté	Observation
Poutre Principale	Travée		1.159	9.11	Condition vérifiée
	Appuis		1.159	12.06	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Liées aux voiles	Travée	0.978	9.42	Condition vérifiée
		Appuis	0.978	9.42	Condition vérifiée
	Non liées aux voiles	Travée	0.978	12.06	Condition vérifiée
		Appuis	0.978	12.06	Condition vérifiée

Tableau V.2 : vérification de la condition de non fragilité

b. Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente, prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

T_u : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales : $\tau_u = \frac{119.74 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.24 \text{ MPa}$
- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{158.64 \times 10^3}{300 \times 270} = 1.96 \text{ MPa}$

▪ Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21).

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 1.24 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = 1.96 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

▪ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91.art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0.9.d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9.d}$$

$$D'où : A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

- Poutres principales : $119.74 - \frac{105.295}{0.9 \times 0.32} = -245.87 < 0$ condition vérifiée
- Poutres secondaires : $158.64 - \frac{102.499}{0.9 \times 0.27} = -263.16 < 0$ condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis : (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 119.74 \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{25 \times 0.30 \times 0.32}{1.5} \times 10^3 = 576 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 158.64 \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{25 \times 0.30 \times 0.27}{1.5} \times 10^3 = 486 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

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

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

Poutres	Ferrailage	Tu (KN)	d (cm)	$\sum u$ (mm)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutre principale (35x30)	3HA16+3HA16	119.74	32	301.44	1.38	3.15	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x30)	3HA16+3HA16	158.64	27	301.44	2.17	3.15	Condition vérifiée

Tableau V.3 : vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

4. Calcul de la longueur de scellement des barres : Art 6.1.22 BAEL 91modi 99

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

➤ Pour $\phi=16\text{mm}$ → $L_s=56.44 \text{ cm}$

➤ Pour $\phi=14\text{mm}$ → $L_s=49.38 \text{ cm}$

Les règles du BAEL91 modifié 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0.4 l_s pour les aciers H.A.

➤ Pour $\phi=16\text{mm}$ → $L_a=23 \text{ cm}$

➤ Pour $\phi=14\text{mm}$ → $L_a=20 \text{ cm}$

5. Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

a. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l; b/10\}$$

b. Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)

Il faut vérifier : $S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$$

Section	zone	BEAL			RPA		Section Adopté			
		ϕ Cm	S_t Cm	$A_{t\text{Min}}$ Cm ²	S_t Cm	A_t Cm ²	ϕ mm	$S_{t\text{Min}}$ Cm ²	Ferrailage	A adopté Cm ²
P P	nodale	0,8	25	0,625	7	0,525	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01
P S	nodale	0,8	25	0,625	7	0,525	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01

Tableau V.4 : Armatures transversales

Section d'armatures transversales minimales :

$A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq 0,003 \cdot b \cdot d = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35\text{cm}^2$ la section est vérifiée.

6. Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99)

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

A : Armatures adoptées à l'ELU.

		Localisation	M_s^{\max} [kN.m]	A_{adop} [cm ²]	ρ_1	β_1	σ_{st}	k_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Poutre Principale		Travée	17.85	9.11	0.956	0.863	70.95	21.50	3.3	15	C.V
		Appuis	76.83	12.06	1.274	0.848	234.76	17.89	13.12	15	C.V
Poutre secondaire	Non liées aux voiles	Travée	21.794	9.42	1.182	0.852	100.57	18.78	5.35	15	C.V
		Appuis	26.412	9.42	1.182	0.852	121.88	18.78	6.48	15	C.V
	Liées aux voiles	Travée	47.346	12.06	1.504	0.839	173.3	16.06	10.79	15	C.V
		Appuis	48.039	12.06	1.504	0.839	175.84	16.06	10.94	15	C.V

Tableau V.5: Vérification du ferrailage des poutres principales et secondaires à l'ELS

V.2. Ferrailage des poteaux :

Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens.

Ils sont, donc, calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons considérées ci-dessous, puis on effectuant les vérifications à l'ELS.

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

- Effort normal maximal et moment correspondant. $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$
- Effort normal minimal et moment correspondant. $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$
- Moment maximal et l'effort normal correspondant. $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$

Sous les combinaisons :

RPA.99/modifié 2003 :

$G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

V.2.1. Recommandations du RPA99 version 2003 :

a. Armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ **Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone IIa).**

Poteau (55×55)..... $A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$

Poteau (50×50)..... $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45)..... $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40)..... $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35)..... $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30)..... $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 7.2 \text{ cm}$

➤ **Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4% (Zone IIa).**

Poteau (55×55)..... $A_{\min} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$

Poteau (50×50)..... $A_{\min} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45)..... $A_{min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40)..... $A_{min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35)..... $A_{min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30)..... $A_{min} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%(ZoneIIa).**

Poteau (55×55)..... $A_{min} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$

Poteau (50×50)..... $A_{min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45)..... $A_{min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40)..... $A_{min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35)..... $A_{min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30)..... $A_{min} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.
- La longueur du recouvrement minimale est de $L_r = 40 \Phi$ (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (Zone IIa).
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

b. Les armatures transversales : Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003

➤ **Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

$V_u = T_u$: Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

λ_g : l'élanement géométrique du poteau.

If : la longueur du flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de section droite du poteau.

- $S_t \leq \{15\phi_1^{\min}\}$ En zone courante (zone IIa)
- $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_1^{\min}\}$ En zone nodale (zone IIa)

ϕ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{bs_t}$ en % est**

donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant ($\Phi > 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

V.2.2. Calcul du ferrailage à L'ELU :

1) Calcul des armatures longitudinales :

Les étapes de calcul en flexion composée sont :

1. Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}.$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right).$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la

formule suivante :
$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{eme} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

1. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2. Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

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

Les résultats de calcul du ferrailage des poteaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

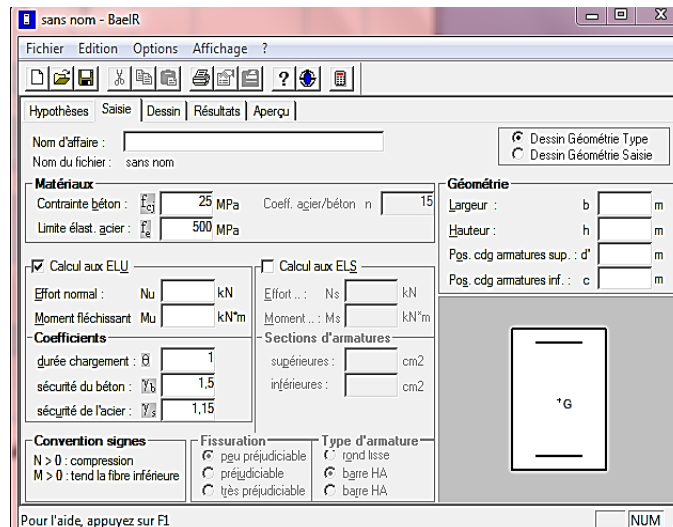


Figure V.2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A _{Inf} cm ²	A _{Sup} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailag	A _{ad} cm ²
		N _{max}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}							
RDC	55 x 55	N _{max}	1694,34	M _{corr}	38,56	08GEY MAX	SEC	0	0	24,2	8 HA 20	25,13
		N _{min}	3468,32	M _{corr}	137,295	GQEY MIN	SEC	0	0			
		M _{max}	137,295	N _{corr}	3468,32	GQEY MIN	SEC	0	0			
1 ^{er} ⇒ 2 ^{ème}	50 x 50	N _{max}	828,12	M _{corr}	6,116	08GEY MAX	SEC	0	0	20	4 HA20 +4	20,96
		N _{min}	2150,03	M _{corr}	47,415	ELU	SEC	0	0			
		M _{max}	84,143	N _{corr}	584,6	GQMEY MAX	SEC	0	0			
3 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	45 x 45	N _{max}	378,79	M _{corr}	3,895	08GEY MAX	SEC	0	0	16,2	4 HA 20 +4 HA	20,96
		N _{min}	1690,84	M _{corr}	38,039	ELU	SEC	0	0			
		M _{max}	98,009	N _{corr}	451,75	GQMEY MAX	SEC	0	0			
5 ^{ème} ⇒ 6 ^{ème}	40 x 40	N _{max}	140,65	M _{corr}	3,895	08GEY MAX	SEC	0	0	12,8	8HA16	16,08
		N _{min}	1348,45	M _{corr}	41,913	ELU	SEC	0	0			
		M _{max}	98,367	N _{corr}	348,07	08GEY MAX	SEC	0	0			
7 ^{ème} ⇒ 9 ^{ème}	35 x 35	N _{max}	46,23	M _{corr}	3,816	08GEY MAX	SEC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		N _{min}	943,4	M _{corr}	34,174	ELU	SEC	0	0			
		M _{max}	83,512	N _{corr}	149,71	GQMEY MAX	SEC	0	0			
10 ^{ème} ⇒ TER2	30 x 30	N _{max}	51,5	M _{corr}	3,3	GQMEX MAX	SEC	0	0	7,2	8HA12	9,05
		N _{min}	372,14	M _{corr}	28,201	ELU	SEC	0	0			
		M _{max}	62,483	N _{corr}	73,29	GQMEY MAX	SEC	0	0			

Tableau V.6 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

V.2.3 Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{Pour les fissurations peu nuisibles : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{POT } 55 \times 55 \quad \tau_u = \frac{175.55 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{POT } 50 \times 50 \quad \tau_u = \frac{113.58 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{POT } 45 \times 45 \quad \tau_u = \frac{140.02 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{POT } 40 \times 40 \quad \tau_u = \frac{140.92 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{POT } 35 \times 35 \quad \tau_u = \frac{125.06 \times 10^3}{350 \times 320} = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{POT } 30 \times 30 \quad \tau_u = \frac{96.88 \times 10^3}{300 \times 270} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

2. Armatures transversales :

Les armatures principales sont disposées de manière à empêcher tous mouvements longitudinaux vers les parois des poteaux.

Le diamètre doit être tel que :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

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

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 8 \text{ mm}$. Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

3. Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

En zone courante (zone IIa)

$$- S_t \leq \{15 \phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.2 = 18$$

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

En zone nodale (zone IIa)

$$- S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_1^{\min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

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

Longueur de recouvrement : $L_r = 40 \phi_t = 80\text{cm}$.

4. Vérification de la quantité d'armatures transversale :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

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

Avec :

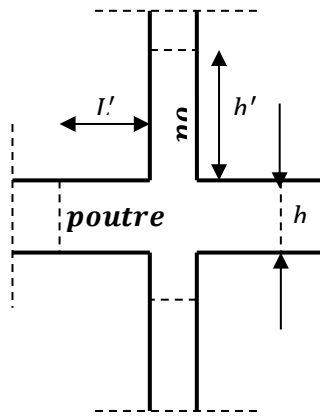
b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

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

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{\min}[\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}}[\text{cm}^2]$	Observatio
				Zone courante	Zone nodale		
				$S_t=15\text{ cm}$	$S_t=10\text{ cm}$		
55x55	408	285.6	7.41	2.48	1.65	2.01	Condition vérifiée
50x50	306	214,2	4.28	2.25	1.5	2.01	Condition vérifiée
45x45	306	214,2	4.76	2.03	1.35	2.01	Condition vérifiée
40x40	306	214,2	5.36	1.8	1.2	2.01	Condition vérifiée
35x35	306	214.2	6.12	1.58	1.05	2.01	Condition vérifiée
30x30	306	214.2	7.14	1.35	0.9	2.01	Condition vérifiée

Tableau V.7 : Vérification de la quantité d'armatures transversale



3. Délimitation de la zone nodale :

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

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

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

Section	H	h'
Poteau (55×55)	4.08	$h' = \text{Max} (\frac{408-35}{6}; 55; 55; 60) = 62 \text{ cm}$
Poteau (50×50)	3.06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteau (45×45)	3.06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteau (40×40)	3.06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35×35)	3.06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteau (30×30)	3.06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 30; 30; 60) = 60 \text{ cm}$

Tableau V.8 : Détermination de la zone nodale.

V.1.4 Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99)

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$ $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$ A : Armatures adoptées à l'ELU.

Niveau	Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{Acier}^s	σ_{Acier}^i	$\sigma_{\text{Acier}}^{\text{ad}}$	Obs
		N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}								
RDC	55x55	N_{max}	-687.51	M_{corr}	7.404	SEC	2,23	1,82	15	33,1	27,6	400	C.V
		N_{min}	-1747.6	M_{corr}	-14.347	SEC	5,54	4,74	15	82,4	71,7	400	C.V
		N_{corr}	25.312	M_{max}	-1665.7	SEC	5,6	4,19	15	82,9	64	400	C.V
1 ^{ème} ⇒ 2 ^{ème}	50x50	N_{max}	-513.61	M_{corr}	25.312	SEC	2,21	0,81	15	32,1	13,2	400	C.V
		N_{min}	-1563.0	M_{corr}	-34.614	SEC	5,56	3,63	15	81,8	56,1	400	C.V
		N_{corr}	36.143	M_{max}	-1510.2	SEC	5,44	3,43	15	80	53,2	400	C.V
3 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	45x45	N_{max}	-358.69	M_{corr}	-6.555	SEC	1,24	0,87	15	18,3	13,4	400	C.V
		N_{min}	-1229.1	M_{corr}	-27.78	SEC	4,46	2,87	15	65,6	44,4	400	C.V
		N_{corr}	-39.787	M_{max}	-1023.7	SPC	4,2	1,91	15	61,1	30,6	400	C.V
5 ^{ème} ⇒ 6 ^{ème}	40 x 40	N_{max}	-272.5	M_{corr}	-13.226	SEC	1,24	0,43	15	17,9	7,16	400	C.V
		N_{min}	-980.25	M_{corr}	-30.388	SEC	3,92	2,08	15	57,3	32,7	400	C.V
		N_{corr}	-38.136	M_{max}	-791.71	SEC	3,58	1,27	15	51,8	20,9	400	C.V
7 ^{ème} ⇒ 9 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	-123.37	M_{corr}	13.452	SEC	0,81	0	15	11,4	0,05	400	C.V
		N_{min}	-685.81	M_{corr}	-24.923	SEC	2,92	1,35	15	42,5	21,6	400	C.V
		N_{corr}	-38.029	M_{max}	-385.08	SEC	2,4	0	15	34	1,99	400	C.V
10 ^{ème} ⇒ T2	30 x 30	N_{max}	-20	M_{corr}	-6.69	SEC	2,78	0	15	28,4	56,2	400	C.V
		N_{min}	-270.66	M_{corr}	-20.574	SEC	9,71	0	15	122,3	25,7	400	C.V
		N_{corr}	-27.063	M_{max}	-89.51	SEC	11,3	0	15	116,8	219,3	400	C.V

Tableau V.9 : Vérifications à L'ELS

V.3 : Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Notre ouvrage comprend huit (8) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone I : RDC, 1 et 2^{ème} étage
- Zone II : 3, 4 et 5^{ème} étage
- Zone III : 6, 7 et 8^{ème} étage
- Zone IV : 9, 10 et 11^{ème} étage

- Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

RPA.99/modifié 2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

BAEL.91/modifié 99 :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

V.3.1 : Ferrailage des voiles :

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures vertical se fait à la flexion composée sous les sollicitation les plus défavorable (M,N) pour une section (e x l)

Exemple de calcul

$$e_G = \frac{M}{N} < \frac{L}{2} \quad \longrightarrow \quad \text{section entièrement tendue}$$

avec :

Solution avec des armatures symétrique

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{N}{2f_e/\gamma_s} ; A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right] \text{ avec : } B \text{ c'est la section de voile c'est } \mathbf{ex1m.}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.15\% \times (e \times l)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b) Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d}$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h$$

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 (04) épingles au mètre carré.

d) Armatures de coutures :

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

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10.

✓ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min (1.5e ; 30\text{cm}).$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

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

✓ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

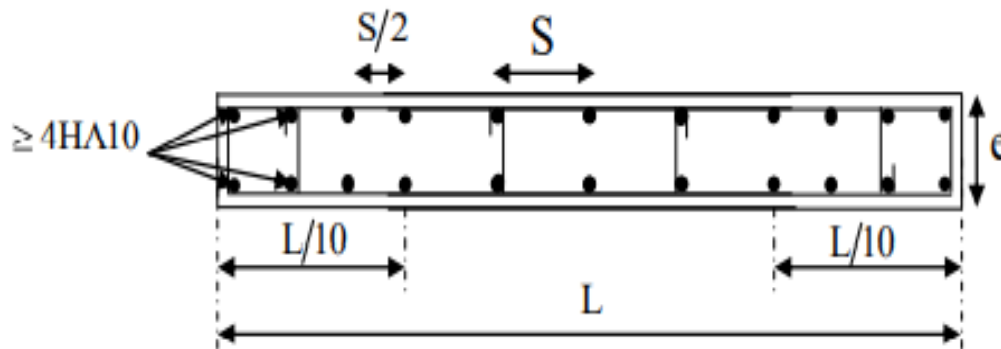


Figure V.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.1 : Ferrailage des voiles :

❖ **Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

1. D'après le RPA99 révisé 2003.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } V = 1.4T$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

2. Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V \text{ max. ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul du ferrailage et vérifications des voiles sont récapitulés dans les tableaux suivants :

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	L	Eg	l/2	obs	A2		As	Amin		AS	Aadp	Avadp	Ah	cm²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
									Amin	$N/(2*fe/\gamma_s)$		RPA	BAEL									τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
zone I	-1180,1	0,73	0,92	GQEX	1,05	-0,00061856	0,525	SET	10,5	14,751875	14,751875	3,15	2,415	14,75	7 HA 20	21,99	5 HA 12	5,65	14,75	10	15	0,048	Condition vérifiée	0,034	Condition vérifiée	4,857	Condition vérifiée
	-279,32	0,08	1,44	GQEX	1,05	-0,00028641	0,525	SET	10,5	3,4915	10,5	3,15	2,415														
	-300,31	6,61	6,42	GQMEY	1,05	-0,02201058	0,525	SET	10,5	3,753875	10,5	3,15	2,415														
zone II	-1000,1	3,51	3,62	GQEX	1,05	-0,00350936	0,525	SET	10,5	12,50225	12,50225	3,15	2,415	12,50	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	12,50	10	15	0,090	Condition vérifiée	0,064	Condition vérifiée	4,328	Condition vérifiée
	367,72	1,87	2,2	GQEX	1,05	0,00508539	0,525	SET	10,5	4,5965	10,5	3,15	2,415														
	-774,4	12,58	12,11	GQMEY	1,05	-0,01624483	0,525	SET	10,5	9,68	10,5	3,15	2,415														
zone III	-951,12	0,53	1,83	ELU	1,05	-0,00055723	0,525	SET	10,5	11,889	11,889	3,15	2,415	11,89	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	11,89	10	15	0,071	Condition vérifiée	0,051	Condition vérifiée	4,116	Condition vérifiée
	413,62	2,29	2,24	08GMEX	1,05	0,00553648	0,525	SET	10,5	5,17025	10,5	3,15	2,415														
	-354,84	15,87	9,61	GQMEY	1,05	-0,04472438	0,525	SET	10,5	4,4355	10,5	3,15	2,415														
zone IV	874,37	1,87	7,78	GQEX	1,05	0,002138683	0,525	SET	10,5	10,929625	10,929625	3,15	2,415	10,93	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	10,93	10	15	0,119	Condition vérifiée	0,085	Condition vérifiée	3,783	Condition vérifiée
	-743,83	0,9	2,47	ELU	1,05	-0,00120995	0,525	SET	10,5	9,297875	10,5	3,15	2,415														
	-296,53	31,23	16,12	GQMEY	1,05	-0,10531818	0,525	SET	10,5	3,706625	10,5	3,15	2,415														

TABLEAU V.10 : ferraillage et vérifications du voile V2 L = 1.05m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	L	Eg	l/2	obs	A2		As	Amin		AS	Aadp	Avadp	Ah	cm²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
									Amin	$N/(2*fe/\gamma_s)$		RPA	BAEL									τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
zone I	-1418	5,33	3,17	GQMEy	1,15	-0,00375882	0,575	SET	10,5	17,725	17,725	3,45	2,6565	17,73	7 HA 20	21,99	5 HA 12	0,0015	4 ep HA 8	10	15	0,0952	Condition vérifiée	0,0680	Condition vérifiée	5,161	Condition vérifiée
	648,46	3,84	1,58	08GEY	1,15	0,00592172	0,575	SET	10,5	8,10575	10,5	3,45	2,6565														
	-1357,3	10,39	14,08	GQMEY	1,15	-0,00765468	0,575	SET	10,5	16,96675	16,96675	3,45	2,6565														
zone II	-929,97	0,97	0,29	GQMEy	1,15	-0,00104304	0,575	SET	10,5	11,624625	11,624625	3,45	2,6565	11,62	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0176	Condition vérifiée	0,0126	Condition vérifiée	3,7035	Condition vérifiée
	442,99	1,01	0,29	08GEY	1,15	0,00227996	0,575	SET	10,5	5,537375	10,5	3,45	2,6565														
	-523,15	6,83	2,61	GQMEY	1,15	-0,01305553	0,575	SET	10,5	6,539375	10,5	3,45	2,6565														
zone III	302,05	0,49	0,53	GQMEy	1,15	0,00162225	0,575	SET	10,5	3,775625	10,5	3,45	2,6565	10,67	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0195	Condition vérifiée	0,0139	Condition vérifiée	3,4666	Condition vérifiée
	-853,33	0,85	1,05	08GEY	1,15	-0,00099610	0,575	SET	10,5	10,666625	10,666625	3,45	2,6565														
	-360,09	7,15	2,89	GQMEY	1,15	-0,01985615	0,575	SET	10,5	4,501125	10,5	3,45	2,6565														
zone IV	-738,52	0,83	2,83	GQMEy	1,15	-0,00112387	0,575	SET	10,5	9,2315	10,5	3,45	2,6565	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,1093	Condition vérifiée	0,0781	Condition vérifiée	3,0002	Condition vérifiée
	333,04	0,33	0,81	08GEY	1,15	0,00099087	0,575	SET	10,5	4,163	10,5	3,45	2,6565														
	70,8	9,95	16,17	GQMEY	1,15	0,14053672	0,575	SET	10,5	0,885	10,5	3,45	2,6565														

TABLEAU V.11 : ferraillage et vérifications du voile V3 L = 1.15m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	L	Eg	l/2	obs	A2		As	Amin		AS	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
									Amin	$N/(2*fe/\sqrt{s})$		RPA	BAEL				cm ²	cm ²				rb	Observation	tu	Observation	σbc	Observation
zone I	942,33	0,28	0,18	08GEY	3,9	0,0002971	1,95	SET	10,5	11,7791	11,779	11,7	9,2978	20,95	7 HA 20	21,99	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0074	Condition vérifiée	0,0053	Condition vérifiée	2,0613	Condition vérifiée
	-1675,7	0,18	0,07	GQEY	3,9	-0,0001074	1,95	SET	10,5	20,9474	20,947	11,7	9,2978														
	-738,09	4,64	3,73	GQEX	3,9	-0,0062865	1,95	SET	10,5	9,2261	10,5	11,7	9,2978														
zone II	-1061,1	0,45	0,47	GQMEY	3,9	-0,0004241	1,95	SET	10,5	13,2639	13,264	11,7	9,2978	13,26	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0024	Condition vérifiée	0,0017	Condition vérifiée	1,3246	Condition vérifiée
	388,11	1,79	1,93	08GEY	3,9	0,0046121	1,95	SET	10,5	4,8514	10,5	11,7	9,2978														
	-205,9	4,73	1,2	GQEX	3,9	-0,0229723	1,95	SET	10,5	2,5738	10,5	11,7	9,2978														
zone III	249,46	0,24	6,35	GQMEY	3,9	0,0009621	1,95	SET	10,5	3,1183	10,5	11,7	9,2978	11,70	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0005	Condition vérifiée	0,0004	Condition vérifiée	0,7267	Condition vérifiée
	-582,15	0,7	1,21	GQMEY	3,9	-0,0012024	1,95	SET	10,5	7,2769	10,5	11,7	9,2978														
	-141,31	7,99	0,26	GQEX	3,9	-0,0565424	1,95	SET	10,5	1,7664	10,5	11,7	9,2978														
zone IV	-305,57	0,34	4,8	GQMEY	3,9	-0,0011127	1,95	SET	10,5	3,8196	10,5	11,7	9,2978	11,70	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0029	Condition vérifiée	0,0021	Condition vérifiée	0,3815	Condition vérifiée
	305,64	1,72	4,1	GQMEY	3,9	0,0056275	1,95	SET	10,5	3,8205	10,5	11,7	9,2978														
	-118,94	16,58	1,47	GQMEY	3,9	-0,1393980	1,95	SET	10,5	1,4868	10,5	11,7	9,2978														

TABLEAU V.12 : ferraillage et vérifications du voile V1 L = 3.9m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	L	Eg	l/2	obs	A2		As	Amin		AS	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
									Amin	$N/(2*fe/\sqrt{s})$		RPA	BAEL				cm ²	cm ²				rb	Observation	tu	Observation	σbc	Observation
zone I	985,86	1,48	1,2	08GMEX	2,15	0,0015012	1,075	SET	10,5	12,3233	12,3233	6,45	5,0715	19,96	7 HA 20	21,99	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0733	Condition vérifiée	0,0523	Condition vérifiée	3,4486	Condition vérifiée
	-1596,6	1,3	1,07	GQEX	2,15	-0,0008142	1,075	SET	10,5	19,9584	19,9584	6,45	5,0715														
	-872,09	21,13	20,25	GQEX	2,15	-0,0242292	1,075	SET	10,5	10,9011	10,9011	6,45	5,0715														
zone II	335,69	21,37	23,95	08GMEX	2,15	0,0636599	1,075	SET	10,5	4,1961	10,5	6,45	5,0715	12,03	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0704	Condition vérifiée	0,0503	Condition vérifiée	2,1342	Condition vérifiée
	-962,74	17,19	20,37	GQEX	2,15	-0,0178553	1,075	SET	10,5	12,0343	12,0343	6,45	5,0715														
	-506,74	25,88	19,47	GQEX	2,15	-0,0510716	1,075	SET	10,5	6,3343	10,5	6,45	5,0715														
zone III	95,86	4,23	26,7	08GMEX	2,15	0,0441269	1,075	SET	10,5	1,1983	10,5	6,45	5,0715	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,1026	Condition vérifiée	0,0733	Condition vérifiée	1,1732	Condition vérifiée
	-523,42	15,02	18,43	GQEX	2,15	-0,0286959	1,075	SET	10,5	6,5428	10,5	6,45	5,0715														
	64,35	26,08	28,35	GQEX	2,15	0,4052836	1,075	SET	10,5	0,8044	10,5	6,45	5,0715														
zone IV	-375,06	23,54	7,89	GQEX	2,15	-0,0627633	1,075	SET	10,5	4,6883	10,5	6,45	5,0715	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,1312	Condition vérifiée	0,0937	Condition vérifiée	0,8406	Condition vérifiée
	82,43	5,44	19,71	08GMEX	2,15	0,0659954	1,075	SET	10,5	1,0304	10,5	6,45	5,0715														
	36,46	27,54	36,28	GQEX	2,15	0,7553483	1,075	SET	10,5	0,4558	10,5	6,45	5,0715														

TABLEAU V.13 : ferraillage et vérifications du voile V6 L = 2.15m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	L	Eg	l/2	obs	A2		As	Amin		AS	Aadp	Avadp	Ah	cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
									Amin	$N/(2*fe/\gamma_s)$		RPA	BAEL									τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
zone I	-1662,9	0,01	0,02	GQEX	3,85	-0,000006	1,925	SET	10,5	20,787	20,787	11,55	9,177	20,79	7 HA 20	21,99	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0567	Condition vérifiée	0,0405	Condition vérifiée	2,0710	Condition vérifiée
	1375,02	0,05	0,02	08GMEX	3,85	0,000036	1,925	SET	10,5	17,188	17,188	11,55	9,177														
	-401,3	32,99	28,07	GQMEY	3,85	-0,082208	1,925	SET	10,5	5,016	10,5	11,55	9,177														
zone II	528,87	1,21	0,98	08GMEX	3,85	0,002288	1,925	SET	10,5	6,611	10,5	11,55	9,177	13,85	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0534	Condition vérifiée	0,0382	Condition vérifiée	1,4006	Condition vérifiée
	-1107,9	1,19	0,97	GQEX	3,85	-0,001074	1,925	SET	10,5	13,850	13,850	11,55	9,177														
	-324,19	43,66	26,45	GQMEY	3,85	-0,134674	1,925	SET	10,5	4,052	10,5	11,55	9,177														
zone III	-566,58	1,83	1,52	GQEX	3,85	-0,003230	1,925	SET	10,5	7,082	10,5	11,55	9,177	11,55	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0481	Condition vérifiée	0,0344	Condition vérifiée	0,7162	Condition vérifiée
	168,81	1,79	1,48	08GMEX	3,85	0,010604	1,925	SET	10,5	2,110	10,5	11,55	9,177														
	-195,38	44,41	23,83	GQMEY	3,85	-0,227301	1,925	SET	10,5	2,442	10,5	11,55	9,177														
zone IV	-423,96	2,04	1,84	GQEX	3,85	-0,004812	1,925	SET	10,5	5,300	10,5	11,55	9,177	11,55	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0315	Condition vérifiée	0,0225	Condition vérifiée	0,5359	Condition vérifiée
	132,68	2,09	1,66	08GMEX	3,85	0,015752	1,925	SET	10,5	1,659	10,5	11,55	9,177														
	-102,32	42,71	15,61	GQMEY	3,85	-0,417416	1,925	SET	10,5	1,279	10,5	11,55	9,177														

TABLEAU V.14 : ferraillage et vérifications du voile V7 L = 3.85m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	L	Eg	l/2	obs	A2		As	Amin		AS	Aadp	Avadp	Ah	cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
									Amin	$N/(2*fe/\gamma_s)$		RPA	BAEL									τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
zone I	317,72	0,54	1,16	08GEY	2	0,00170	1	SET	10,5	3,972	10,5	6	4,709	13,96	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0890	Condition vérifiée	0,0636	Condition vérifiée	1,4114	Condition vérifiée
	-1116,5	1,86	3,38	GQMEY	2	-0,00167	1	SET	10,5	13,957	13,957	6	4,709														
	-325,43	9,69	22,88	GQEX	2	-0,02978	1	SET	10,5	4,068	10,5	6	4,709														
zone II	-690,66	3,98	7,43	GQMEY	2	-0,00576	1	SET	10,5	-8,633	10,5	6	4,709	10,50	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0699	Condition vérifiée	0,0499	Condition vérifiée	0,8730	Condition vérifiée
	180,07	1,12	4,79	GQMEY	2	0,00622	1	SET	10,5	2,251	10,5	6	4,709														
	-289,67	7,48	17,98	GQEX	2	-0,02582	1	SET	10,5	3,621	10,5	6	4,709														
zone III	-430,34	2,63	4,64	GQMEY	2	-0,00611	1	SET	10,5	5,379	10,5	6	4,709	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0037	Condition vérifiée	0,0027	Condition vérifiée	0,5474	Condition vérifiée
	163,96	0,99	4,34	GQMEY	2	0,00604	1	SET	10,5	2,050	10,5	6	4,709														
	-317,26	5	0,96	GQEX	2	-0,01576	1	SET	10,5	3,966	10,5	6	4,709														
zone IV	-264,56	3,95	3,04	GQMEY	2	-0,01493	1	SET	10,5	3,307	10,5	6	4,709	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0061	Condition vérifiée	0,0044	Condition vérifiée	0,3365	Condition vérifiée
	127,84	0,75	3,05	GQMEY	2	0,00587	1	SET	10,5	1,598	10,5	6	4,709														
	-90,89	3,94	1,58	GQMEY	2	-0,04335	1	SET	10,5	1,136	10,5	6	4,709														

TABLEAU V.15 : ferraillage et vérifications du voile V8 L = 2m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	L	Eg	l/2	obs	A2		As	Amin		AS	Aadp	Avadp	Ah	cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
									Amin	$N/(2 \cdot f_e / \gamma_s)$		RPA	BAEL									τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
zone I	-456,2	6,22	6,14	GQMEY	3,5	-0,01363	1,75	SET	10,5	5,703	10,5	10,5	8,332	19,97	7 HA 20	21,99	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,00029	Condition vérifiée	0,00021	Condition vérifiée	2,17912	Condition vérifiée
	597,96	0,36	0,28	08GMEX	3,5	0,00060	1,75	SET	10,5	7,475	10,5	10,5	8,332														
	-1597,2	0,09	0,13	GQEX	3,5	-0,00006	1,75	SET	10,5	19,966	19,966	10,5	8,332														
zone II	-486,35	-12,49	-7,52	GQMEY	3,5	0,02568	1,75	SET	10,5	6,079	10,5	10,5	8,332	12,92	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,00178	Condition vérifiée	0,00127	Condition vérifiée	1,43349	Condition vérifiée
	241,35	-0,34	3,79	GQEX	3,5	-0,00141	1,75	SET	10,5	-3,017	10,5	10,5	8,332														
	-1033,7	0,67	0,8	GQEX	3,5	-0,00065	1,75	SET	10,5	12,921	12,921	10,5	8,332														
zone III	-305,02	-19,03	-8,99	GQMEY	3,5	0,06239	1,75	SET	10,5	3,813	10,5	10,5	8,332	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,00340	Condition vérifiée	0,00243	Condition vérifiée	0,82178	Condition vérifiée
	244,72	-0,45	6,02	GQEX	3,5	-0,00184	1,75	SET	10,5	3,059	10,5	10,5	8,332														
	-588,52	1,43	1,53	GQEX	3,5	-0,00243	1,75	SET	10,5	7,357	10,5	10,5	8,332														
zone IV	-129,65	-27,04	-12,84	GQMEY	3,5	0,20856	1,75	SET	10,5	1,621	10,5	10,5	8,332	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,00638	Condition vérifiée	0,00456	Condition vérifiée	0,18104	Condition vérifiée
	251,08	-0,39	8,88	GQEX	3,5	-0,00155	1,75	SET	10,5	3,139	10,5	10,5	8,332														
	-385,78	-2,2	2,87	GQEX	3,5	0,00570	1,75	SET	10,5	4,822	10,5	10,5	8,332														

TABLEAU V.16 : ferraillage et vérifications du voile V5 L = 3.5m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	L	Eg	l/2	obs	A2		As	Amin		AS	Aadp	Avadp	Ah	cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
									Amin	$N/(2 \cdot f_e / \gamma_s)$		RPA	BAEL									τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
zone I	-457,67	7,24	7,21	GQMEY	1,8	-0,01582	0,9	SET	10,5	5,721	10,5	5,4	4,226	15,92	7 HA 20	21,99	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0312	Condition vérifiée	0,0223	Condition vérifiée	3,2407	Condition vérifiée
	268,97	0,1	0,43	GQEX	1,8	0,00037	0,9	SET	10,5	3,362	10,5	5,4	4,226														
	-1273,5	0,11	0,02	GQEX	1,8	-0,00009	0,9	SET	10,5	15,919	15,919	5,4	4,226														
zone II	-516,89	15,9	8,97	GQMEY	1,8	-0,03076	0,9	SET	10,5	6,461	10,5	5,4	4,226	10,88	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0069	Condition vérifiée	0,0049	Condition vérifiée	2,2830	Condition vérifiée
	340,81	0,11	0,93	GQEX	1,8	0,00032	0,9	SET	10,5	4,260	10,5	5,4	4,226														
	-870,06	1,42	1,59	GQEX	1,8	-0,00163	0,9	SET	10,5	10,876	10,876	5,4	4,226														
zone III	-331,09	25,36	11,66	GQMEY	1,8	-0,07660	0,9	SET	10,5	4,139	10,5	5,4	4,226	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0028	Condition vérifiée	0,0020	Condition vérifiée	2,0652	Condition vérifiée
	332,59	0,34	1,38	GQEX	1,8	0,00102	0,9	SET	10,5	4,157	10,5	5,4	4,226														
	-776,84	1,32	0,65	GQEX	1,8	-0,00170	0,9	SET	10,5	9,711	10,5	5,4	4,226														
zone IV	-171,18	38,7	18,98	GQMEY	1,8	-0,22608	0,9	SET	10,5	2,140	10,5	5,4	4,226	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,0041	Condition vérifiée	0,0029	Condition vérifiée	1,4195	Condition vérifiée
	355,46	0,27	1,87	08GMEX	1,8	0,00076	0,9	SET	10,5	4,443	10,5	5,4	4,226														
	-533,95	1,92	0,95	GQEX	1,8	-0,00360	0,9	SET	10,5	6,674	10,5	5,4	4,226														

TABLEAU V.17 : ferraillage et vérifications du voile V4 L = 1.8m

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du béton sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

VI.1. Choix du type de fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2 bars.

VI.2. Dimensionnement :

a. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

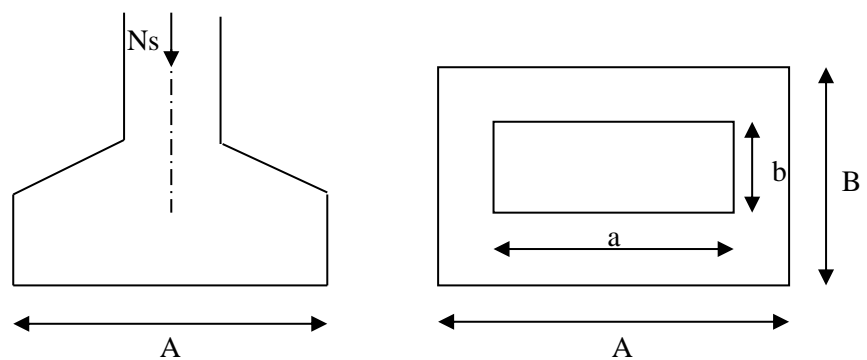


Figure VI.1: Dimensions d'une fondation

Exemple de calcul:

$$N_{ser}=1747.61 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma}_{sol}=200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \quad B=2.96 \text{ m}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b. Semelle filante :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \longrightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \longrightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$)

n : nombre de voiles

➤ Sens longitudinales :

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B xL	S x n
VL2	349.71	1.05	1.665	1.749	6.9942
VL3	248.38	1.15	1.080	1.242	4.9676
VL4	498.15	1.8	1.384	2.491	4.9815
VL5	950.93	3.5	1.358	4.755	9.5093
VL6	491.36	2.15	1.143	2.457	9.8272
VL7	638.95	3.85	0.830	3.195	6.3895
Somme					42.6693

Tableau VI.1: Surface de la semelle filante sous voiles

➤ Sens transversales :

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B xL	S x n
V _{T1}	809.35	3.9	1.038	4.04675	16.187
V _{T8}	638.95	2	1.597	3.19475	6.3895
Somme					22.5765

Tableau VI.2: Surface de la semelle filante sous voiles

$$S_v = \sum S_i = 65.25 \text{ m}^2$$

2. Semelles filantes sous poteaux :

➤ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ Etapes de calcul :

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{1}{6} \text{ Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) t$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

Exemple de calcul :

Charges transmises par le portique :

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	1694.35	-9.45	-16011.6075	13.1
2	1118.07	-5.55	-6205.2885	-9.354
3	717.69	-2.2	-1578.918	3.078
4	747.26	2.2	1643.972	-5.422
5	1233.5	5.55	6845.925	-3.016
6	1747.61	9.45	16514.9145	-14.347
Somme	$\sum N_s = 7258.48$		1208.9975	-15.961

Tableau VI.3: Surface de la semelle filante sous poteaux

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1208.9975 - 15.961}{7258.48} = 0.16 \text{ m.}$$

$$e = 0.16 \text{ m} < \frac{l}{6} = \frac{18.9}{6} = 3.15 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{7258.48}{18.9} \left(1 - \frac{6 \times (0.16)}{18.9}\right) = 364.53 \text{ KN/ml.} \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{7258.48}{18.9} \left(1 + \frac{6 \times (0.16)}{18.9}\right) = 403.55 \text{ KN/ml.} \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{7258.48}{18.9} \left(1 + \frac{3 \times (0.16)}{18.9}\right) = 393.80 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{393.80}{200} = 1.96 \text{ m} \cong 2 \text{ m.}$$

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 2 \times 18.9 = 37.8 \text{ m}^2$.

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{t \text{ Pot}} = 37.8 \times 8 = 302.4 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes est :

$$S_{\text{tot}} = S_{v \text{ tot}} + S_{t \text{ Pot}} = 302.4 + 65.25 = 367.65 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{t \text{ structure}} = 463.05 \text{ m}^2$.

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

$$\frac{S_{t \text{ semelles}}}{S_{t \text{ structure}}} = \frac{367.65}{463.05} = 0.79 \rightarrow \text{La surface des semelles représente 79 \% de la surface totale}$$

Remarque

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

c. Etude d'un radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1. Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm.}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\text{Selon la condition forfaitaire : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier.

L_{\max} : Distance max entre deux voiles successifs. $L_{\max} = 4,40 \text{ m.}$

$$\frac{4,40}{8} \leq h \leq \frac{4,40}{5} \Rightarrow 0,55 \leq h \leq 0,88 \text{ On opte pour } h = 80 \text{ cm.}$$

➤ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{440}{20} = 22 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

➤ Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{440}{50} \leq h_t \leq \frac{440}{40} \rightarrow 8.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 11 \text{ cm Soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Nervure :**

a. La hauteur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 100 \text{ cm.}$$

b. La largeur de la nervure :

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \longrightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$\Leftrightarrow 40 \leq b_n \leq 70, \text{ On opte pour : } b_n = 60 \text{ cm.}$$

c. Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée. $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,40\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,88 \text{ m, On adopte pour : } h = 100 \text{ cm.}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures : $h = 100$ cm.
- Largeur de la nervure : $b_n = 60$ cm.
- Hauteur de la dalle : $h_d = 30$ cm.
- La dalle flottante : $e_f = 10$ cm

2. Détermination des efforts à la base du radier :

Chargement	Charge permanente	G= 63540.12 KN
	Charge d'exploitation	Q= 9424.96 KN
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 63540.12 + 1.50 \times 9424.96$ $= 99916.60 \text{KN}$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 63540.12 + 9424.96 = 72965.08 \text{KN}$
Surface	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{99916.60}{1.33 \times 200} = 375.626 \text{ m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{72965.08}{1.33 \times 200} = 274.30 \text{ m}^2$
	Surface adoptée	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 375.626 \text{m}^2$
	La surface du bâtiment	$S_{bat} = 463.05 \text{ m}^2$
Conclusion	<p style="text-align: center;">$S_{bat} = 463.05 \text{m}^2 > S_{rad} = 375.626 \text{ m}^2$</p> <p style="text-align: center;">Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :</p> $L_{déb} \geq \max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right\} = 50\text{cm}$ <p style="text-align: center;">$L_{déb} = 60\text{cm}$</p>	
Surface du débord	$S_{déb} = (24.50 + 18.90) \times 2 \times 0,6 = 52.08 \text{m}^2$	
Surface totale du radier	$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 52.08 + 463.05 = 515.13 \text{ m}^2$	

Tableau VI.4: efforts à la base du radier

3. Détermination du poids du radier :

Poids du bâtiment		G=63540.12 KN	
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 515.13 \times 0.30 \times 25$	3863.475 KN
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n \times h_n \times \rho_b \times \sum(L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0.60 \times 1 \times 25 \times (24.50 \times 6 + 18.90 \times 8)$	4473 KN
	Poids de TVO	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum(L_x \times n + L_y \times m) = 0.6 \times 309.4$ $= 178.92m^2$ $P_{TVO} = (515.13 - 178.92) \times (1 - 0.3) \times 17$	4000.89 KN
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle\ flottante} = 515.13 \times 0.10 \times 25$	1287.825 KN
Poids de radier			13625.19KN
Surcharge d'exploitation		Surcharge du bâtiment Q	9424.96 KN
		Surcharge du radier $Q = 5 \times 515.13$	2575.65 KN
Poids total de la structure		$G_T = G_b + G_{rad} = 63540.12 + 13625.19$	77165.31 KN
		$Q_t = Q_b + Q_{rad} = 9424.96 + 2575.65$	12000.61 KN
Combinaisons	ELU	$N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 77165.31 + 1.50 \times 12000.61$	122174.08 KN
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 77165.31 + 12000.61$	89165.92KN

Tableau VI.5: Détermination du poids du radier

VI.2 Vérifications :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$T_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{s_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$ $T_u^{max} = \frac{122174.08 \times 1.00}{515.13} \times \frac{4,40}{2} = 521.77 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{521.77 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 300} = 1,93 \text{ MPa}$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.50 \text{ MPa} \right\} = 2.50 \text{ MPa}$
$\tau_u = 1,93 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{ MPa}$ Condition vérifiée	

Tableau VI.6: Vérification de la contrainte de cisaillement

2) Vérification de la stabilité de radier :

✓ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	12.85 m
	Moment d'inertie	I_{yy}	28432.443m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 95114.091 + 3720.45 \times 1.00 = 98834.541 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{s_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{122174.08}{515.13} + \frac{98834.541}{28432.443} \times 12.85 = 281.84 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{s_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{122174.08}{515.13} - \frac{98834.541}{28432.443} \times 12.85 = 192.50 \text{ KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 281.84 + 192.50}{4} = 259.5 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 259.50 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{s_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{89165.92}{515.13} + \frac{98834.541}{28432.443} \times 12.85 = 217.76 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{s_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{89165.92}{515.13} - \frac{98834.541}{28432.443} \times 12.85 = 128.42 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 217.76 + 128.42}{4} = 195.425 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 195.425 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée		

Tableau VI.7: Vérification de la contrainte de cisaillement sens longitudinale

✓ Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	10.05 m
	Moment d'inertie	I_{xx}	17391.62 m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 89328.646 + 3532.14 \times 1 = 92860.786 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{122174.08}{515.13} + \frac{98834.541}{17391.62} \times 10.05 = 294.28 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{122174.08}{515.13} - \frac{98834.541}{17391.62} \times 10.05 = 180.06 \text{ KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 294.28 + 180.06}{4} = 265.725 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 265.725 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{88260.80}{515.13} + \frac{92860.786}{17391.62} \times 10.05 = 225 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{88260.80}{515.13} - \frac{92860.786}{17391.62} \times 10.05 = 117.67 \text{ KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 225 + 117.67}{4} = 198.168 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 198.168 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée		

Tableau VI.8: Vérification de la contrainte de cisaillement sens transversal

3)Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{98834.541}{89165.92} = 1,10 \text{ m} < \frac{24.5}{4} = 6.13 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{92860.786}{89165.92} = 1.04 \text{ m} < \frac{18.90}{4} = 4.73 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L91 modifié 99**.

VI.3.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastres sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas** : si $\rho < 0,4 \implies$ le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

- **2^{eme} Cas** : si $0,4 \leq \rho \leq 1 \implies$ le panneau de dalle travaille dans deux sens.

- Dans le sens de plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Chargement :**

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{4,4} = 0.79 \quad \begin{cases} u_x = 0.0576 \\ u_y = 0.577 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} .

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\max)(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 265.725 - \frac{13625.19}{515.13} = 239.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\max)(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 198.168 - \frac{13625.19}{515.13} = 171.72 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_{0x} = 0,0576 \times 239.27 \times 3,5^2 = 168.83 \text{ KN m.}$$

$$M_{0y} = 0,577 \times 168.83 = 97.41 \text{ KN m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,85 en travée.

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 168.83 = 143.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 97.41 = 82.79 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 168.83 = 84.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 97.41 = 48.70 \text{ KN.m}$$

VI.3.2 Ferrailage à ELU :

Sens longitudinale :

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{84.42 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,078 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,078 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,959$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{84.42 \times 10^3}{0,959 \times 27,5 \times 348} = 9.19 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 9.23 \text{ cm}^2$,

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{143.50 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,134 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,134 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,928$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{143.50 \times 10^3}{0,928 \times 27,5 \times 348} = 16.15 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA20 $\Rightarrow A_{ad}^x = 18.84 \text{ cm}^2$,

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Sens transversale :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{48.70 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,045 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,977$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{48.70 \times 10^3}{0,977 \times 27,5 \times 348} = 5.2 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA16 $\Rightarrow A_{ad}^x = 6.15 \text{ cm}^2$,

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

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{82.79 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,077 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,077 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9595$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{82.79 \times 10^3}{0,9595 \times 27,5 \times 348} = 9.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 9.23 \text{ cm}^2$,
Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Zone	Sens	M (KN.m)	μ	μ_1	Obs	β	Ferraillage e	S_t (cm)	Section (cm ²)
En travée	X-X	143.50	0,134	0,392	S.S.A	0,928	6HA20	20	18.84
	Y-Y	82.79	0,077		S.S.A	0,9595	6HA14	20	9.23
Aux appuis	X-X	84.42	0,078		S.S.A	0,959	6HA14	20	9.23
	Y-Y	48.70	0,045		S.S.A	0,977	4HA16	25	6.15

Tableau VI.9: Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la

VI.3.3 vérifications à ELU :

- **Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).**

Il faut vérifier que :

Sens longitudinale :

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \left(\frac{3 - 0,79}{2} \right) = 2,65 \text{ cm}^2$$

Sens transversale

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \Rightarrow A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton

Sens	Zone	A_{min} (cm ²)	A_{ad}	A_s (cm ²)	Obs
X-X	Appuis	2,65	6HA14	9.23	CV
	Travée	2,65	6HA20	18.84	CV
Y-Y	Appuis	2,4	4HA16	8.04	CV
	Travée	2,4	6HA14	9.23	CV

Tableau VI.10: Vérification de la condition de non fragilité

➤ **Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ **Sens longitudinal :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4 vérifications à ELS :

➤ **Evaluation des moments M_x ; M_y :**

• **Sens longitudinal :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0,0576 \times 171,72 \times 3,5^2 = 121,16 \text{ KN m.}$$

✓ **Moment aux appuis :** $M_a^x = 0,5 \times 121,16 = 60,58 \text{ KN m.}$

✓ **Moment en travées :** $M_t^x = 0,85 \times 121,16 = 102,98 \text{ KN m.}$

• **Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0,577 \times 121,16 = 69,90 \text{ KN m.}$$

✓ **Moment aux appuis :** $M_a^y = 0,5 \times 69,90 = 34,95 \text{ KN m.}$

✓ **Moment en travées :** $M_t^y = 0,85 \times 69,90 = 59,41 \text{ KN m.}$

Sens	Zone	M _s	A _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
Sens x-x	Travée	102.98	18.84	0.685	0,8796	26.55	225.97	348	8.51	15	CV
	Appuis	60.58	9.23	0.335	0,910	40.08	262.27	348	6.54	15	CV
Sens y-y	Travée	59.41	9.23	0,335	0,910	40.08	257.21	348	6.42	15	CV
	Appuis	34.95	8.04	0,292	0,915	43.22	172.75	348	3.99	15	CV

Tableau VI.11: Vérification des contraintes dans l'acier et le béton

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

VI.5 vérifications à ELS :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

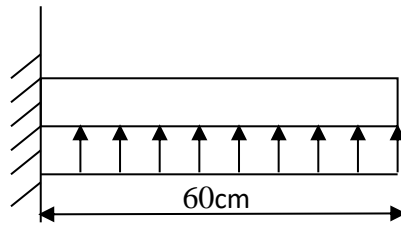


Figure X.5 : Schéma statique du débord

❖ Sollicitations de calcul :

✓ ELU : $q_u = 239.27 \text{ KN/m}$ $M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-239.27 \times 0.6^2}{2} = -43.06 \text{ KN.m}$

✓ ELS : $q_s = 171.72 \text{ KN/m}$ $M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-171.72 \times 0.6^2}{2} = -30.91 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{43.06 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14.2} = 0,040 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43.06 \times 10^3}{0,980 \times 27,5 \times 348} = 4.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : 5HA12 $\Rightarrow A_{ad} = 5.65 \text{ cm}^2$ Avec: $S_t = 20\text{cm}$.

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec: $S_t = 20\text{cm}$

❖ Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 3,32 \text{ cm}^2.$$

$A_{ad} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.32 \text{ cm}^2$ Condition est vérifiée.

❖ Vérification à l'ELS :

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

M_s	A_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
30.91	5.65	0.205	0.927	53.49	214.60	348	cv	4.01	15	cv

Tableau VI.12: Vérification des contraintes dans l'acier et le béton des débords

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$ alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

VI.4.3 Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

➤ Sollicitation :

✓ Moment fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ Effort tranchant :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

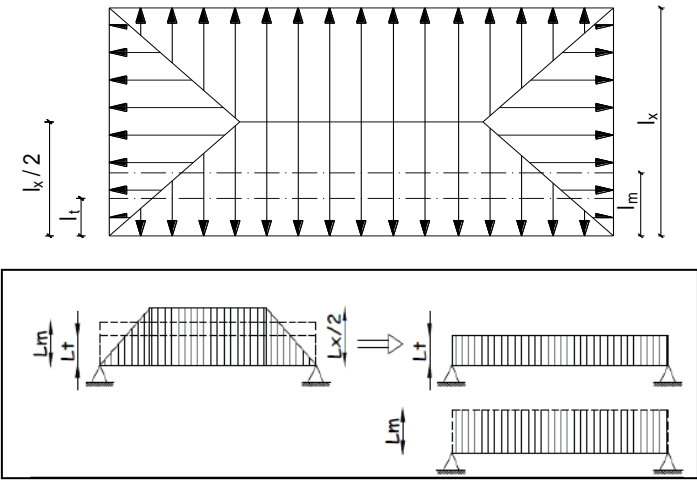
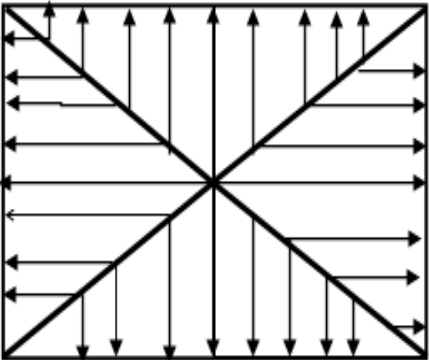
Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
<p>Cas de chargement trapézoïdal</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
<p>Cas de chargement triangulaire</p>		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

Figure VI.3: Répartitions simplifiée des chargements

Les tableaux ci-dessous représentent Répartitions simplifiée des chargements sens longitudinal et sens transversal.

Travée	Panneau u	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ q _{um}	Q _{sm}	∑ q _{sm}	Q _{ut}	∑ q _{ut}	Q _{st}	∑ q _{st}
1-2	1	3.5	4.4	0.80	Triangulaire	1.17	0.88	239.27	171.72	278.87	569.72	200.14	408.88	209.36	436.28	150.26	313.11
	2	3.5	3.35	0.96	Trapézoïdal	1.22	0.95	239.27	171.72	290.86		208.74		226.92		162.86	

Tableau VI.13: Répartitions simplifiée des chargements sens longitudinal X-X

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ q _{um}	Q _{sm}	∑ q _{sm}	Q _{ut}	∑ q _{ut}	Q _{st}	∑ q _{st}
1-2	1	3.5	3.9	0.90	Trapézoïdal	1.28	1.05	239.27	171.72	306.31	612.62	219.83	439.67	250.10	500.21	179.50	358.99
	2	3.5	3.9	0.90	Trapézoïdal	1.28	1.05	239.27	171.72	306.31		219.83		250.10		179.50	
2-3	1	3.5	3.35	0.96	Triangulaire	1.17	0.88	239.27	171.72	278.87	557.74	200.14	400.28	209.36	418.72	150.26	300.51
	2	3.5	3.35	0.96	Triangulaire	1.17	0.88	239.27	171.72	278.87		200.14		209.36		150.26	
3-4	1	3.5	4.4	0.80	Trapézoïdal	1.38	1.20	239.27	171.72	330.41	660.81	237.13	474.26	286.25	572.50	205.44	410.87
	2	3.5	4.4	0.80	Trapézoïdal	1.38	1.20	239.27	171.72	330.41		237.13		286.25		205.44	

Tableau VI.14: Répartitions simplifiée des chargements sens transversal Y-Y

Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

➤ **Sens longitudinale X-X :**

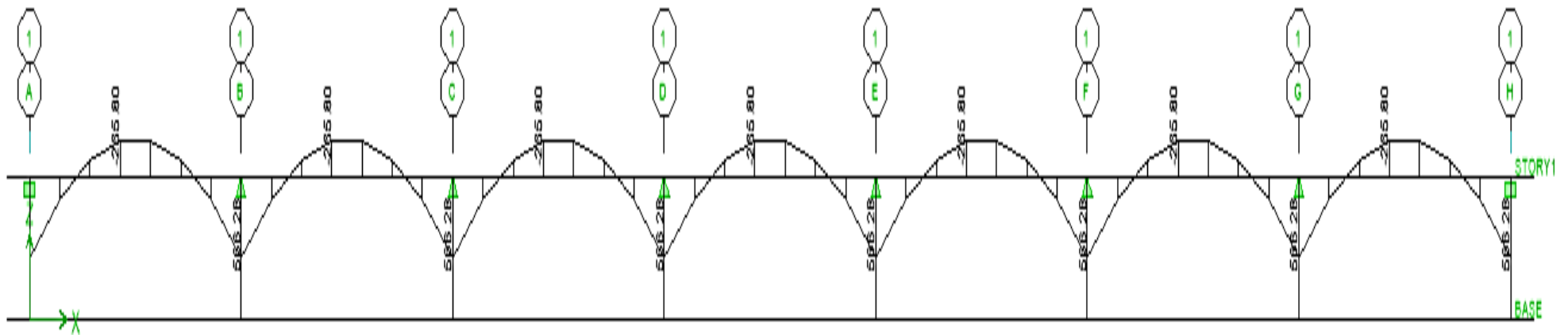


Figure VI.4 : Diagramme du moment fléchissant à L'ELU sens x-x

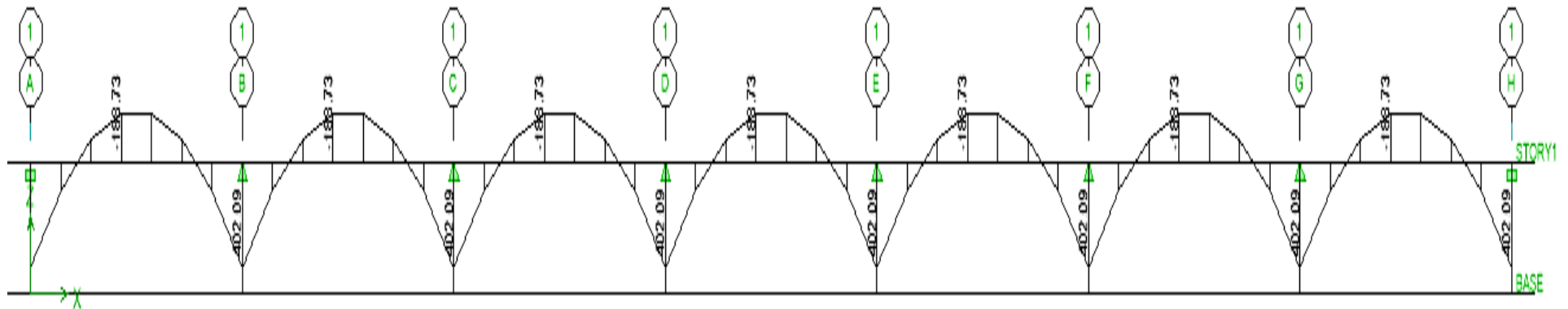


Figure VI.5: Diagramme

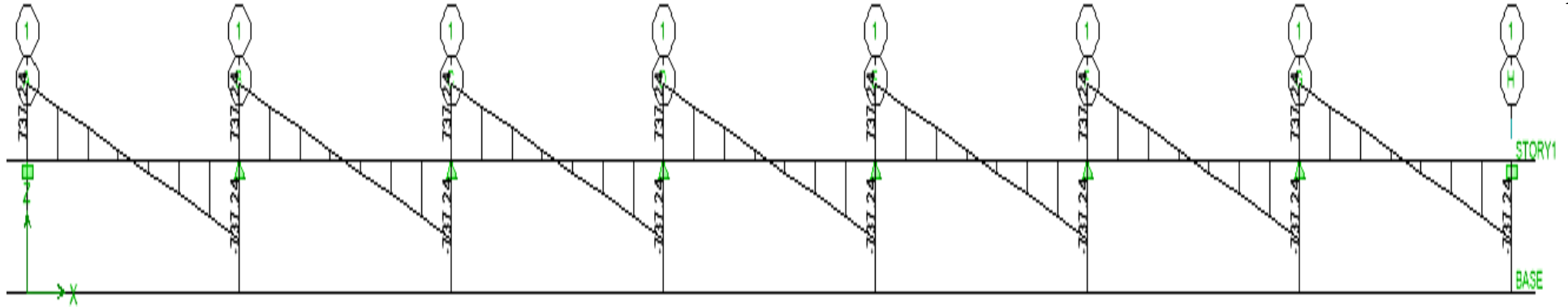


Figure VI.6: Diagramme de l'effort tranchant sens X-X

➤ Sens longitudinal Y-Y :

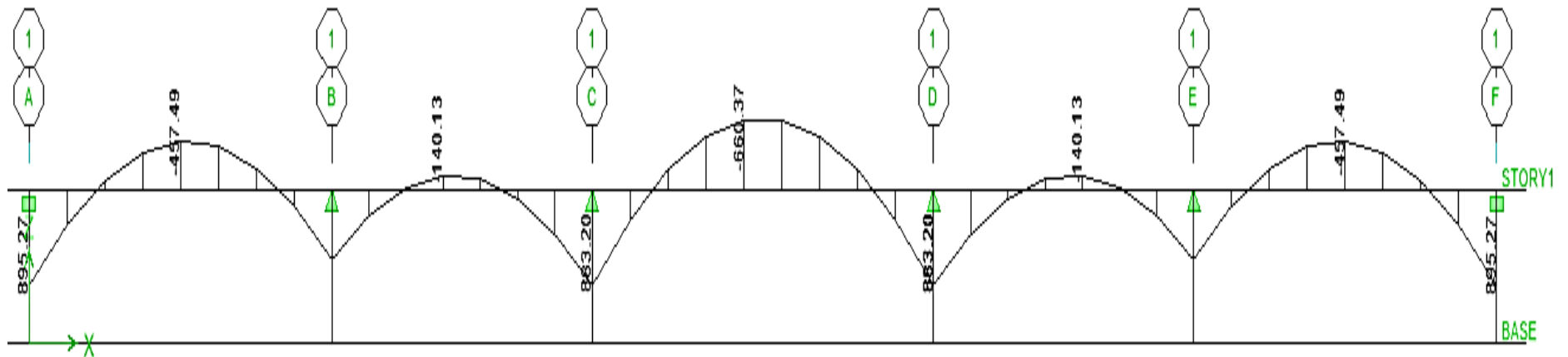


Figure VI.7 : Diagramme du moment fléchissant à L'ELU sens y-y

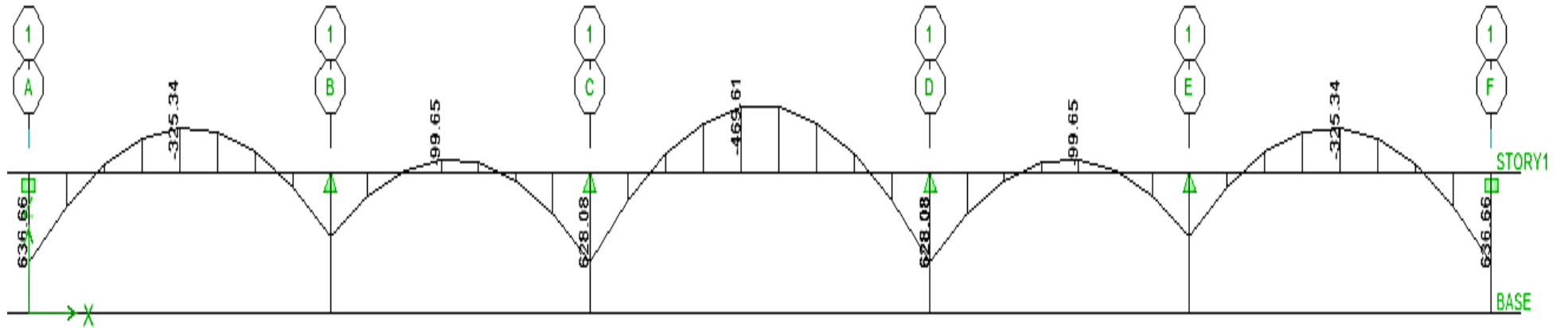


Figure VI.8 : Diagramme du moment fléchissant à L'ELS Y-Y

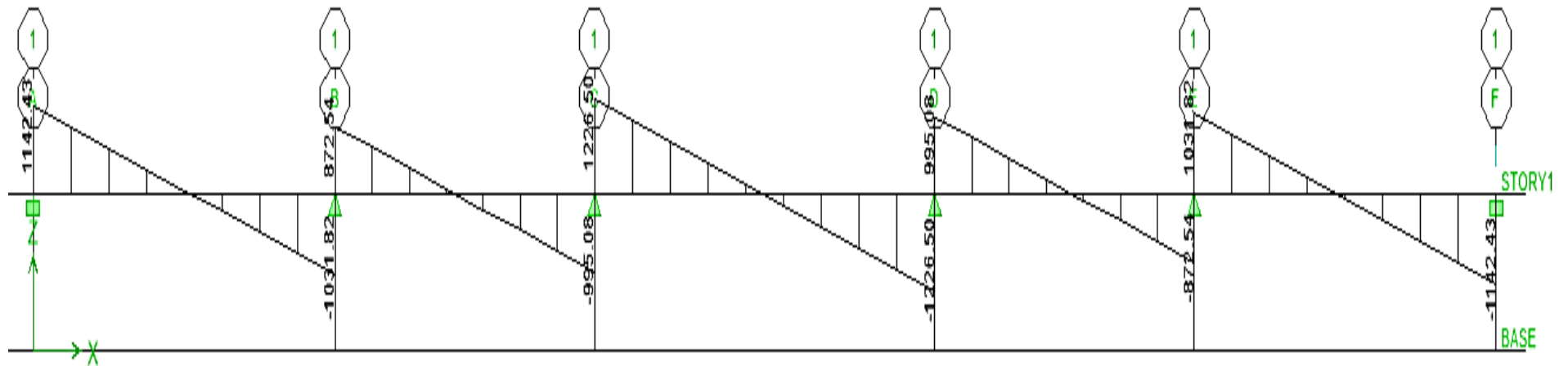


Figure VI.9: Diagramme de l'effort tranchant sens Y-Y

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Sens longitudinal x-x		Sens transversal y-y	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{\max}^a = 568.28$	$M_{\max}^a = 402.09$	$M_{\max}^a = 895.27$	$M_{\max}^a = 636.66$
$M_{\max}^t = 265.80$	$M_{\max}^t = 188.73$	$M_{\max}^t = 660.37$	$M_{\max}^t = 469.61$
$T_{\max} = 737.24$		$T_{\max} = 1226.50$	

Tableau VI.15: efforts maximaux

1) Calcul du ferrailage :

$b=60 \text{ cm} \quad h=100 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348\text{MPa} \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} ; A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN. cm)	μ	Obs	β	A_s	Choix	A_{ad}	S_t
X-X	Appuis	568.28	0.070	S.S.A	0.964	17.37406645	4HA20+4HA16	20,61	10
	Travée	265.8	0.033	S.S.A	0.9835	7.96520124	4HA20	12,56	10
Y-Y	Appuis	895.27	0.111	S.S.A	0.941	28.04016396	5HA20+5HA20	31.4	10
	Travée	660.37	0.082	S.S.A	0.957	20.33721772	5HA20+2 HA20	21.98	10

Tableau VI.16: Calcul du ferrailage de la nervure

2) Vérification à l'ELU :

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

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 60 \times 97.5 \times 2,1}{400} = 7.06 \text{ cm}^2$$

		$A_{Adepté}$	A_{min}	Observation
X-X	Appuis	20,61	7.06	Condition vérifiée
	Travée	12,56	7.06	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	31.4	7.06	Condition vérifiée
	Travée	21.98	7.06	Condition vérifiée

Tableau VI.17: vérification de la non fragilité

✓ **Armatures transversales :**

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.667 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures:**

Zone nodal:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

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

• **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens X-X : $\tau_u = \frac{737.24 \times 10^3}{600 \times 975} = 1.26 < 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Sens Y-Y : $\tau_u = \frac{1226.50 \times 10^3}{600 \times 975} = 2.1 < 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

3) Vérification à l'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}. \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	Travée	12.56	188.73	0.215	0.926	53.18	167.29	348	6.54	15	CV
	Appuis	20.61	402.09	0.352	0.908	39.35	221.51	348	8.84	15	CV
y-y	Travée	21.98	469.61	0.376	0.906	39.35	243.11	348	8.84	15	CV
	Appuis	31.40	636.66	0.537	0.891	37.63	234.60	348	9.25	15	CV

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VI.18: vérifications a l'ELS

Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

$$A_p = 4\text{HA}12$$

CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, Etabs AutoCad que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant le contreventement et la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

- *Règles parasismique algérien RPA 99/version 2003*
- *CBA règles Technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des état limite*
- *Béton armée aux états limite BAEL 91 modifié 99 et DTU associé*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C22) : charge permanentes et charges d'exploitation*

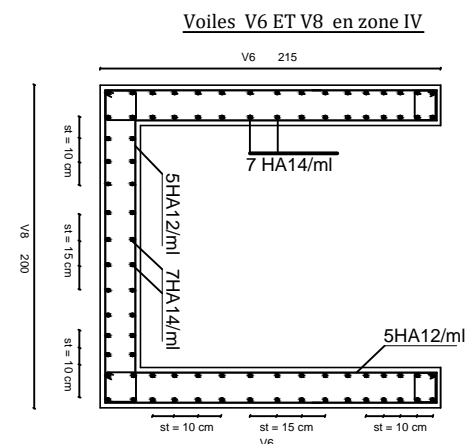
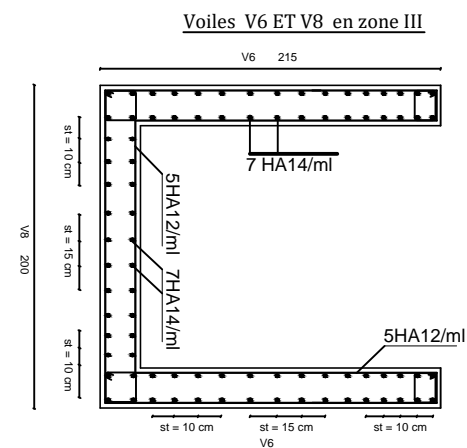
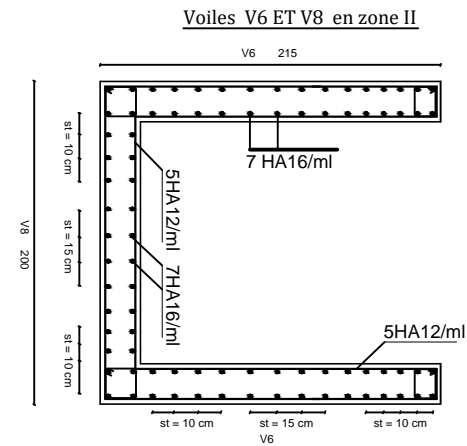
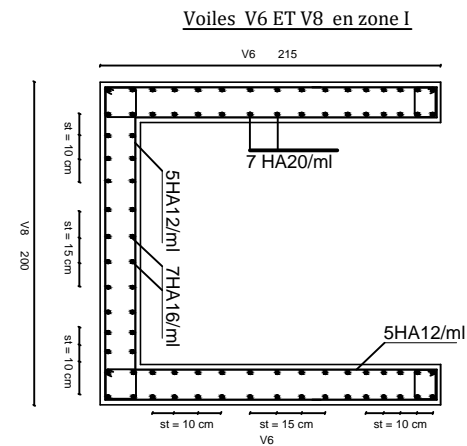
Logiciels :

- *Logiciel ETABS 9.7*
- *Application de ferrailage SOCOTEC*
- *Excel*
- *Word*
- *Autocad 2017*

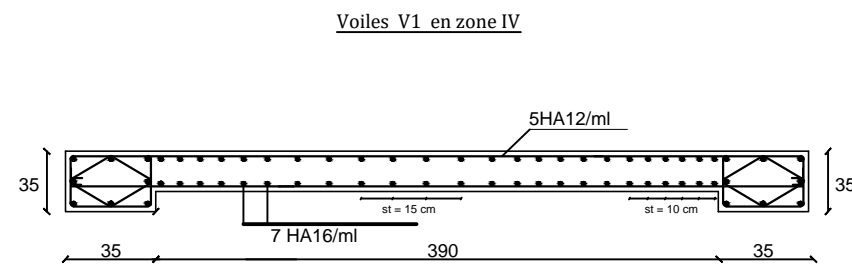
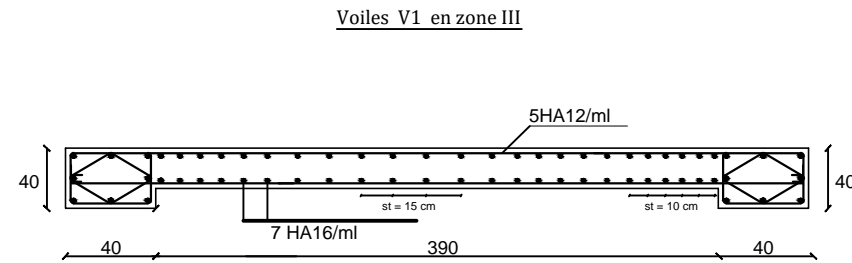
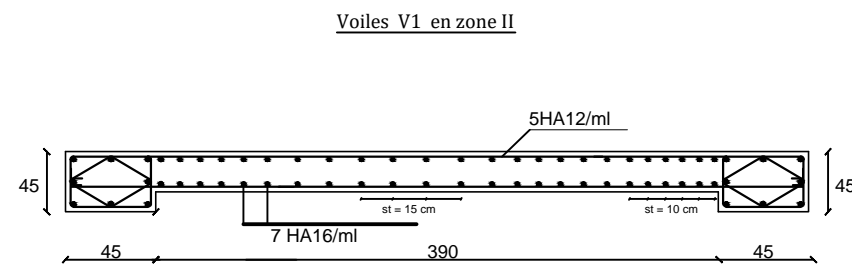
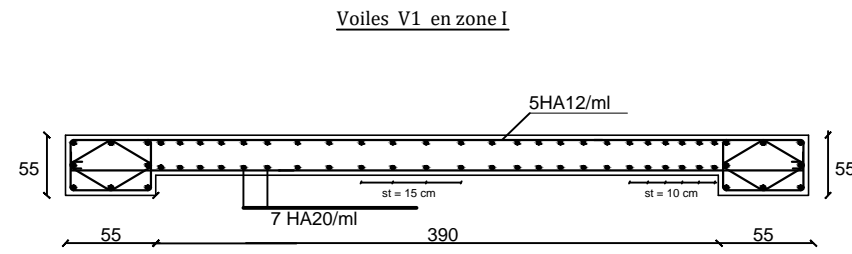
Ouvrages :

- *Cours et TD des années de spécialité*
- *Les abaques de PIGEAUD*
- *Formulaire du béton armé*
- *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*

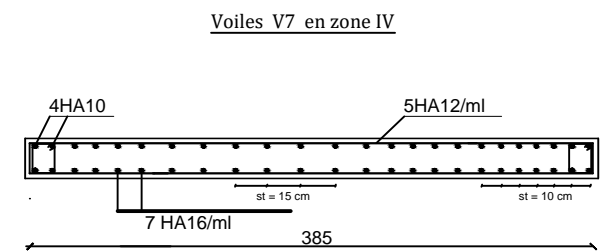
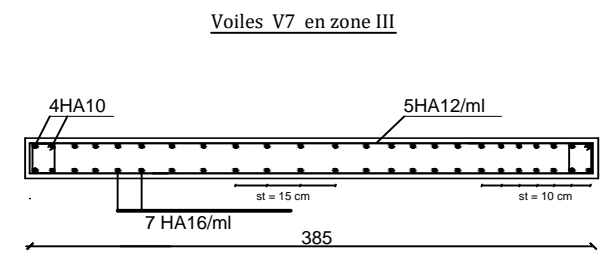
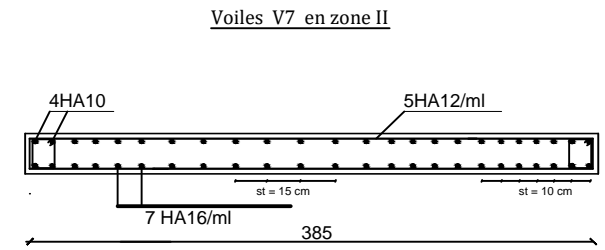
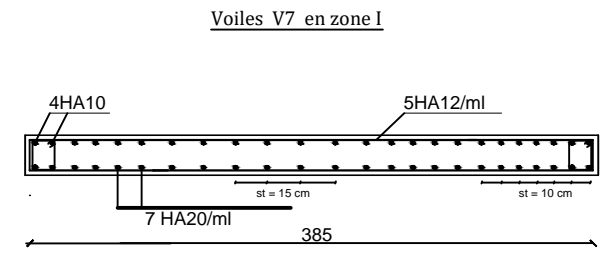
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES DE LA CAGE D'ASSENCUR



-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX

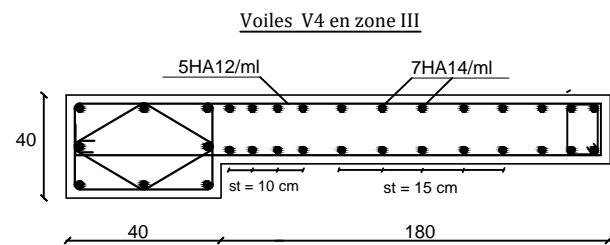
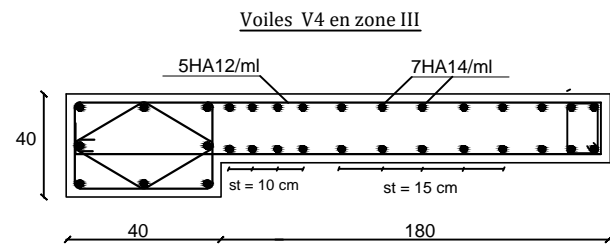
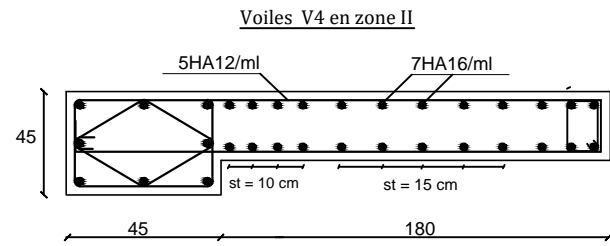
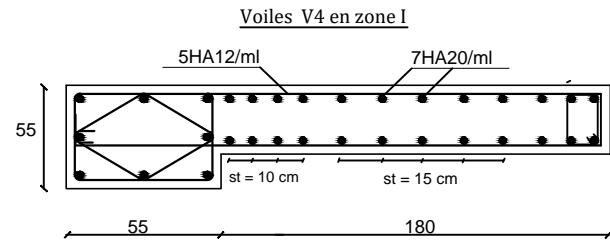


-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-

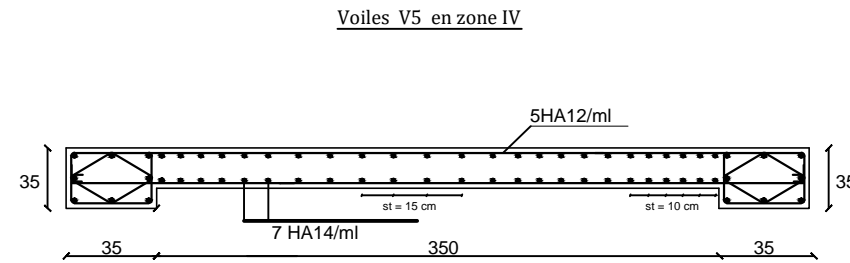
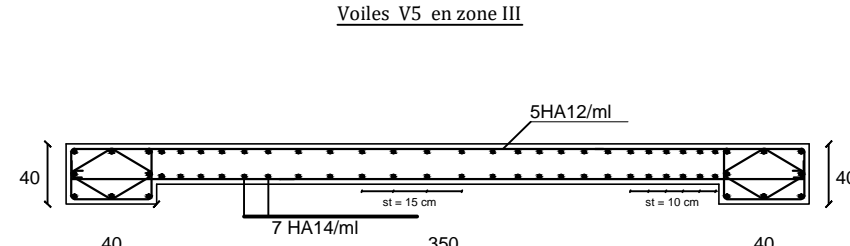
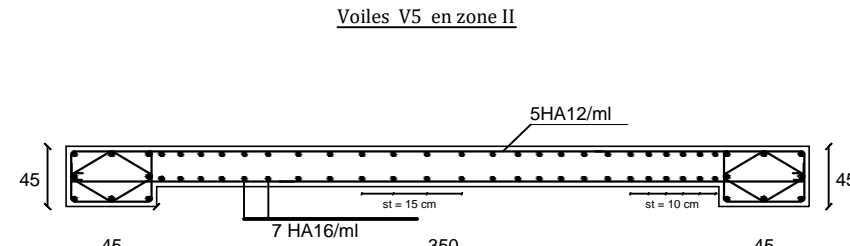
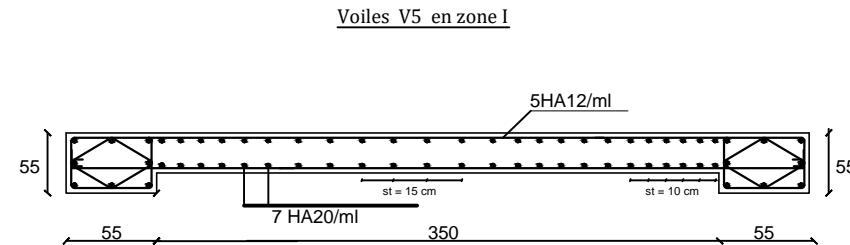


W, q^i . a . A [~] [~ a A a { ^ i a v a u : [~ Oe & c . A ^ A . . } a A ^ A o & } . d ^ & a } A O .] a c { ^ } o A ^ A . . } a A a	
Projet: etude d'un batimant R+11	plan de ferrillage des voiles
Oaa . A a A Mr IDIR A	U . aa . A a A BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane

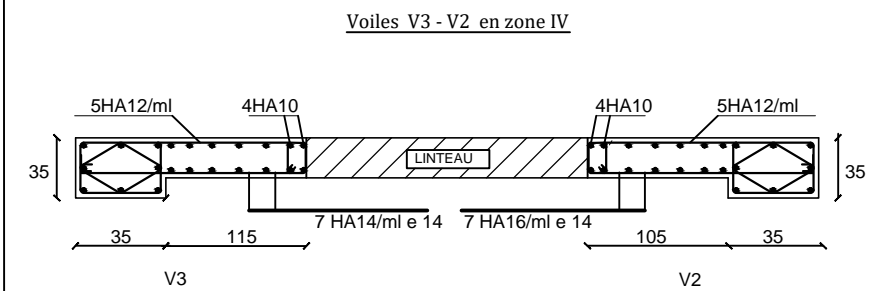
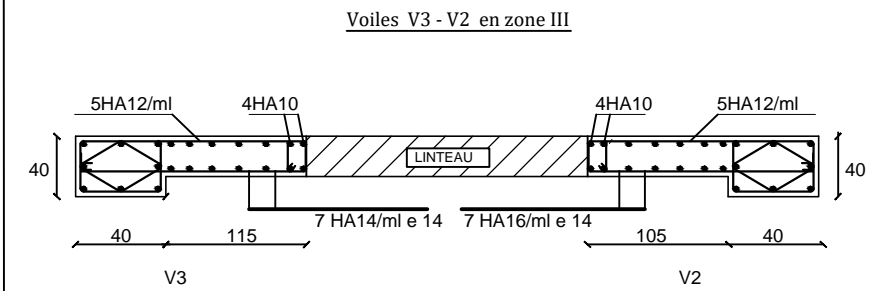
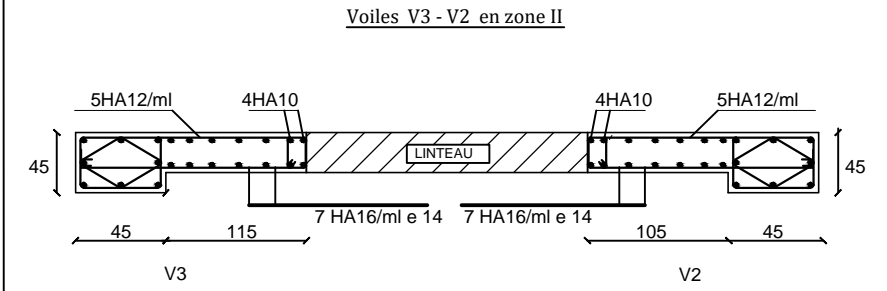
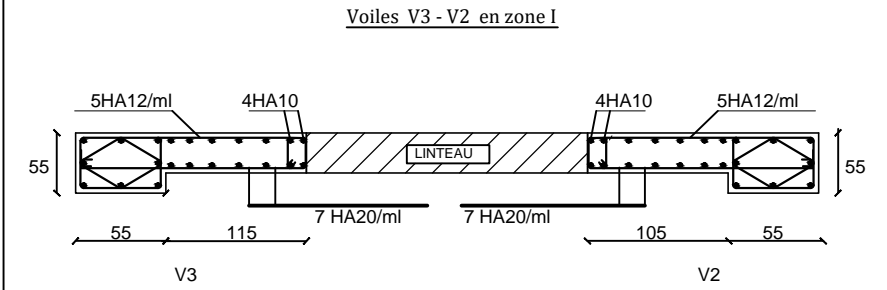
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-



-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-

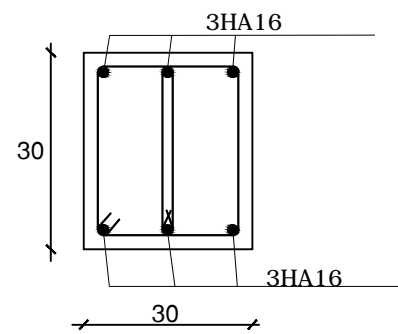
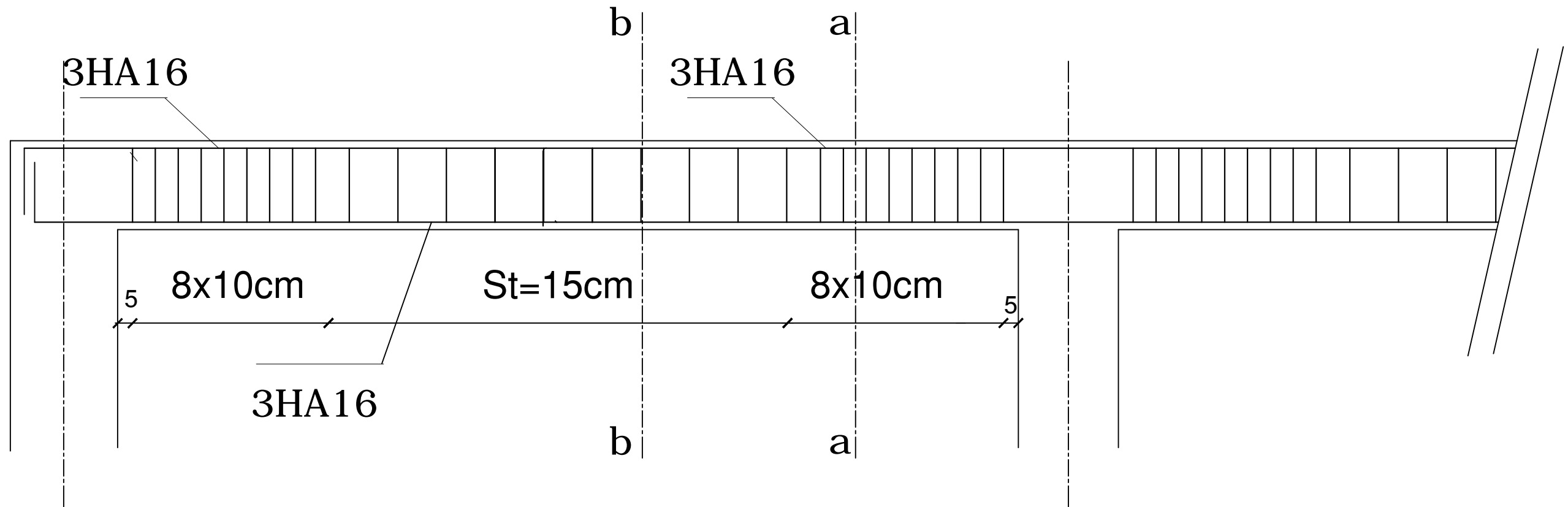


-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-

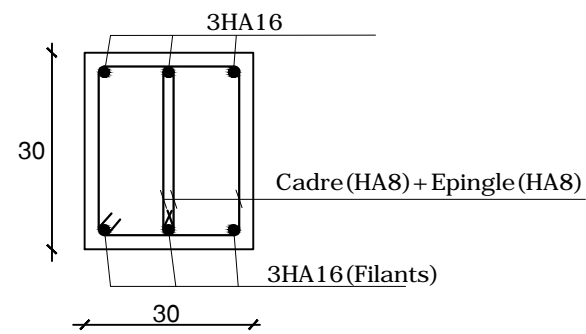


<p>W. a. i. a. A. [] [] a. A. a. { } a. a. a. u. : [] O. a. c. a. A. . . } a. a. a. a. a. } . d. a. } A O.] a. c. { } a. a. A. . . } a. a. a. a.</p>	
Projet: etude d'un batimant R+11	plan de ferrillage des voiles
Mr IDIR A	BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane

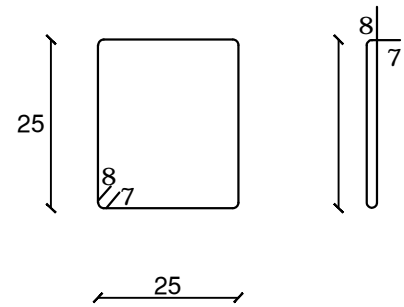
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES NON LIEES AUX VOILS- (30x30)



Coupe b-b

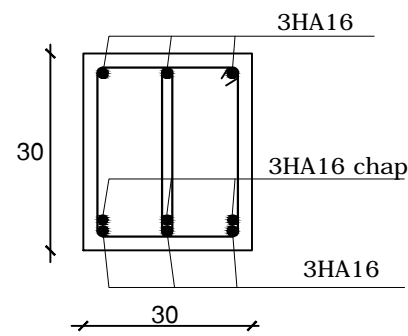
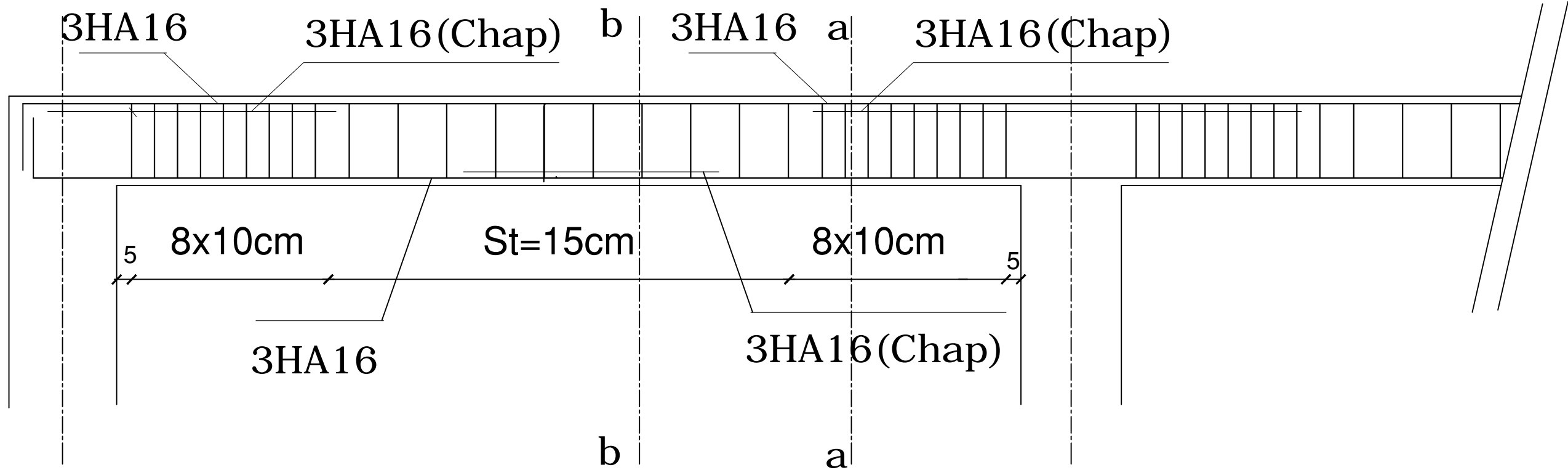


Coupe a-a

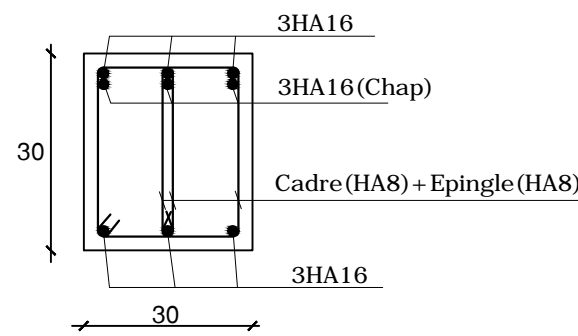


<p>W, q, a, A, [^ ^ a, A, q, { ^, a, v, a, u, ^ : [^ O, a, ^ c, A, ^, A, ., } a, A, ^, a, a, } • d, ^ & a, } A O.] a, c, { ^ } a, A, ., } a, A, a, a</p>	<p>plan de feraille des p.S } [] A, a, ^, • a, e, c, a, [a, •</p>
<p>Ü, a, a, ., A, a, A, A Mr IDDIR A</p>	<p>Ü, a, a, ., A, a, A, A BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane</p>

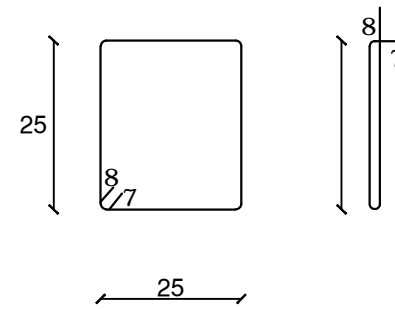
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES LIEES AUX VOILS- (30x30)



Coupe b-b

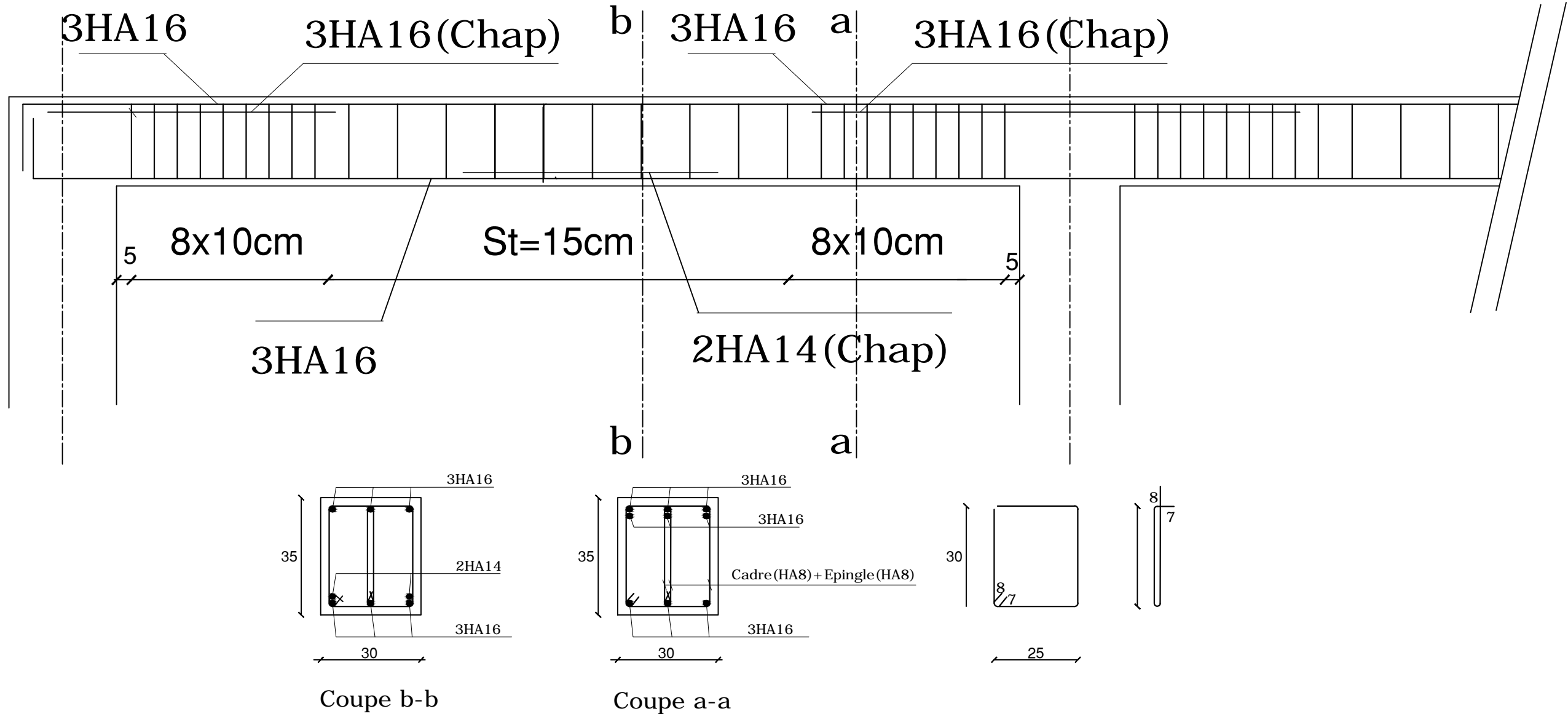


Coupe a-a

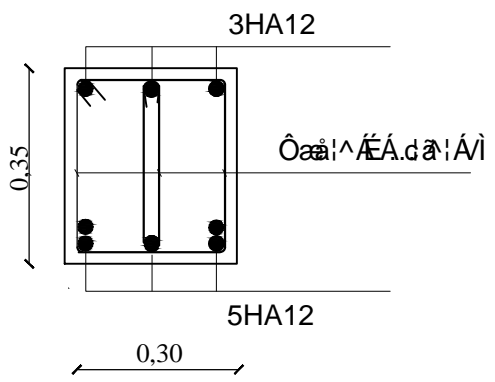
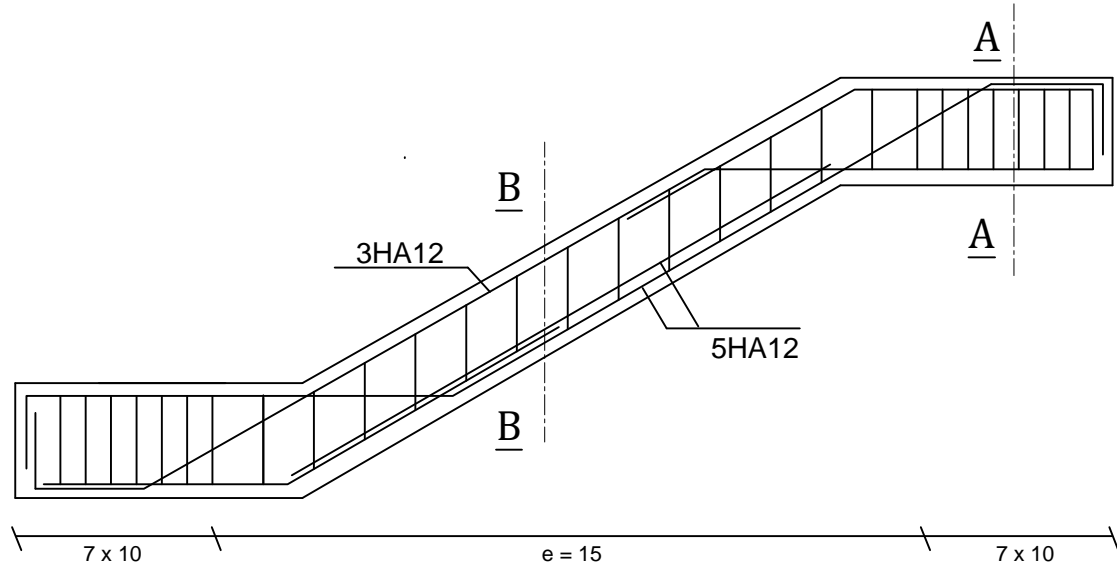


Wj q̄^i • ā . A [~ ^ ā A æ { ^ i ā v̄ ā ā U ~ : [^ Oē x c . A ^ A . . } ā A ^ A ē ā } • d ~ & c̄ } A O .] æ c { ^ } ō ā ^ A . . } ā A ē ā	
Úi [b d̄ c̄ ā ^ A C } A ē ā æ ō UÉFF	plan de ferailge des p.S Ā a . ^ . A ē c̄ A [ā •
Öãã . Ā æ Ā Mr IDDIR A	Ü . āã . Ā æ Ā BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane

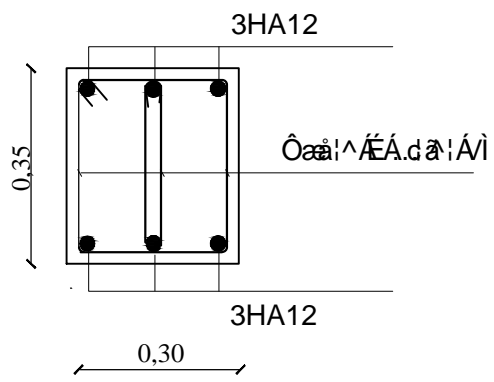
**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALS-
(30x35)**



<p align="center">W, q̄, a, A [v v̄ aA æ { ^iãvããU : [v̄ Oǣ c.ã^ã..}ãã^ããã] •d̄ &ã } Á Ö.] æc { ^ } oã^ã..}ãããã</p>	
<p>Úi [b dã.c ã^ãC) Áæã æ ÜÉFF</p>	<p>plan de ferailge des p.p</p>
<p>Öãã . Á æÁÁ Mr IDDIR A</p>	<p>Ü..ãã . Á æÁÁ BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane</p>



Coupe:B-B

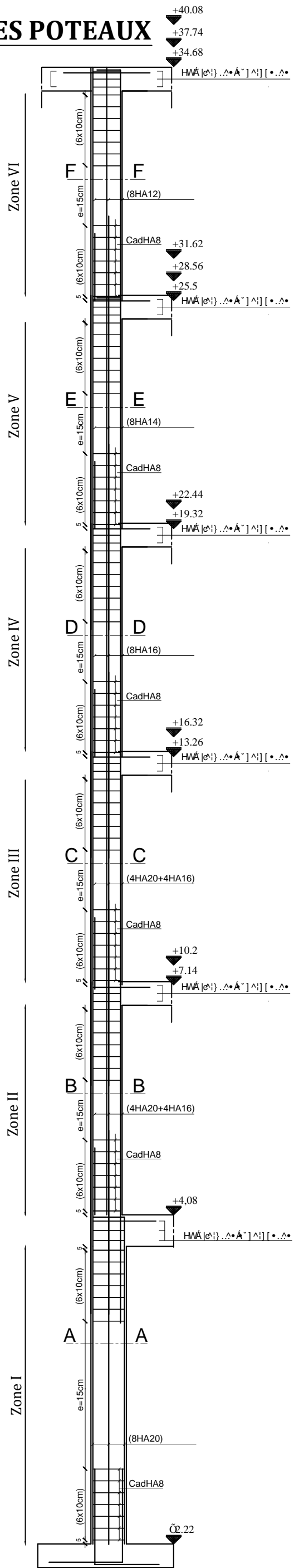


Coupe:A-A

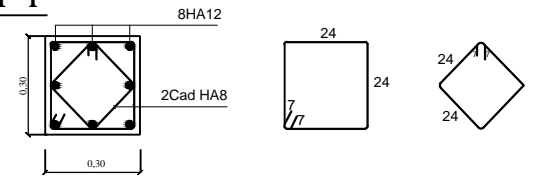
-FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

Wj q̄^!•â.Á [[^ áÁ q̄ (^!áVá áU : [^ Q̄ââ!]c.â^Á ..) â!â^Á q̄ââ!] • d^ & q̄) Á Ö.] ââc (^) oâ^Á ..) â!â q̄â	
Ú! [b dâ.c á^/âC) /âââ q̄ oÜÉFF	plan de feraille de la poutre] q̄â!^
Öââ . Á q̄âÁ Mr IDDIR A	Ü. q̄â . Á q̄âÁ BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane

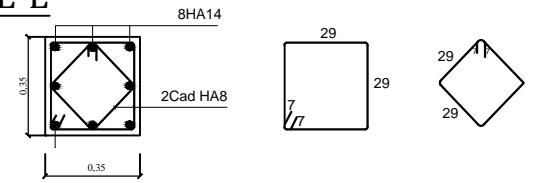
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POTEAUX



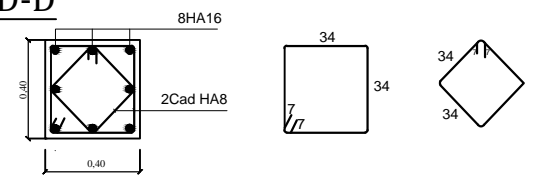
Coupe:F-F



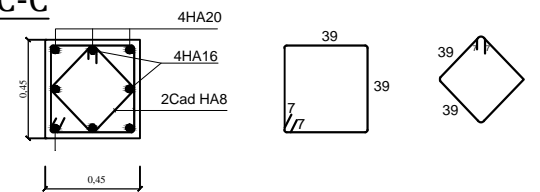
Coupe:E-E



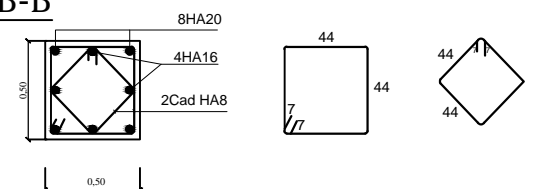
Coupe:D-D



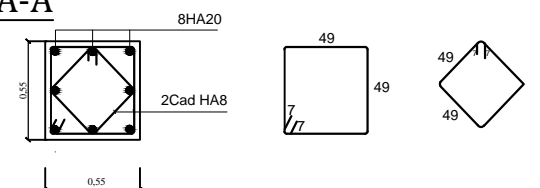
Coupe:C-C



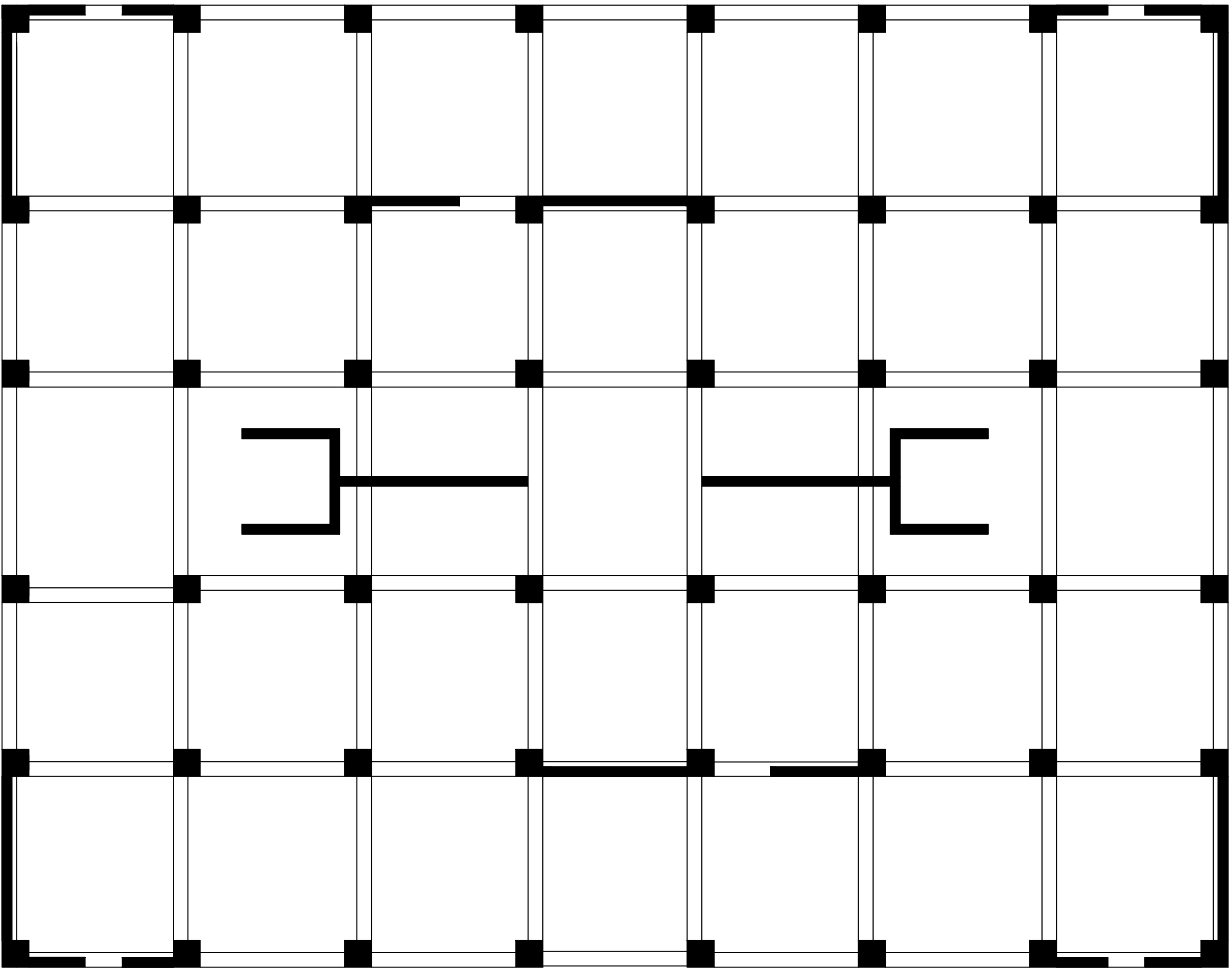
Coupe:B-B



Coupe:A-A



<p>Wj q̄ · a · A [~] ~ á Á æ { ! á v̄ á ũ : [~ Oæ [c . Á ^ Á . . } á Á ^ Á æ } · d ~ & c̄ } Á O .] æ c { ^ } c̄ ^ Á . . } á Á æ</p>	
<p>Ú: [b d . c á ^ Á C } Á æ æ æ ō ŬÉFF</p>	<p>plan de ferailge des poteaux</p>
<p>Ōāā . Á æ ÁÁ Mr IDDIR A</p>	<p>Ŭ . æā . Á æ ÁÁ BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane</p>



مخطط تقوية الأساسات
 O.J. aziz { } d' }
 O.J. aziz { } d' }

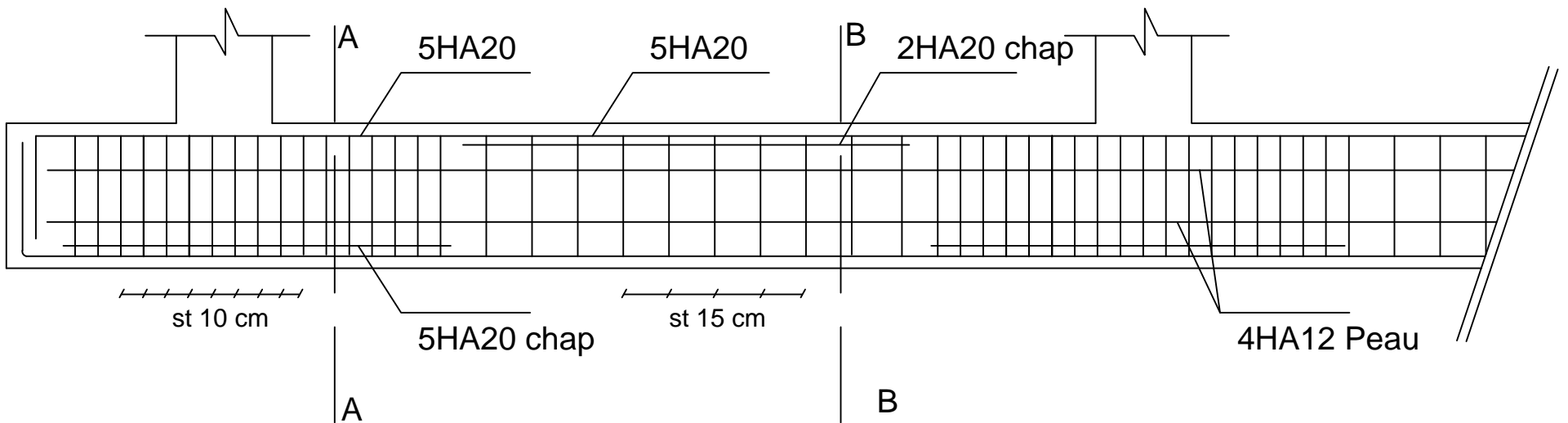
O.J. aziz { } d' }

plan de coffrage des fondations

Mr IDDIR A

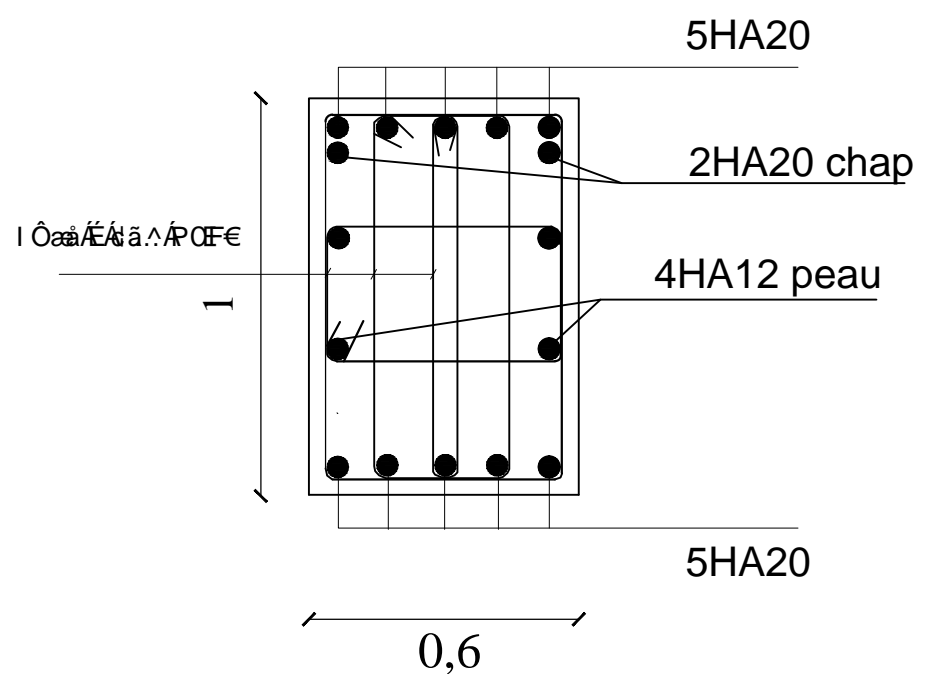
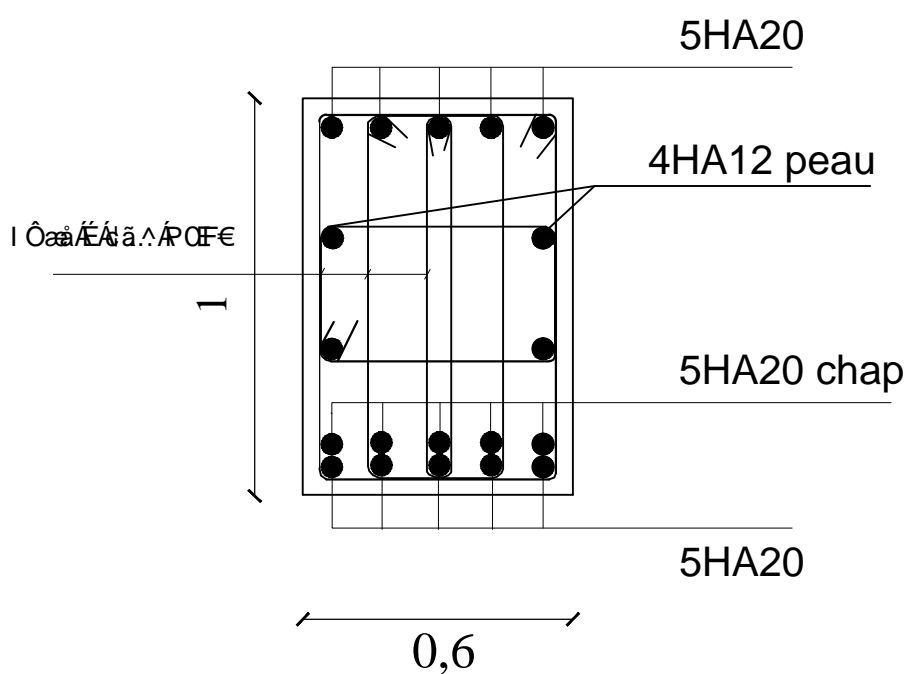
Ü. aziz { } d' }
 KHODJA Aziz
 GASMI Sofiane

Ferrailage de la nervure Sens y-y



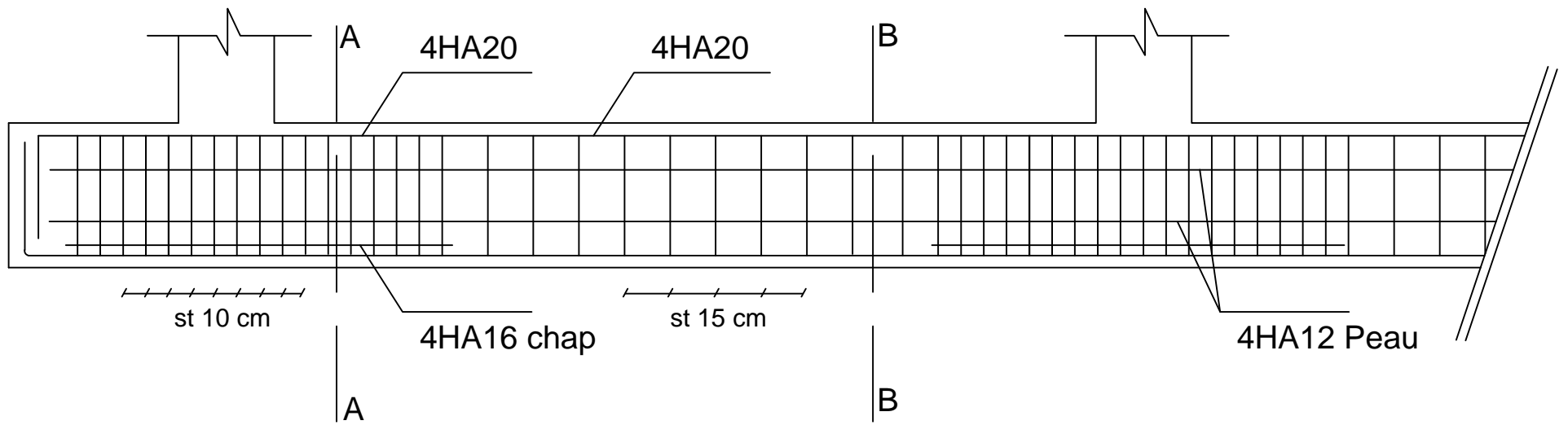
Coupe:A-A

Coupe:B-B



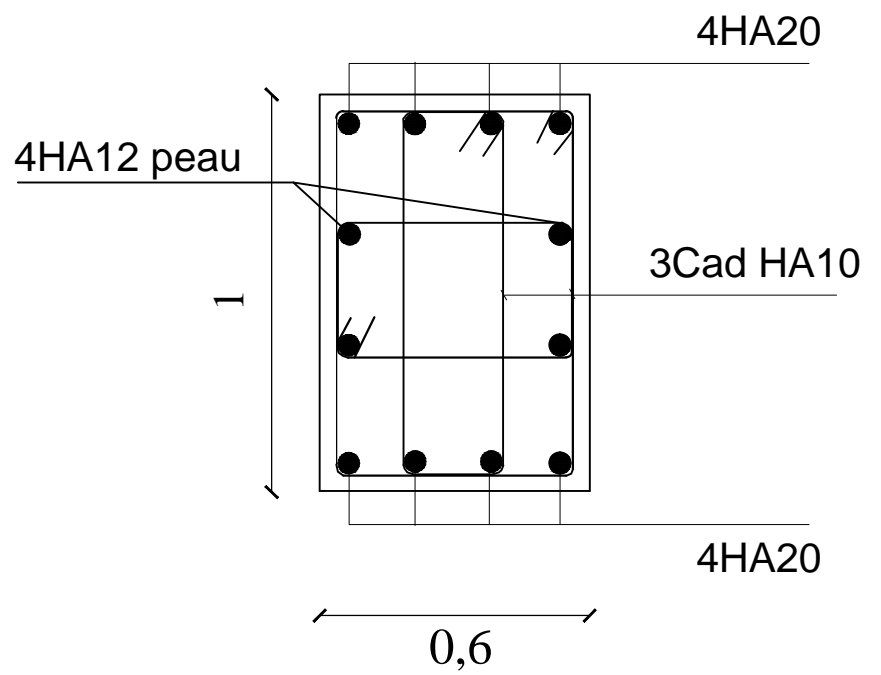
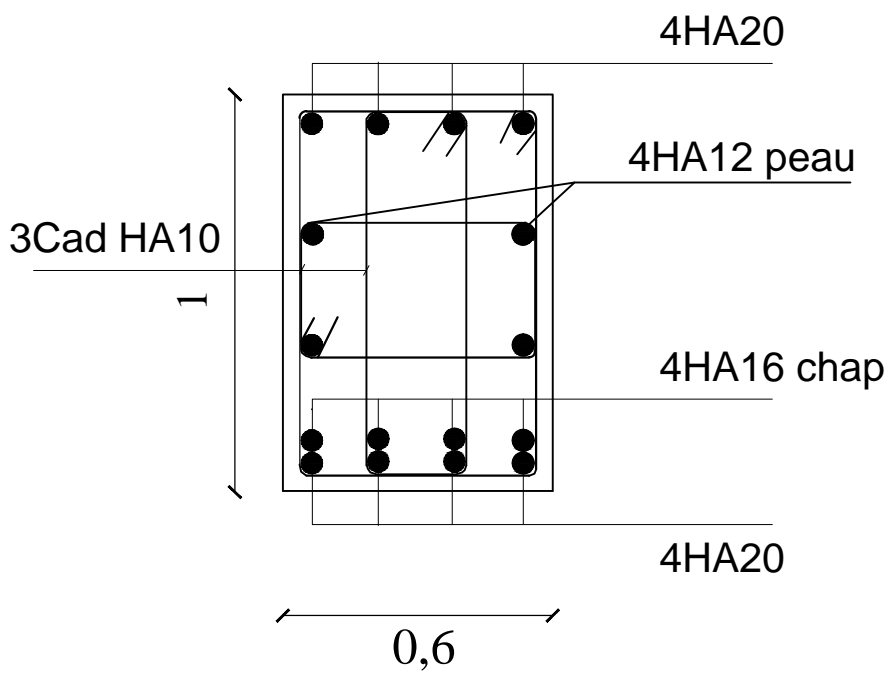
<p style="font-size: small;">Wj q^i • a . A [^ [^ a A a { ^ i a v a a U ^ : [^ Oaa c . A ^ A . . } a A ^ A a a } • d ^ & c a } A O .] a c { ^ } a A ^ A . . } a A a a</p>	
<p>Úi [b d A . c a ^ A C } A a a a a ÜEFF</p>	<p>plan de ferailge de la nervure sens y-y</p>
<p>Öaa . A a A A Mr IDDIR A</p>	<p>Ü . a a . A a A A BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane</p>

Ferrailage de la nervure Sens x-x

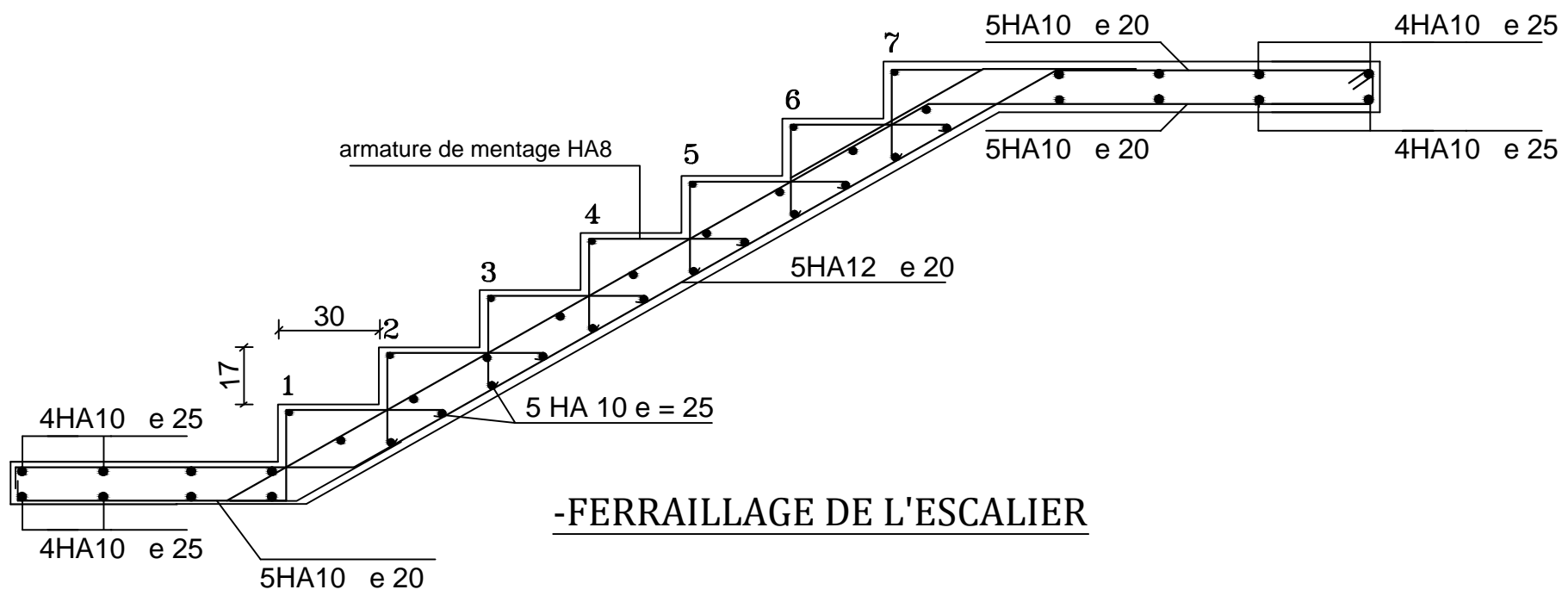


Coupe:A-A

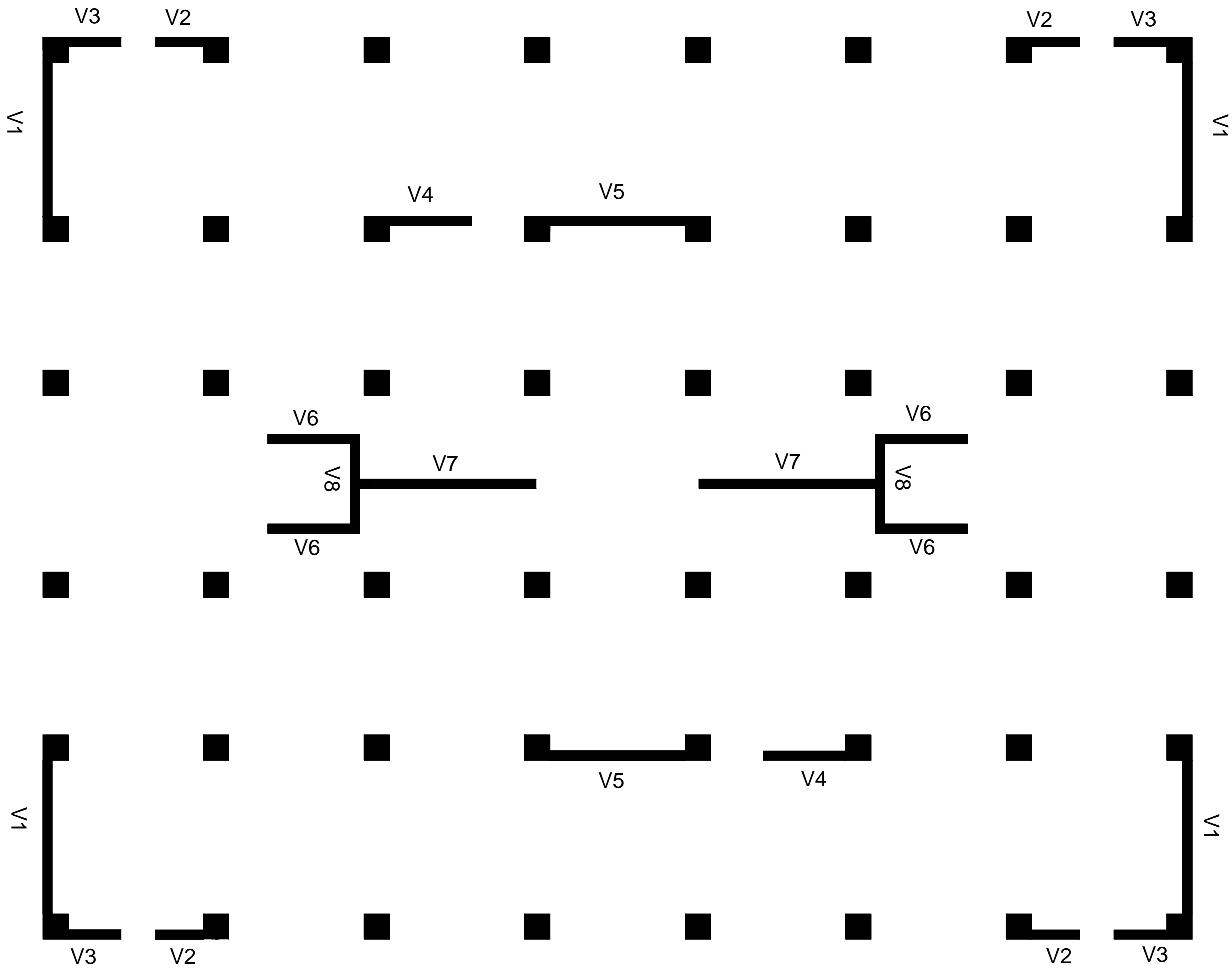
Coupe:B-B



<p>Wj q̄^i • a . Á [^ [^ á Á æ { ^ i a v a á U ^ : [^ Oæ c . Á ^ Á . . } a Á ^ Á a a } • d ^ & c a } Á Ö .] æ c { ^ } a Á ^ Á . . } a Á a a</p>	
<p>Úi [b d Á . c á ^ Á C } Á a a a æ a ÜÉFF</p>	<p>plan de ferailge de la nervure sens X-X</p>
<p>Öã . Á æ Á Á Mr IDDIR A</p>	<p>Ü . a a . Á æ Á Á BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane</p>

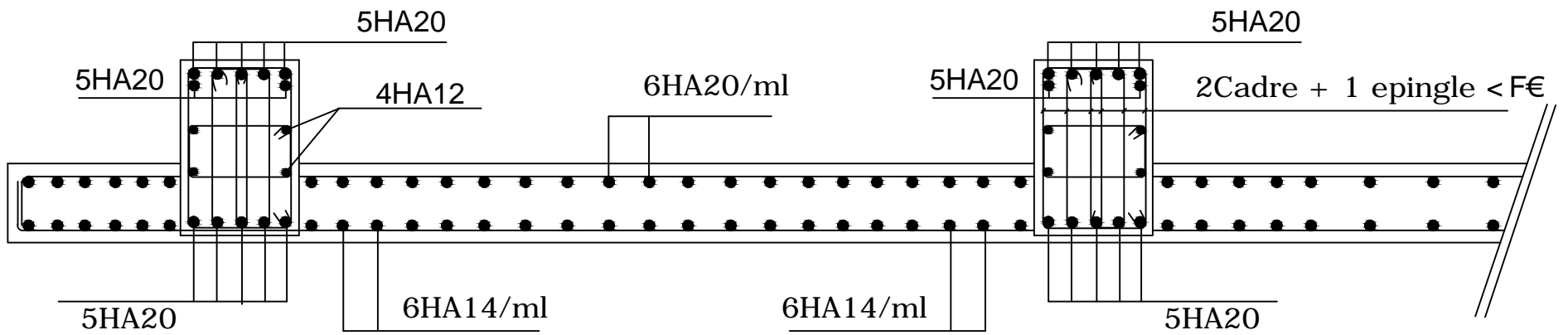


Wj q^! • a. Á [\ \ ~ á Á æ { ^! á V á á U ~ : [~ Oæ c. Á Á Á . . } á Á Á Á c á } • d ~ & c } Á O.] æ c { ^ } c á Á Á . . } á Á á á	
Ú; [b d Á. c á Á Á C) Á á á á æ c á U ÉFF	plan de feraille de l'escalier
Ö ä . . Á á Á Á Mr IDDIR A	Ü. á á . . Á á Á Á BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane

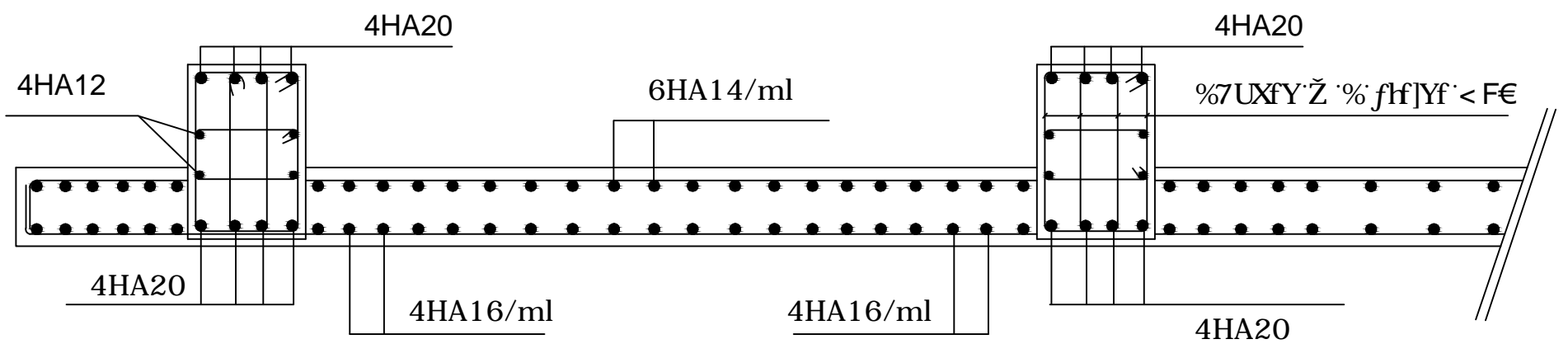


Disposition des voiles

: YffU]`U[Y·XY`U·XU`Y·Xi`fUX]Yf`[fbffU`GYbg`l`l



: YffU]`U[Y·XY`U·XU`Y·Xi`fUX]Yf`[fbffU`GYbg`m`m



<p>Wj q^i·ã.Á [^ ^ áÁ æ { ^iãVããU`:[^ Oæx c.Á^Á..} ãÁ^Áæã} ·c` &cā } Á Öãã .Á æÁÁ</p>	
<p>Úi[b dÁ.c` á^ÁC} Áæã æ oÜÉFF</p>	<p>Ferrailage de la dalle du radier</p>
<p>Öãã .Á æÁÁ Mr IDDIR A</p>	<p>Ü..ãã .Á æÁÁ BELFODIL Younes KHODJA Aziz GASMI Sofiane</p>

