

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation avec un système de
contreventement mixte



DIRIGÉ PAR

Mr. BEN YAHI K.

ETUDIÉ PAR

Mr. KAHLOUCHE M'hand
Mr. BAOUALI Mohamed

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce modeste travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Nous ne trouvons pas les mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos remerciements de tout cœur pour notre promoteur Mr BENYAHY KARIM pour les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance qu'il nous a accordé, sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé et la patience dont il a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nos parents, nos frères pour leur réconfort et soutien durant tout notre parcours.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dedicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que Je dédie ce modeste travail à :

- + Mes très chers parents qui ont sacrifiés leur noble existence pour bâtir la Mienne, qui m'ont soutenu et guidé vers la réussite, Que Dieu les protège et leur réserve une longue vie.*
- + Mon frère et ma sœur et toute ma famille.*
- + Mes proches et mes amis et tous ceux qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire.*

KAHLOUCHE M'hand

Dedicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que Je dédie ce modeste travail à :

- + Mes très chers parents que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments , pour leur patience illimitée ,leur encouragement ,leur aide , en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grand sacrifices*
- + Mes chers frères et sœurs et a toute ma famille .*
- + Mes proches , mes amis et tous ceux qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire.*

BAOUALI Mohamed

Sommaire

❖ Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....	01-08
Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments.....	09-22
Chapitre III: Calcul des éléments secondaires.....	23-98
III.1. Acrotère.....	23
III.2. Escalier.....	29
III.4. Poutre palière.....	41
III.5. Plancher	52
III.6. Salle machine	75
III.7. Poutre de chaînage	88
Chapitre IV : Modélisation de la structure	99-112
Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA.....	113-128
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	129-194
VI.1 : Ferrailage des poteaux	129
VI.2. Ferrailage des poutres	137
VI.3. Ferrailage des voiles.....	177
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	195-204

❖ Conclusion-Générale

❖ Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

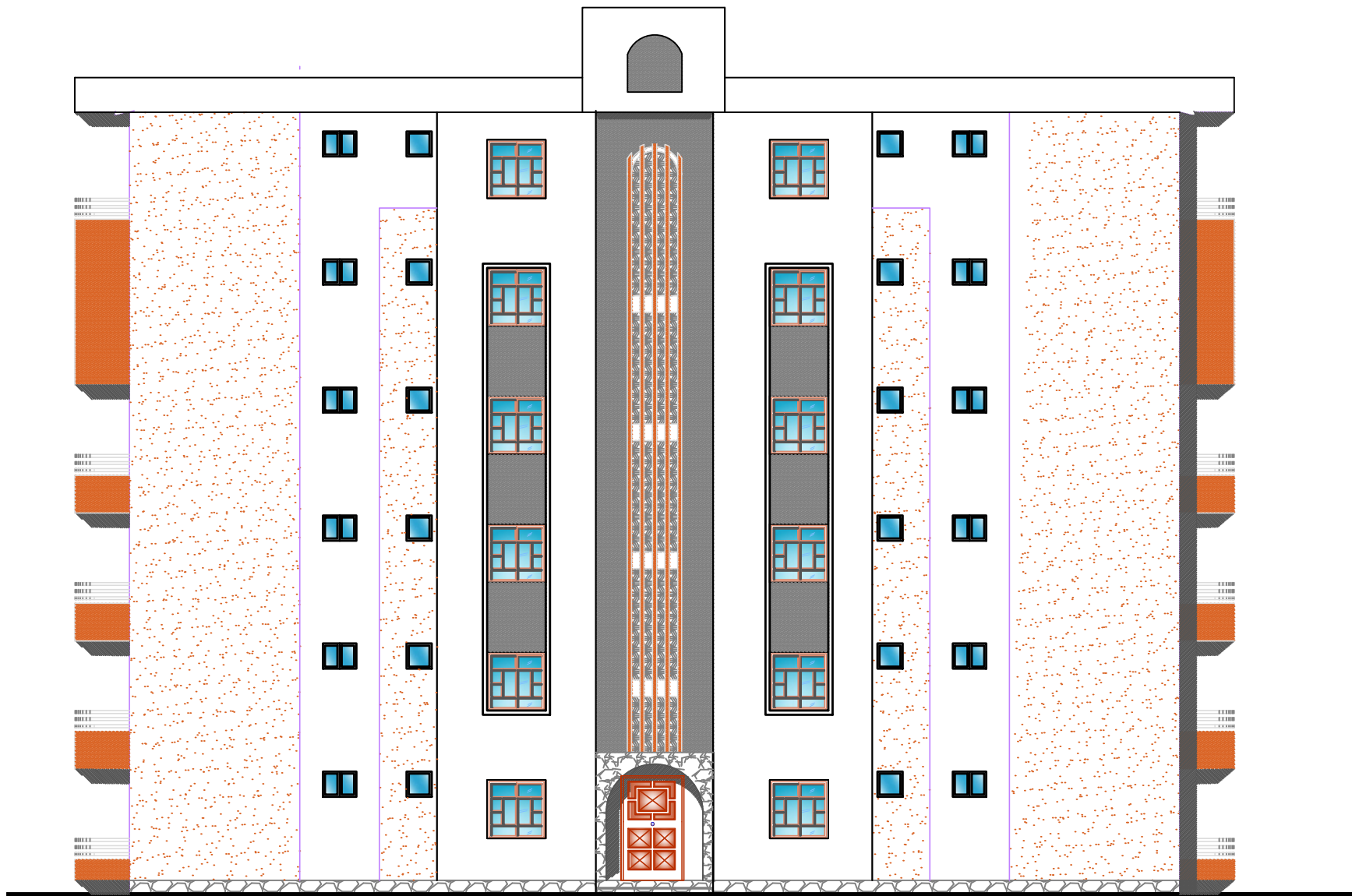
Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et Industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adopté au génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer : **ETABS, ROBOT, SAP2000...etc.**

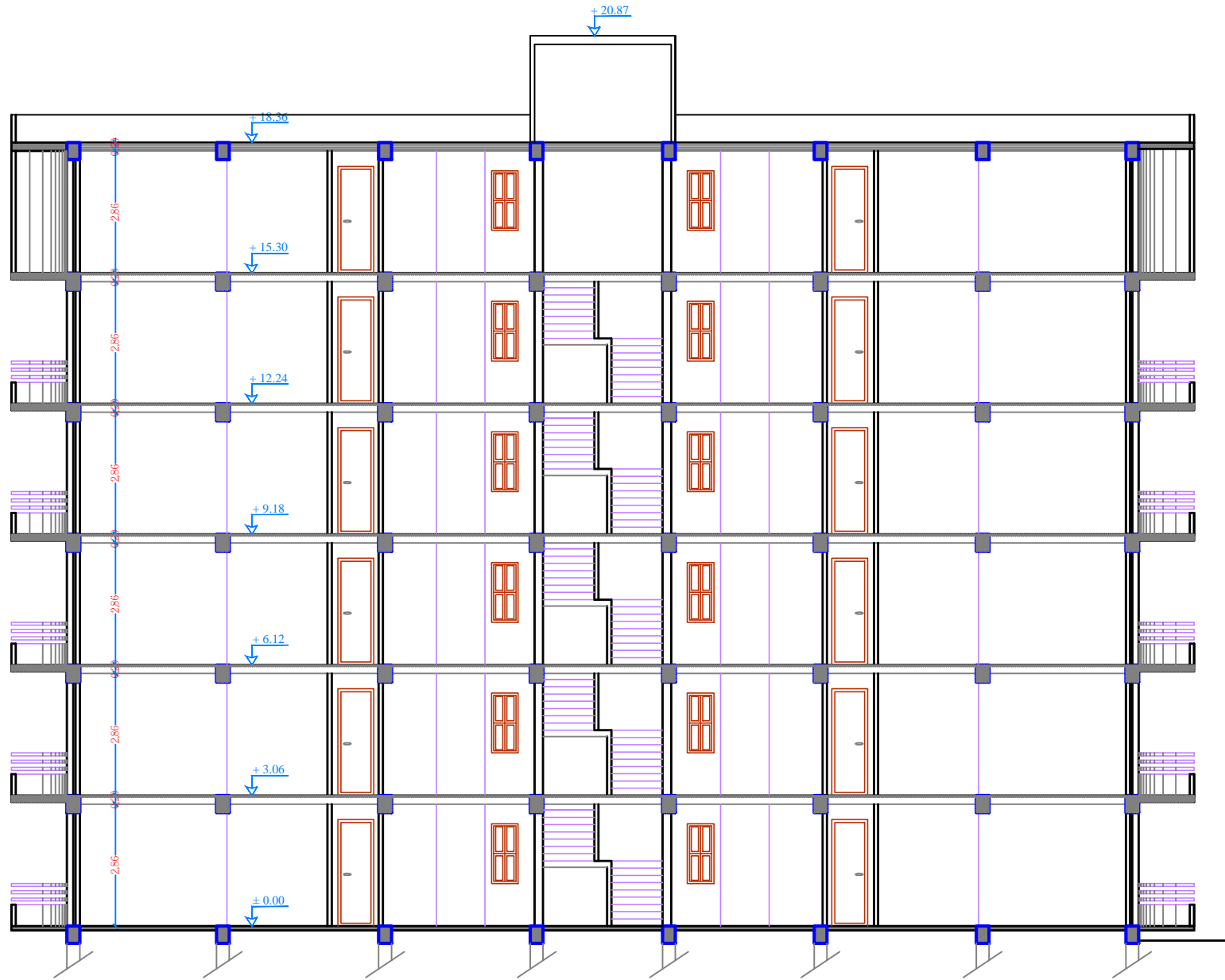
Le projet en cours d'étude, s'agit d'une structure constituée d'un R.D.C, 05 étages pour usage d'habitation, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.0.



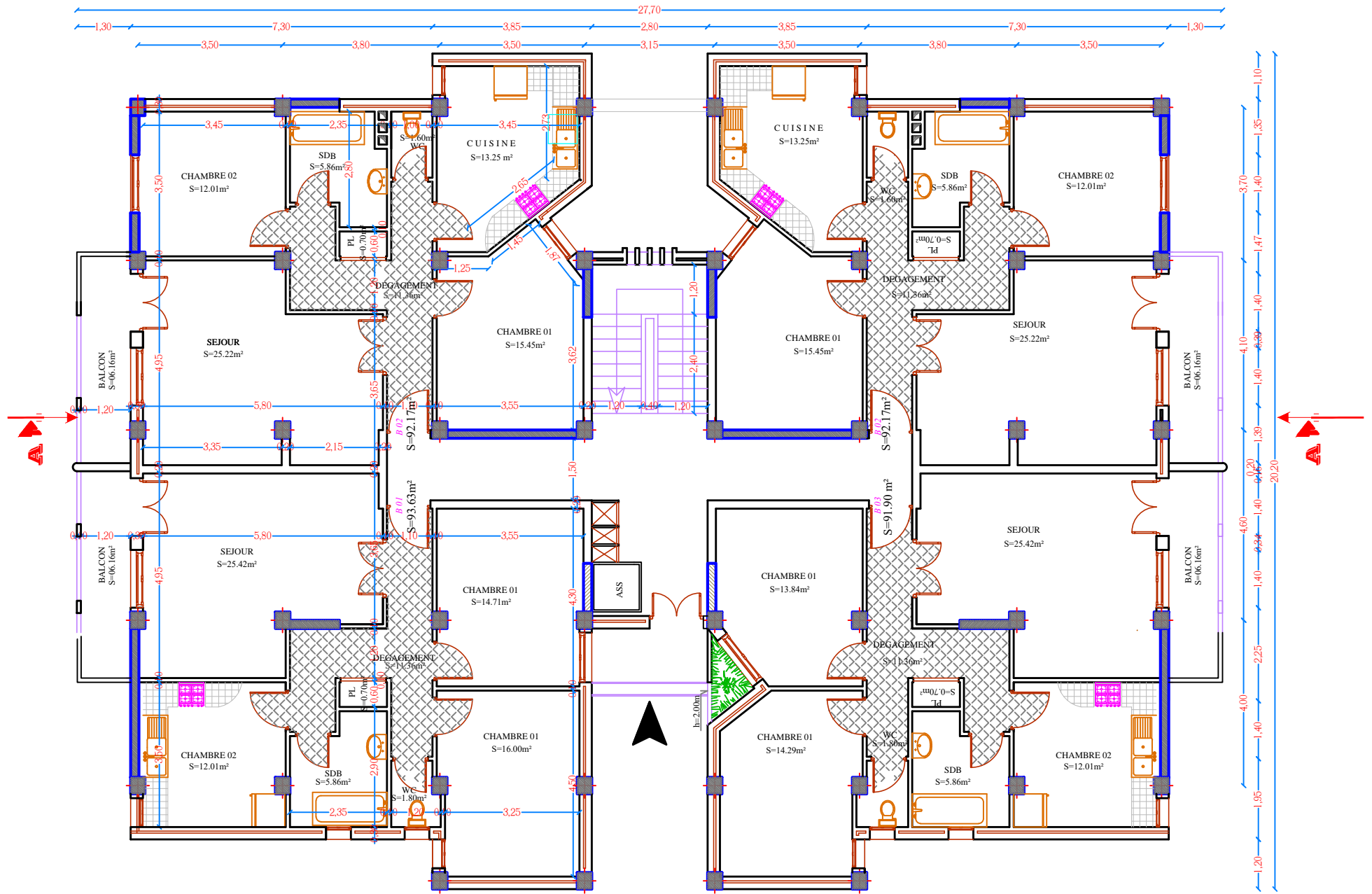
FACADE PRINCIPALE



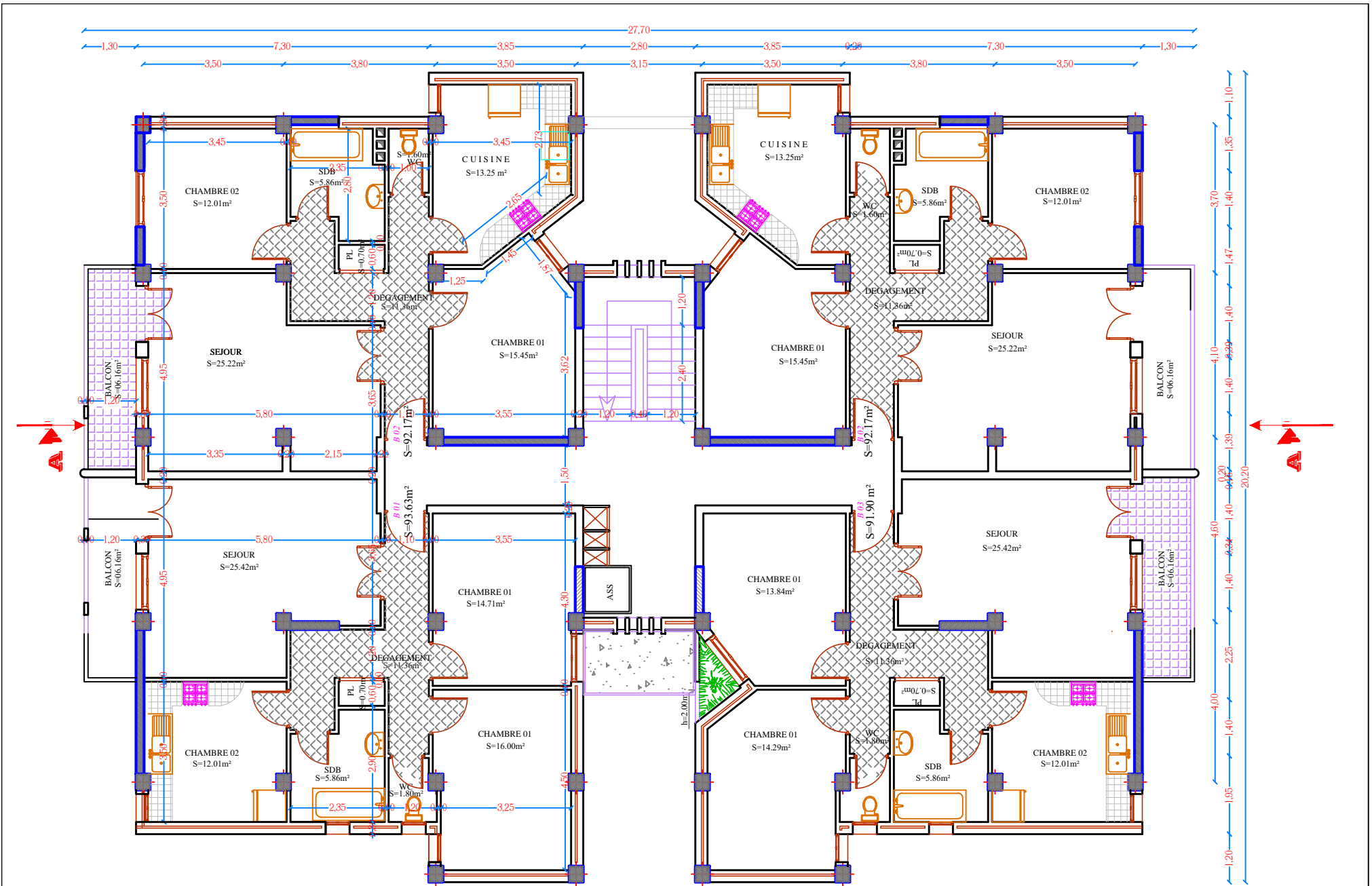
FACADE LATERALE



COUPE A-A



PLAN DU RDC



PLAN DE L'ETAGE 01,02,03,04et 05

CHAPITRE I

Présentation et description de
l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

La structure étudiée est le bloc d'angle d'un programme de logements de 5 étages (R+5) à usage d'habitation. Cet ouvrage est Implanté à boukhalfa (Tizi Ouzou), classé comme zone de sismicité moyenne (Zone II.a). (**Annexe I du RPA 99/ modifié 2003**).

La bâtisse est classée comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 / 2003**).

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale :24,75 m.
- Largueur Totale :18,70 m.
- Hauteur Totale : 21,42 m.
- Hauteur du RDC :3.06 m.
- Hauteur des étages :3.06 m.

I.3. Règlementation utilisée

L'étude sera menée conformément aux règles suivantes :

- Règles parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode de états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)

I.4. Eléments composant la structure

I.4.1. Eléments composant la superstructure

a. L'ossature

Constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

b. Les Planchers

Aire généralement plane destinée à limiter les étages et a assurer l'isolation thermique et phonique. On en distingue deux types :

Planchers en corps

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression

Planchers en dalle pleine

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

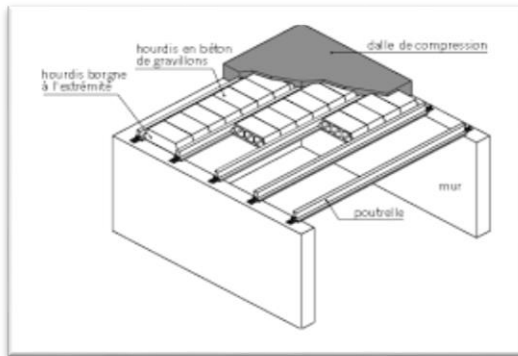


Figure I-1 : plancher en corps creux

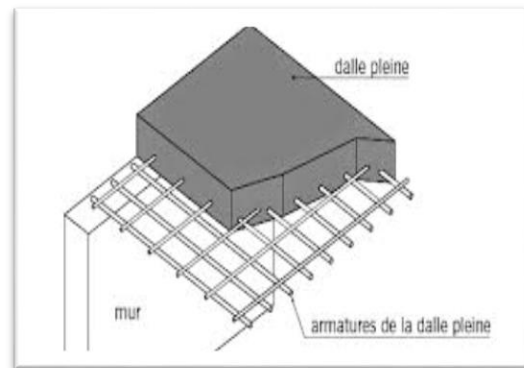


Figure I-2 : plancher en dalle pleine

c. les voiles de contreventement

Eléments verticaux en béton armé, destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux (vent, séisme...) et une partie des charges verticales.

d. La maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

e. L'escalier

Elément constitué d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder d'un étage a un autre.

f. cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

g. Les balcons

Réalisés en dalle pleine.

h. Les revêtements

Revêtement horizontal : En plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

Revêtement vertical : En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

i. L'acrotère

Elément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

I.4.2. ELEMENTS COMPOSANTS L'INFRASTRUCTURE

Les fondations transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes).

En général, dans le bâtiment, les fondations utilisées sont les fondation superficielles (semelles isolées, semelles filantes ou radier général).

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (Donc des charges appliquées à la fondation) et de la qualité du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

La composition du béton doit être conforme aux règles, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée.

a. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique a la compression, noté (f_{c28}).

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule (f_{cj}).

L'article (A.2.1,11 du BAEL 99) stipule que :

. Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

. Pour $j > 28$ jours : Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour l'étude du projet, la valeur de f_{c28} sera prise comme suit : $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{ij} est conventionnellement définie suivant (Article A.2.1,12 BAEL 99) par :

$$f_{ij} = 0.6+0.06f_{cj}; \text{ pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

$$\text{Où : } f_{c28} = 25 \text{ MPa, donc : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c. Module d'élasticité

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

c.1. Module de déformation longitudinale

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de modules de déformation longitudinaux.

c.1.a. Module de déformation longitudinale instantanée

D'après l'article **A.2.1,21 du BAEL 99**, lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

$$E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}$$

. Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$

c.1.b. Module de déformation longitudinale différée

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}$$

. Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

c.2. Module de déformation transversale

La valeur du module d'élasticité transversale G est de :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de Poisson.

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale ($\frac{\xi_t}{\xi_l}$).

Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article (**A.2.1,3 du BAEL 99**) :

- . $\nu = 0$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.
- . $\nu = 0.2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

d. Notions d'états limites

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- . Etat Limite Ultime (ELU)
- . Etat Limite de Service (ELS)

d.1. Etat limite ultime (ELU)

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage, il doit être justifié vis-à-vis de :

- . L'équilibre statique (non-renversement).
- . La stabilité de forme (non-flambement).
- . La résistance et la fatigue des matériaux (non-rupture).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (A.4.3,41 du BAEL 99) :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ (En situation courante).

$\gamma_b = 1.15$ (En situation accidentelle).

θ : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$\theta = 1$ (Pour $t > 24$ h).

$\theta = 0.9$ (Pour $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$).

$\theta = 0.85$ (Pour $t < 1$ h).

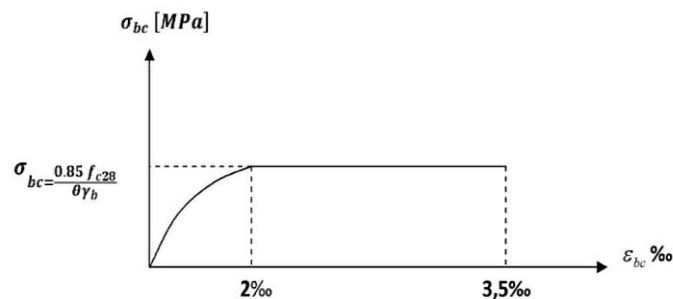


Figure 1.1 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- . D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).
- . D'une partie rectangulaire où $2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ (Etat plastique).

d.2. Etat limite de service

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux).

L'article (A.4.5,2 du BAEL 99) stipule que la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à $0.6f_{cj}$.

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

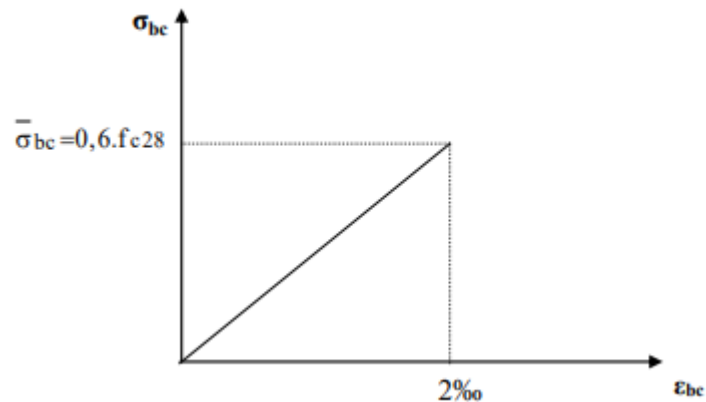


Figure 1.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

$\text{tg } \alpha = E_b$ (module d'élasticité).

ϵ_{bc} = déformation relative du béton en compression.

e. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante (Article 5.1,1 du BAEL 99) :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d}$$

V_u : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme.

d : Hauteur utile ($h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

. **Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible)**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

. **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

I.5.2. L'acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Les aciers sont distingués par leur nuances et leurs états de surface. En général, deux types sont utilisés :

- . Les aciers à haute adhérences (HA).
- . Les treillis soudé (TS).

Dans notre cas, les deux types d'aciers utilisés sont les suivants :

- . Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e= 400$ MPa.
- . Treillis soudé TS520 ($\Phi < 6$ mm), dont la limite d'élasticité $f_e= 520$ MPa.

a. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale (E_s) est pris égale à : $E_s=200000$ MPa.
Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

b. Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, 2/BAEL 99)

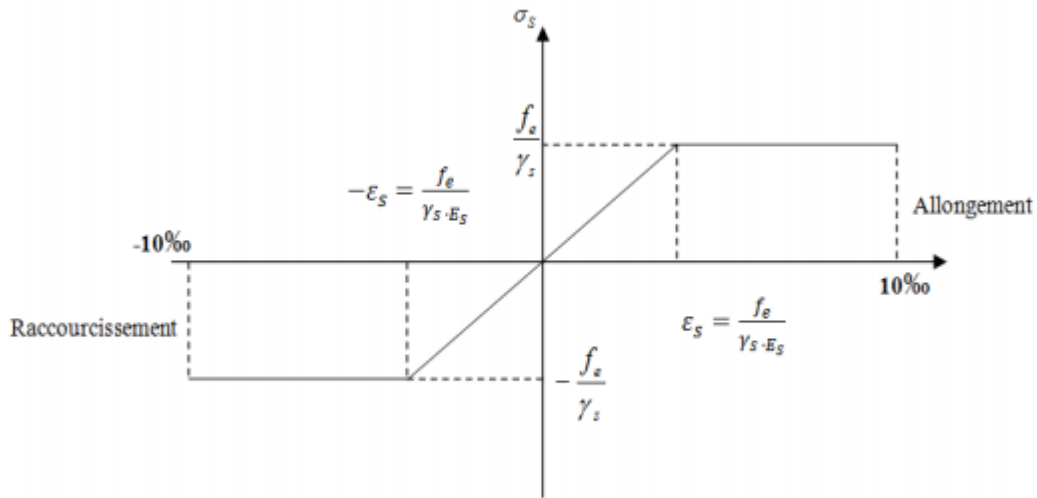


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

c. La limite d'élasticité de l'acier :

À L'ELU : [ArtA.4.3,2/BAEL91 modifié 99]

$\sigma_s = f_e/\gamma_s$ Avec γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ pour la situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

$\sigma_s = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE40.

Nuance	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e=400$	$\sigma_{st}=348$	$\sigma_{st}=400$
$f_e=520$	$\sigma_{st}=452.17$	$\sigma_{st}=520$

À L'ELS : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié 99]

• Fissuration peu nuisible : (Art A-4.5, 32 BAEL99)

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire. $\sigma_s \leq f_e$

- **Fissuration préjudiciable:**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j} \right\}$$

Avec : η c'est le coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA ($\emptyset \geq 6 \text{ mm}$)

$\eta = 1.3$ pour les HA ($\emptyset < 6 \text{ mm}$)

ft_j : la résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

- **Fissuration très préjudiciable : (ArtA.4.5.33/BAEL99)**

Cas des éléments exposés à l'intempérie, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta ft_j} \right\}$$

d. Protection des armatures : (Art A-7.2, 4 BAEL99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et préserver 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 :

- $c \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- $c \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant les règles du « **BAEL91-modifié 99** » et le règlement parasismique algérien « **RPA99/ 2003** ». ».

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des
éléments

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul " des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL99, CBA93, RPA2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

II.2. Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1. Les planchers :

a. Plancher à corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé, Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6.8, 423/BAEL91modifié99})$$

avec :

h_t : épaisseur du plancher .

L_{\max} : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

et : $L = l - b$

l : distance entre axes des poteaux

b : largeur du poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm en zone IIa} \quad (\text{exigée par : RPA 2003})$$

On a donc :

$$L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 355 / 22.5$$

$$\text{D'où : } h_t = 15,8 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher **(16+4) cm** soit :

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

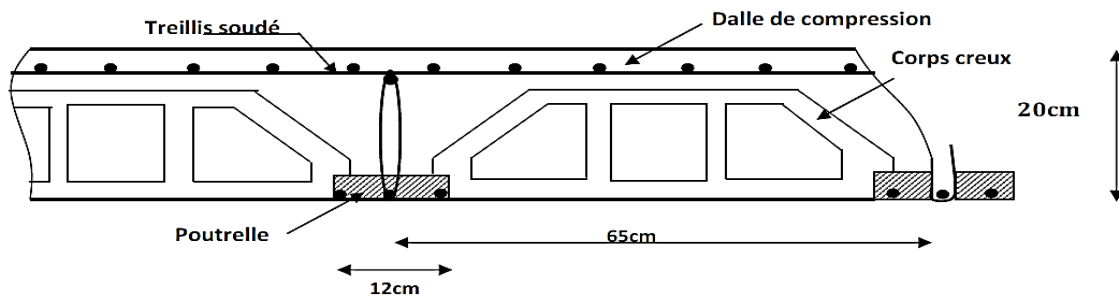


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

b. Dalle pleine :

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

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

Condition de résistance à la flexion :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

l_x : Petit côté du panneau de dalle considéré.

l_y : Grand coté du panneau de dalle considéré.

$$\text{si : } \alpha \leq 0,4 \rightarrow e_p \geq \frac{l_x}{20}$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow e_p \geq \frac{l_x}{30}$$

Dans notre cas :

$$\alpha = 1,25/3,65 = 0,34$$

$$\text{Alors : } e_p \geq L_x / 20 = 6,25 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm ($e_1 = 15\text{cm}$)

2) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à

$$14\text{cm} \Rightarrow e_2 = 15 \text{ cm}$$

3) Condition d'isolation acoustique:

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350 kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} \quad \text{avec } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

On prend : $e_3 = 14 \text{ cm}$

Donc : $e = \max (e_1, e_2, e_3) = 15 \text{ cm}$.

On adoptera une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.2. Les poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (Art A.4.14/ BAEL 91 modifié 99)
- La largeur : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec :

{	L _{max} : Longueur libre de la plus grande travée considérée
	b : Largeur de la poutre
	h _t : La hauteur de la poutre

De plus ces dimensions seront vérifiées suivant le règlement de (RPA99 Art 7.5.1)

- Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$.
- Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$.
- $h/b \leq 4$.

a. Les Poutres principales:

Ce sont les poutres principales sur lesquelles reposent les poutrelles.

La section minimale exigée par le RPA pour un poteau en zone **IIa** est $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

➤ La hauteur :

Sachant que $L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$

$$375/15 \leq h \leq 375/10$$

$$29 \leq h \leq 43,5$$

On prend : $h = 40$ cm.

➤ **La largeur :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : $b = 35$ cm

b. Poutres secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses.

➤ **La hauteur :**

Sachant que $L_{\max} = 380 - 25 = 355$ cm.

$$355/15 \leq h \leq 355/10$$

$$23,6 \leq h \leq 35.5$$

On prend : $h = 35$ cm

➤ **La largeur :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend : $b = 30$ cm

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérfié (oui/non)
$h \geq 30$ cm	40	35	Oui
$b \geq 20$ cm	30	30	Oui
$h/b \leq 4$	1,4	1,2	Oui

Tableau II-1 : vérification aux exigences de RPA.

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales (30x40) cm².
- Poutres secondaires (30x35) cm².

II.2.3. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontales.

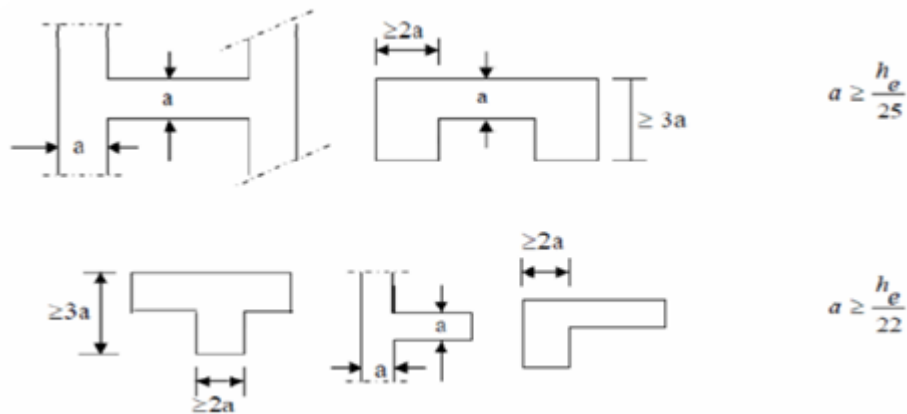


Figure II.2. Coupes des voiles en plan

Le pré dimensionnement se fera conformément au **RPA 99 version 2003 (Art7.7.1)**.

L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

La hauteur d'étage est de 3.06 m (Elle est la même pour tous les niveaux).

Donc : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm

dans notre cas : $a \geq \frac{h_e}{22}$

alors : $a \geq \frac{286}{22} \rightarrow a \geq 13$ cm

On adopte une épaisseur de : $a = 20$ cm

II.2.4. Poteaux :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axial N_s , qui sera repris uniquement par la section du béton. Avec : $N_s = G + Q$ (effort normal de compression revenant au poteau le plus sollicité).

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : σ_{bc} = contrainte admissible du béton à l'ELS

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_c = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

II.3. Détermination des charges et surcharges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et le mur sont donnés par le (DTR B.C.2.2).

a. Charges permanentes :**a.1. Plancher terrasse (inaccessible) :**

matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Protection gravillon	5	20	1,00
2-Etanchéité multicouche	5	02	0,10
3-Forme de pente	10	22	2,20
4-Couche de par vapeur	-	-	0,01
5-Isolation thermique	-	-	0,16
6-Dalle en corps creux	16+4	-	2,85
7-Enduit plâtre	2	10	0,20
$\sum G_i = G \text{ terrasse} =$			6,52

Tableau II.2 : charge revenant plancher terrasse (inaccessible).

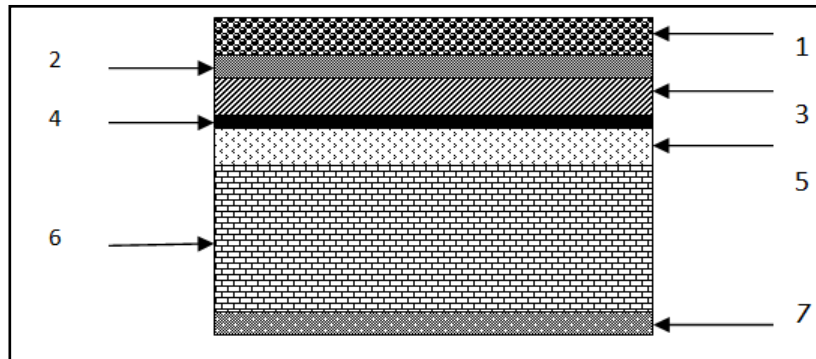


Figure II.3 : Coupe d'un plancher terrasse en corps creux (inaccessible).

a.2. Plancher d'étage courant :

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kn/m ³)	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	3	18	0,54
Plancher en corps creux	16+4	14	2,85
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Cloison de séparation (intérieur)	10	10	1,00
$\sum G_i = G_{\text{étage}} =$			5,43

Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En corps creux).

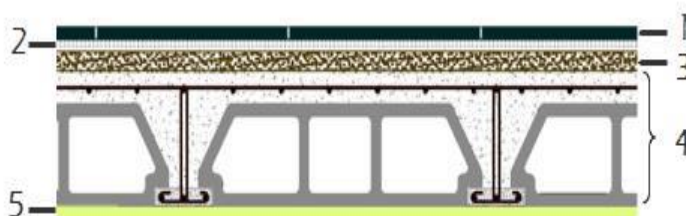


Figure II.4 : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux.

a.3. Les maçonneries:
a.3.1. Murs extérieurs:

Eléments	Epaisseur(cm)	ρ (kN/m ³)	G(KN/m ³)
Mortier de ciment	2	18	0.36
Briques creuses	10	09	0.9
Lame d'air	5	00	00
Briques creuses	10	09	0.9
Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente G(kN/m³)			2.36

Tableau II.4 : Charge permanente du mur extérieur

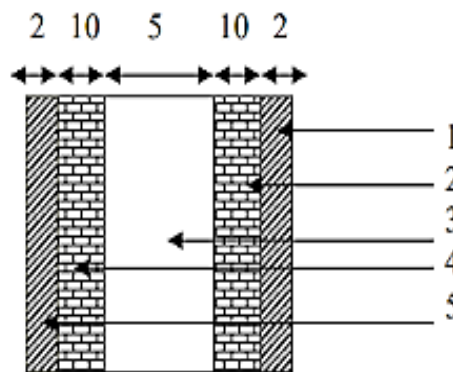


Figure II.5 : Coupe verticale du mur extérieur

a.3.2. Murs intérieurs :

Eléments	Epaisseur(cm)	ρ (kN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit de plâtre	2	10	0.20
Briques creuses	10	09	0.9
Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente G(kN/m³)			1.30

Tableau II.5 : Charge permanente du mur intérieur.

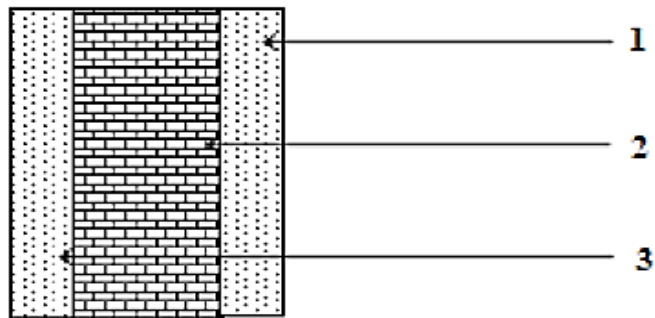


Figure II.6 : Coupe verticale du mur intérieur.

Remarque :

- la charge de la cloison intérieure est par mètre carré de surface horizontale.
- la charge de mur extérieur est par mètre carré de surface.

a.4. La charge de l'acrotère :

Le poids propre :

$$G = \rho \times S$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

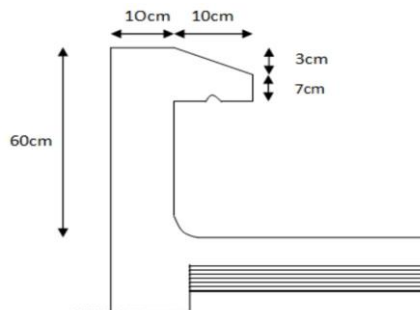
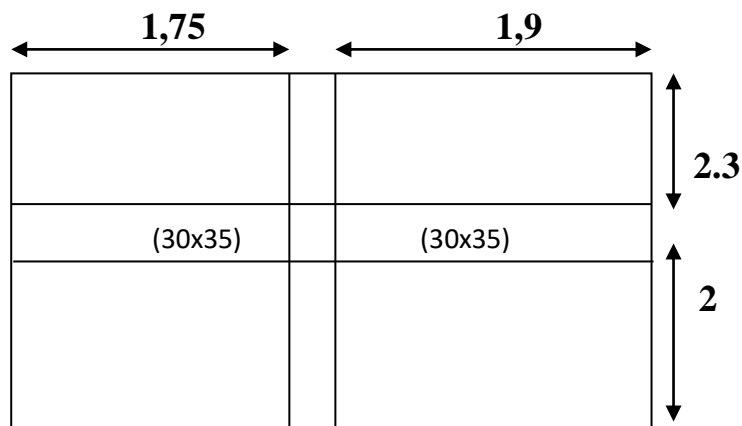


Figure II.7 : Coupe verticale de l'acrotère

b. Surcharges d'exploitation:

- Plancher terrasse : 1KN/m² (terrasse inaccessible)
- Plancher courant : 1,5KN/m² (usage habitation)

II.4. Descente de charges:**A. Surface d'influence du poteau le plus sollicité:****Figure II.8 :** Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C2)

Avec : C2 : Poteau situé au croisement des portiques de la file (c) et la file (2)

B. Poids propre des éléments:**a. Plancher:**

Plancher étage courant: $G_{pl,c} = (1,75+1,9) \times (2,3+2) \times 5,43 = 85,22\text{KN}$

Plancher étage terrasse inaccessible $G_{pl,t} = (1,75+1,9) \times (2,3+2) \times 6,52 = 102,33\text{KN}$

b. Poteaux:

Poids propre des poteaux : $G_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78\text{KN}$

c. Poutres:

- poids propre des poutres principales : $G_{p,p} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times (2,3+2) = 9,4\text{KN}$.

- poids propre des poutres secondaires : $G_{p,s} = 0,25 \times 0,30 \times 25 \times (1,9+1,75-0,3) = 6,3\text{KN}$.

- Alors le poids total des poutres est : $G_p = 15.7 \text{ kN}$

C. Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible : $Q_T = Q_0 = (4,3 \times 3,65) \times 1 = 15,7 \text{ kN}$.

Etage courant : $Q_{Et} = Q = (4.3 \times 3,65) \times 1.5 = 23,5 \text{ kN}$.

C.1. Loi de dégression des surcharges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_i^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i : ($i=1$ à n) charge d'exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu'à n .

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

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

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression

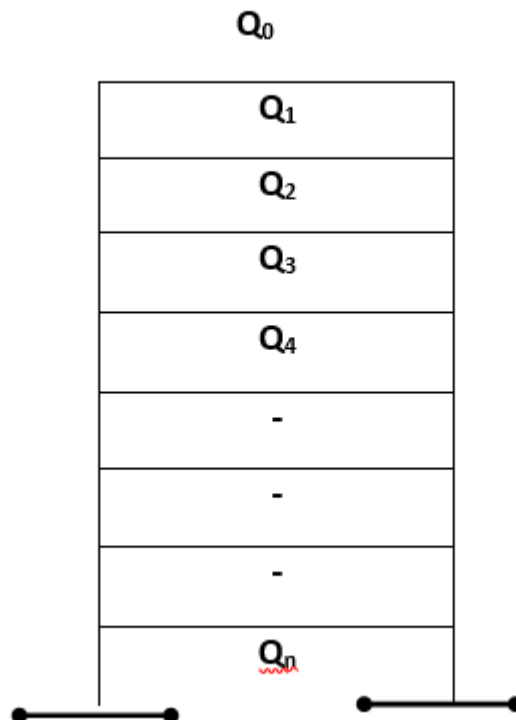


Figure II.7 Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	6	5	4	3	2	1	Base
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tableau II.6 Coefficients de dégression de surcharges.

C.2. Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

- 5^{eme}: $Q_0=15,7$

- 4^{eme}: $Q_0+Q_1=15,7+23,5 =39,2$

- 3^{eme}: $Q_0+0,95(Q_1+Q_2) =15,7+0,95x(23,5x2) =60,35$

- 2^{eme}: $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3) =15,7+0,9x(23,5x3) =79,15$

- 1^{er}: $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =15,7+0,85x(23,5x4) =95,6$

- RDC: $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =15,7+0,80x(23,5x5) =109,7$

- Base : $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =15,7+0,75x(23,5x6) =121,45$

Niveau	Charges permanentes					Charges d exploitation		$N=G_e+Q_e$	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher	Poids de poteau	Poids de poutres	G_{totale}	$G_{cumulé}$	Q_{totale}	$Q_{cumulé}$		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section
6	102.33	4,78	15,7	122,81	122.81	15,7	15,7	138,51	92.34	35x35
5	85.22	4,78	15,7	105,7	228,51	23,5	39,2	267,71	178.47	35x35
4	85.22	4,78	15,7	105,7	334,21	23,5	62,7	396,91	264.60	35x35
3	85.22	4,78	15,7	105,7	439,91	23,5	86,2	526,11	350.74	40x40
2	85.22	4,78	15,7	105,7	545,61	23,5	109,7	655,31	436,87	45x45
1	85.22	4,78	15,7	105,7	651,31	23,5	133,2	784,51	523,01	45x45
base	85.22	4,78	15,7	105,7	757,01	23,5	156,7	913,71	609,14	45x45

Tableau II.7 : Récapitulatif de la descente de charges.

II.5. Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (Art 7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

1. Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ 1
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$ 2
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$ 3

on a : $h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm}$

Les poteaux de la structure sont de section carrée, donc, le rapport $b_1/h_1 = 1$ est compris entre **1/4 et 4** Aussi, toutes les sections adoptées sont au moins égales à 15,3 cm et à 30 cm. Donc, les exigences de (**l'article 7.4.1 du RPA 99 / version 2003**) sont satisfaites.

II.6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement : (BAEL99 B.8.4.1)

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. Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes:

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

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 L_0$)

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau

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

I : Moment d'inertie du poteau ($I = b \cdot h^3/12$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).

S : Section transversale du poteau ($S = b \cdot h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = 2,425 \frac{L_0}{b}$$

Pour tous les niveau $L_0 = 306$

alors : $\lambda = 2,425 \times 306 \times \frac{1}{b} = 742,05 \times \frac{1}{b}$

On a alors pour tous les poteaux (35x35) l élancement (λ) égale a :

$$\lambda = 21,20$$

Alors : $\lambda \leq 50$ (condition vérifiée).

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.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

III.1. L'acrotère

III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle sera assimilée à une console encastrée dans le plancher est soumise à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1 \text{ kN/ml}$) Provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée.

III.1.2. Dimensions

- . Hauteur : $h = 60 \text{ cm}$.
- . Épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$.
- . Enrobage : $c = c' = 3 \text{ cm}$.
- . Surface totale : $S = 0.069 \text{ m}^2$.

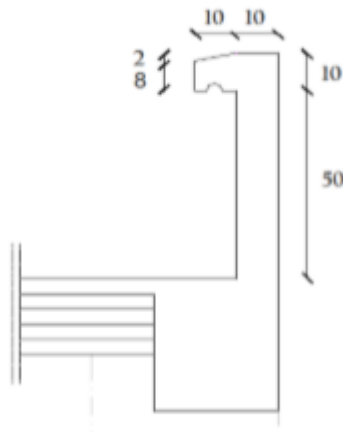


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère

III.1.3. Chargement

- . Poids propre de l'acrotère : $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ kN/ml}$
- . Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

III.1.4. Détermination des sollicitations

- . Effort normal dû au poids propre : $N = G \cdot l = 1.725 \text{ kN}$
- . Effort tranchant : $T = Q \cdot l = 1 \text{ kN}$
- . Moment dû à l'effet de la main courante : $M = P \cdot h \cdot l = 0.6 \text{ kN.m}$

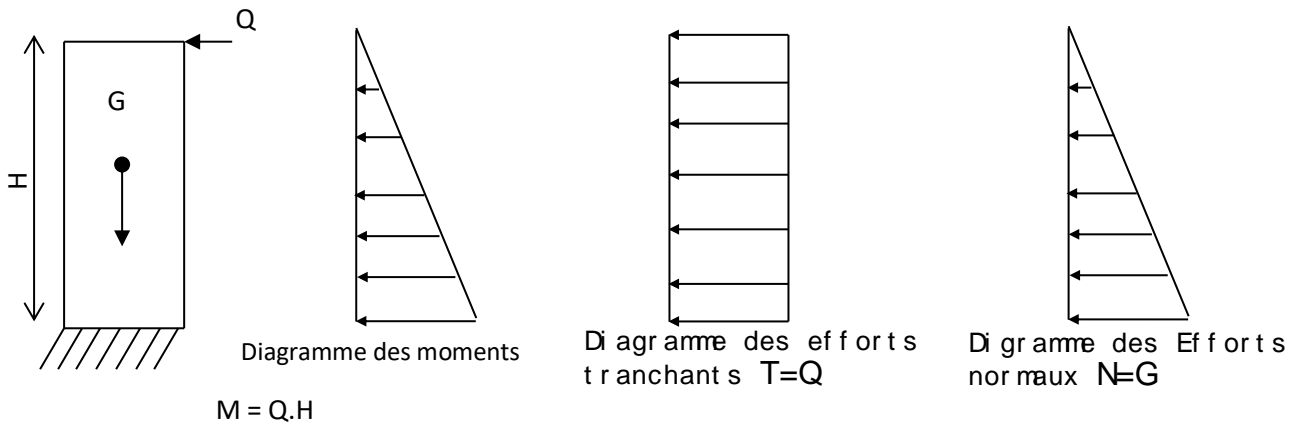


Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère

III.1.5. Combinaisons de charges

• À l'ELU

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

. Effort normal de compression : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.725 = 2.33 \text{ kN}$.

. Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ kN}$.

. Moment de renversement : $M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$.

• À l'ELS

$q_s = G + Q$.

. Effort normal de compression : $N_s = G = 1.725 \text{ kN/ml}$.

. Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ kN}$.

. Moment de renversement : $M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$.

III.1.6. Calcul à l'ELU

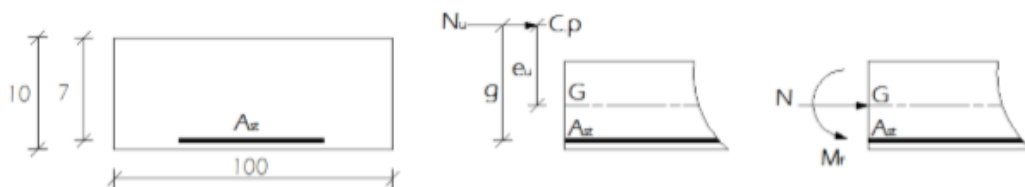


Figure III.1.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

. C_p : Centre de pression.

- . e_u : Excentricité.
- . g : Distance entre le CDG des armatures tendues et le centre de pression.
- . M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.33} \Rightarrow e_u = 38.6 \text{ cm.}$$

$$\frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow e_u = 38.6 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c = 2 \text{ cm.}$$

D'où le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène en flexion composée.

- **Calcul en flexion simple**

- . **Moment fictif (M_f) :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times (e_u + \frac{h_0}{2} - c) = 2.33 \times (0.386 + \frac{0.10}{2} - 0.03) = 0.946 \text{ kn.m}$$

- . **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.946 \cdot 10^3}{100 \cdot (7)^2 \cdot 14.2} = 0.014 < \mu_1 = 0.186 \Rightarrow \text{SSA} (A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

pour : $\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$

- **Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures est :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.946 \cdot 10^3}{348.7 \cdot 0.993} = 0.391 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.391 - \frac{2.33}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

. $A_{st \text{ ELU}} = 0.32 \text{ cm}^2$.

. $A_{sc \text{ ELU}} = 0 \text{ cm}^2$.

III.1.7. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2 ,1) [14]

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times [\frac{es - 0.455 \cdot d}{es - 0.185 \cdot d}] \cdot b \cdot d \text{ avec : } es = \frac{M_s}{N_s} \text{ (Pratiques du BAEL, p 199) [17]}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot 2.1}{400} \times \frac{34.78 - 0.455 \cdot 7}{34.78 - 0.185 \cdot 7} \cdot 100 \cdot 7 = 0.798 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ELU}} = 0.34 \text{ cm}^2$. La condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$A_{st} = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$. Soit : $A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91 [14]**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à : $A_r \geq \frac{As}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$. Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211) [14]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v \max}{b \cdot d} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} .$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) [14]

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

Où :

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

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

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0,9d \cdot \sum \mu_i}$$

Où :

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

. $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = 0.19 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}.$$

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

d. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [14]

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

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm}.$$

. Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = (0,6 \cdot f_{t28} \cdot \Psi_s^2) = 0.6 \cdot 2.1 \cdot (1.5)^2 = 2.84$$

$$l_s = 8 \frac{400}{4 \cdot (2.84)} = 281.69 \text{ mm} = 28.2 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $l_s = 30 \text{ cm.}$

e. Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) [14]

Pour des charges concentrées :

. **Armatures principales** : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

III.1.8. Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

1. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t j} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 1.2} \right\} \leq \min \{266.66 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1.d.A}}$$

. Avec :

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360.$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.360$: $\beta_1 = 0.907$; $K_1 = 38.76$

. Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \cdot 10^6}{0.907 \times 70 \times 2.51 \cdot 10^2} = 37.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée. Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

2. Contraintes dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$
 La condition est vérifiée.

III.1.9. Vérification de l'acrotère sous l'action des forces sismiques (RPA2003/Art 6.23)

Le RPA2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques. Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Alors l'acrotère sera calculé sous l'action horizontale selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,15$ (Zone II, groupe 2).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

Soit : C_p = 0,8.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

W_p = 1.725 kN/m

D'où : **F_p** = 4×0,15×0,8×1,725 = 0,828kN/mL

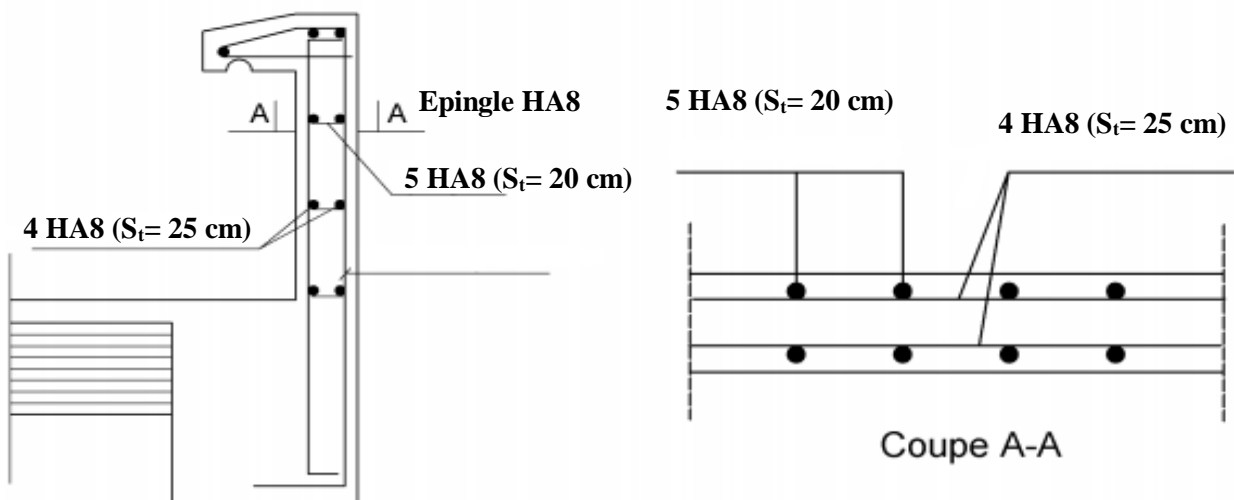
F_p = 0,828 kN/m < Q=1 kN/m..... Condition vérifiée

III.1.10. Conclusion

La force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis du séisme d'où on optera pour un ferrailage adopté précédemment :

- . **Armatures principales** : 5 HA8/ml (S_t= 20 cm).
- . **Armatures de répartition** : 4 HA8/ml (S_t= 25 cm).

Plan de ferrailage de l'acrotère



III.2. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges

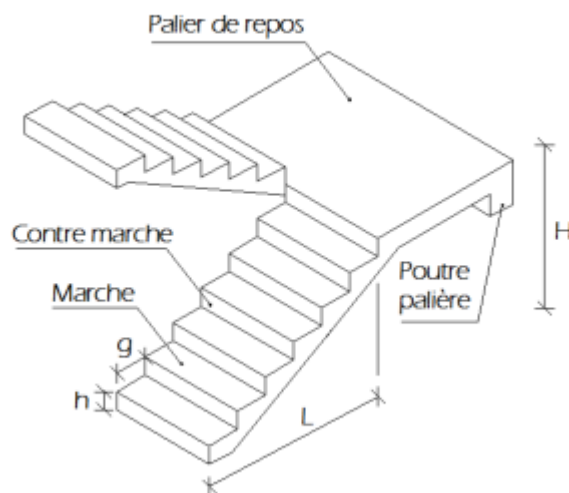


Figure III.2.1. Terminologie d'un escalier.

Où :

- . h : Hauteur de la contre marche.
- . g : Longueur de la marche. (giron)
- . H : Hauteur de la volée.
- . L : Longueur de la volée projetée

III.2.1. Pré dimensionnement

La hauteur et le giron des marches et contre marches pour un bâtiment à usage d'habitation on prend :

- Hauteur des contres marches

$$14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

- Nombre de marches (n-1)

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

$$\text{Donc : } \mathbf{n-1 = 8 \text{ marches.}}$$

- Le giron

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

g = 30 cm.

- Vérification loi de BLONDEL

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

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

. La condition est vérifiée

Alors :

- **h = 17 cm.**
- **g = 30 cm.**
- **Nombre de marches : 8 marches.**

III.2.1.1. Epaisseur de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

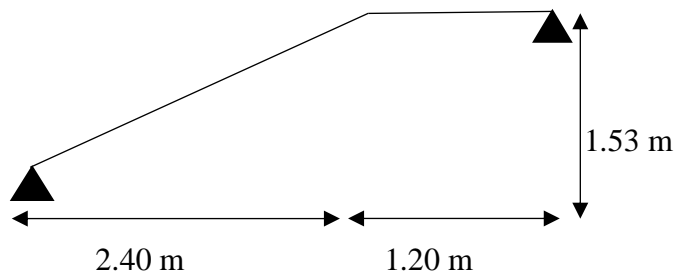
$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

OU : L_0 est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

• Remarque

La structure comporte un seul type d'escaliers.

- **Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)**



$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L} \Rightarrow \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52^\circ} = L$$

L = 2.85 m

• Finalement

$$L_0 = L_1 + L = 1.2 + 2.85 = 4.05 \text{ m}$$

$$L_0 = 4.05 \text{ m}$$

$$\frac{405}{30} \leq e \leq \frac{405}{20}$$

$$13.5 \leq e \leq 20.25$$

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

III.2.1.2. Détermination des sollicitations de calcul

a. Charges permanentes

a.1. La volée

Tableau III.2.1 : Détermination du poids propre de la volée.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre de la paille	$\frac{1 \times 0.2}{\cos(32.52)}$	25	5.93
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
Carrelage vertical	0.01	20	0.20
Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{volée} =$			10.09

a.2. Le palier

Tableau III.2.2 : Détermination du poids propre du palier

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre du palier	0.20	25	5.00
Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{palier} =$			6.2

- b. **Surcharge d'exploitation** : D'après le DTR B.C. 2.2, la charge d'exploitation pour un escalier est de : **Q= 2,5 kN/ml**

III.2.1.3. Calcul des efforts internes

. Combinaisons de charges

a. **À l'ELU**

- . Volée : $q_1 = 1,35(10,09) + 1,5(2,5) = 17,37 \text{ kN/ml}$.
- . Palier : $q_2 = 1,35(6,2) + 1,5(2,5) = 12,12 \text{ kN/ml}$.

b. **À l'ELS**

- . Volée : $q_1 = 10,09 + 2,5 = 12,59 \text{ kN/ml}$.
- . Palier : $q_2 = 6,2 + 2,5 = 8,7 \text{ kN/ml}$.

Pour la détermination des efforts dans la volée et le palier, on prendra l'ensemble (volée+palier) qui sera assimilé à une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis .

III.2.1.4. Calcul à l'ELU

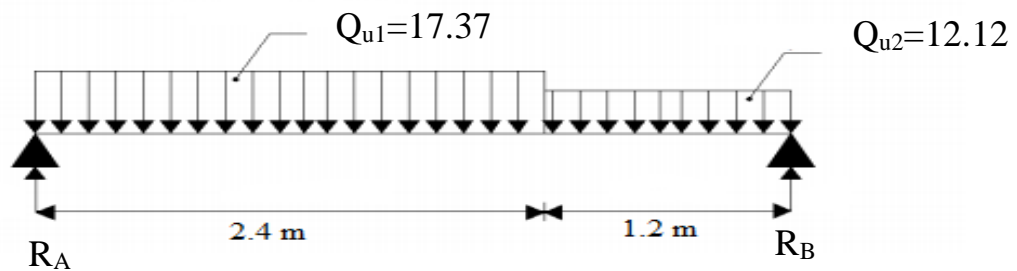


Figure III.2.5 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times 2,4 + q_{u2} \times 1,2$$

$$R_A + R_B = 56,232 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 3,6 R_B = 17,37 \times 2,4 \times 1,2 + 12,12 \times 1,2 \times 3 - 3,6 R_B = 0$$

$$3,6 R_B = 17,37 \times 2,4 \times 1,2 + 12,12 \times 1,2 \times 3$$

$R_B = 26,02 \text{ KN}$

D'où : $R_A + R_B = 56,23$
 $R_A = 56,23 - 26,02$

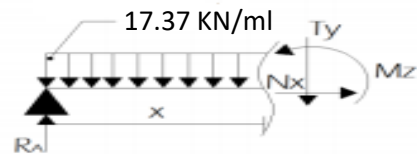
$R_A = 30,21 \text{ KN}$

· Calcul des efforts internes

· Tronçon $0 \leq x < 2.4$ m

. $T_y = -17.37x + 30.21$.

Pour $\left\{ \begin{array}{l} x = 0 ; T_y = \mathbf{30.21 \text{ kN.}} \\ x = 2.4 ; T_y = \mathbf{-11.478 \text{ kN.}} \end{array} \right.$



. $M_z = -17.37 \frac{x^2}{2} + 30.21x$.

Pour $\left\{ \begin{array}{l} x = 0 ; M_z = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x = 2.4 ; M_z = \mathbf{22.50 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$

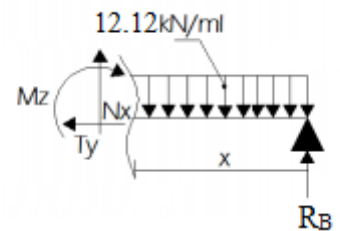
· Tronçon $0 \leq x < 1.2$ m

. $T_y = 12.12x - 26.02$. Pour

$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 ; T_y = \mathbf{-26.02 \text{ kN.}} \\ x = 1.2 ; T_y = \mathbf{-11.48 \text{ kN.}} \end{array} \right.$

. $M_z = -12.12 \frac{x^2}{2} + 26.02x$. Pour

$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 ; M_z = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x = 1.2 ; M_z = \mathbf{22.50 \text{ kN.m}} \end{array} \right.$



· Calcul du moment maximal M_{zmax}

. $T_y = -17.37.x + 30.21 = 0 \Rightarrow x = \frac{30.21}{17.37} = 1.74 \text{ m}$

. $M_z^{max} = -17.37 \frac{x^2}{2} + 30.21x = 26.27 \text{ kN.m}$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

· **En travée** : $M_t = 0,85M_z^{max} = 22.33 \text{ kN.m}$

· **Aux appuis** : $M_a = -0,3M_z^{max} = - 7.88 \text{ kN.m}$

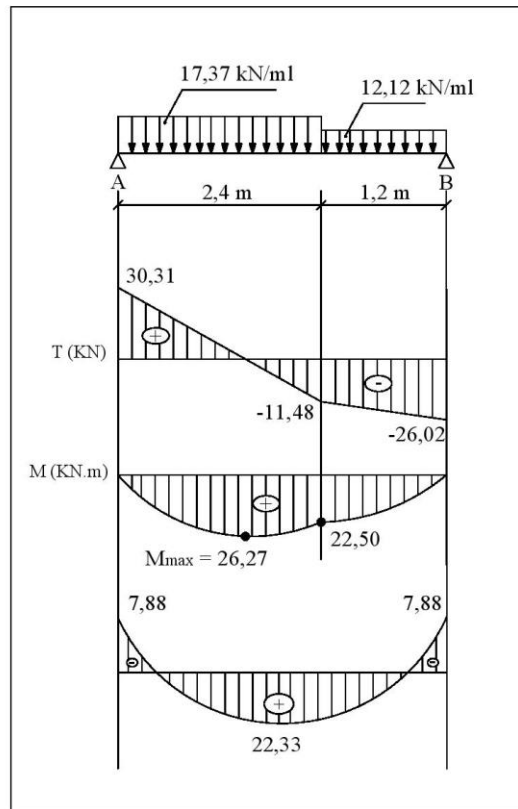


Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU

· **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).

· **Aux appuis**

Avec : $M_a = 7.88 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.88 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.017 < \mu_1 = 0.392$$

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

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.017$: $\beta = 0.991$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.88 \cdot 10^3}{0.991 \cdot 180 \cdot 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_{a \text{ adoptée}} = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$**

Avec un espacement : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

· **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{1}{4} A_{a \text{ adoptée}} = \frac{1}{4} 3.92 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²**.

Avec un espacemet : **S_t = 25 cm**.

· **En travée**

Avec : **M_t = 22.33 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22.33 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.048 < \mu_1 = 0.392$$

⇒ **SSA (A_{sc} = 0)**

· A partir des abaques :

$$\mu = 0.048 : \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.33 \cdot 10^3}{0.975 \cdot 180 \cdot 348} = 3.66 \text{ cm}^2$$

Soit **A_{t adpotée} = 5HA10 = 3.92 cm²**

Avec un espacement : **S_t = 20 cm**.

· **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{1}{4} A_{t \text{ adoptée}} = \frac{1}{4} 3.92 = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²**

Avec : **S_t = 25 cm**.

III.2.1.5. Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(100)(18) \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

· **En travée** : $A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

· **Aux appuis** : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

· **Espacement des barres**

· **Armatures principales :**

$$S_{t \max} \leq \min(3h; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

· **Armatures de répartition:**

$$S_{t \max} \leq \min(4h; 45) = 45 \text{ cm}$$

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa (fissuration non préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{30.31 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.168 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

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

Où :

- . Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).
- . $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

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

Où :

- . $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi$)
- $\sum \mu_i = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{30.31.10^3}{0.9.180.157}$$

$$\tau_{se} = 1.191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

d. Influence de l'effort tranchant

$$A_{stadopté} > A_{stancré} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \cdot 30.31 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{stadopté} = 3.92 \text{ cm}^2 > 0.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

- . Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour : FeE400 et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = \frac{\phi_e \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{10.400}{4 \cdot (0,6 \cdot f_{t28} \cdot \psi_s^2)}$$

. Pour les HA10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 l_s$

. Pour les HA10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$

- . Finalement : La longueur **$L_c = 20 \text{ cm.}$**

III.2.1.6. Calcul à l'ELS

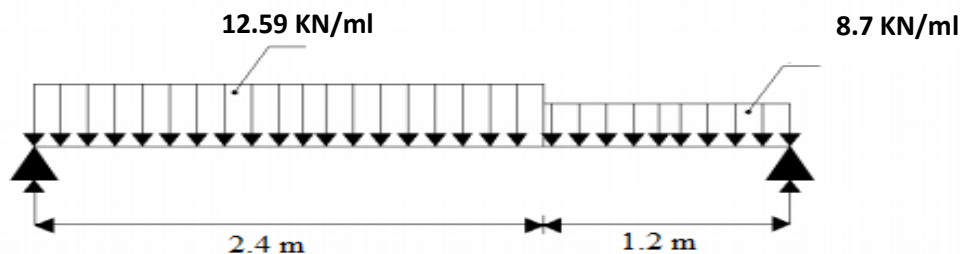


Figure III.2.6 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.59(2.4) - 8.7(1.2)$$

$$R_A + R_B = 40.66 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 3.6 R_B = 12.59(2.4) (1.2) + 12.12(1.2) (3) - 3.6 R_B = 0$$

$$3.6 R_B = 17.37(2.4) (1.2) + 12.12(1.2) (3)$$

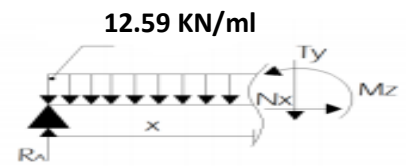
$R_B = 18.77 \text{ KN}$
$R_A = 30.21 \text{ KN}$

· Calcul des efforts internes

· Tronçon $0 \leq x < 2.4 \text{ m}$

$$. Ty = -12.59x + 21.89 \quad \text{Pour} \begin{cases} x = 0 ; Ty = \mathbf{21.89 \text{ kN.}} \\ x = 2.4 ; Ty = \mathbf{-8.33 \text{ kN.}} \end{cases}$$

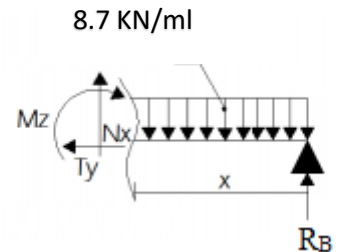
$$. Mz = -12.59 \frac{x^2}{2} + 21.89x. \quad \text{Pour} \begin{cases} x = 0 ; Mz = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x = 2.4 ; Mz = \mathbf{16.28 \text{ kN.m.}} \end{cases}$$



· Tronçon $0 \leq x < 1.2 \text{ m}$

$$. Ty = 8.7x - 18.77. \quad \text{Pour} \begin{cases} x = 0 ; Ty = \mathbf{-26.02 \text{ kN.}} \\ x = 1.2 ; Ty = \mathbf{-11.48 \text{ kN.}} \end{cases}$$

$$. Mz = -8.7 \frac{x^2}{2} + 18.77x. \quad \text{Pour} \begin{cases} x = 0 ; Mz = \mathbf{0 \text{ kN.m.}} \\ x = 1.2 ; Mz = \mathbf{16.26 \text{ kN.m}} \end{cases}$$



· Calcul du moment maximal M_{zmax}

$$. Ty = -8.7x + 21.89 = 0 \Rightarrow x = \frac{21.89}{8.7} = 2.51 \text{ m}$$

$$. Mz = -8.7 \frac{x^2}{2} + 21.89x = 19.03 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

· En travée : $M_t = 0,85M_{zmax} = 16.175 \text{ kN.m}$

· Aux appuis : $M_a = -0,3M_{zmax} = -5.709 \text{ kN.m}$

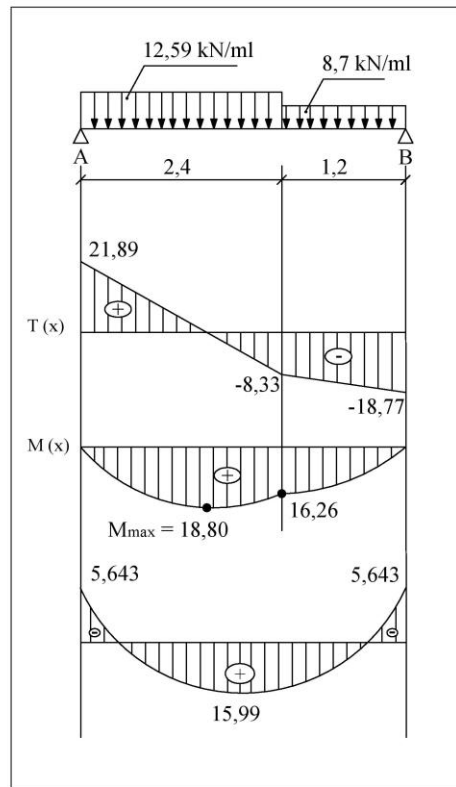


Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS

III.2.1.7. Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

a. En travée

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

. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

. $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 18} = 0,217$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,217$: $\beta_1 = 0,925$; $K_1 = 51,67$

Donc :

. $\sigma_{st} = \frac{15,99 \cdot 10^6}{0,925 \cdot 180 \cdot 3,92 \cdot 10^2} = 244,98 \text{ MPa}$

. $\sigma_{bc} = \frac{244,98}{51,67} = 4,74 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 4,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

. Condition vérifiée

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 18} = 0,218$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,218$: $\beta_1 = 0,925$; $K_1 = 51,67$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{5.643.10^6}{0.925.180 \times 3.92.10^2} = 86.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{86.46}{51.67} = 1.67 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et au milieu agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 99).

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 99/ Art. B.6.5,1) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

. Condition non vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.055 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{15.99}{10.18.81} = 0.085$$

. Condition non vérifiée

$$\frac{A_s}{b_{od}} = \frac{5.65}{100.18} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

. Condition vérifiée

Les conditions « $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ et $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ » ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire .

. Calcul de la flèche (BAEL 99/ Art B.6.5,2)

$$f_v = \frac{M_S L^2}{10 E_v . L f_u} < f = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_S L^2}{10 E_r . L f_i} < f = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

Avec :

- . Ms : Moment fléchissant maximal à l'ELS.
- . Ev : Module de déformation différé. ($E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$).
- . Ei : Module de déformation instantanée ($E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$).
- . Ifv, Ifi : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de longue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \frac{l_0}{1+\lambda_v.\mu} \text{ et } I_{fi} = 1,1 \frac{l_0}{1+\lambda_i.\mu}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15(V_2 - c)^2 A_t$$

Ou :

$$V_1 = \frac{Six'x}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

Six' x : Moment statique par rapport à l'axe xx', tel que :

$$Six' x = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100.20^2}{2} + 15.3,92.18 = 21058.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100.20 + 15.3,92 = 2058,8 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{21058.4}{2058,8} = 10.30 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 20 - 10.30 = 9,7 \text{ cm}.$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.30)^3 + (9.7)^3] + 15(9,7 - 2)^2 \cdot 3,92 = 70332,91 \text{ cm}^4$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0,05.ft_{28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b.d} = \frac{3,92}{100.18} = 0,0021 ; \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.0021 : \beta_1 = 0.974$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{15.99.10^3}{0.974 \times 18 \times 3,92} = 232,66 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.2.1}{0.003(2 + \frac{3.100}{100})} = 7 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 2.8$$

Et :

$$\mu = 1 - \frac{1,75.ft_{28}}{4\rho\sigma_s + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75.2.1}{4 \times 0,003 \times 159.8 + 2,1} = 0.062$$

$$I_{fv} = 1,1 - \frac{71870.22}{1 + 2.8 \cdot 0.062} = 67363.02 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1,1 - \frac{71870.22}{1 + 7 \cdot 0.062} = 55130.6 \text{ cm}^4$$

. Au final :

$$f_v = \frac{15.99.10^3 \times (360)^2}{10 \times 10818,86 \times 67363.02} = 0.284 < 0.71 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

$$f_i = \frac{15.99.10^3 \times (360)^2}{10 \times 32164,2 \times 55130.6} = 0.116 < 0.71 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

III.3. La poutre palière :

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

III.3.1. Pré dimensionnement :**a. Hauteur :**

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur de la poutre.} \\ L_{max} : \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$

$$\text{Donc : } \frac{280}{15} < h_t < \frac{280}{10} \quad \rightarrow \quad 18,5\text{cm} \leq h_t \leq 28\text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du l'RPA on opte pour : **ht= 35 cm**

b. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

D'où : $14 \leq b \leq 24.5$

Selon le RPA : $b \geq 20\text{ cm}$ \rightarrow On opte pour **b=30cm**

c. Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003) :

- $b \geq 20\text{ cm}$ \rightarrow $30 \geq 20\text{ cm}$ \rightarrow Condition vérifiée
- $h_t \geq 30\text{cm}$ \rightarrow $35 > 30\text{cm}$ \rightarrow Condition vérifiée
- $\frac{h_t}{b} < 4$ \rightarrow $\frac{35}{30} = 1.16 < 4$ \rightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{ cm}^2$.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

Charge supportée par la poutre:

- Poids propre de la poutre : $G=25 \times 0.30 \times 0.35=2.62\text{KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=2.5\text{KN/ml}$.
- Réaction du palier à l'ELU : $R_B=T_u=26,02\text{ KN}$.
- Réaction de plier à l'ELS : $R_B=T_s=18,77\text{ KN}$.
- Le poids du mur : $G_{mur}=2.36 \times 1.53 = 3.61\text{KN/ml}$.

III.3.3. Calcul à l'ELU :

a. Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} + q_{u_{mur}} = 1.35(2.62 + 3.61) + \frac{2 \times 26,02}{2,8} = 26,99\text{ KN/ml}$$

$$q_u=26,99\text{ KN/ml.}$$

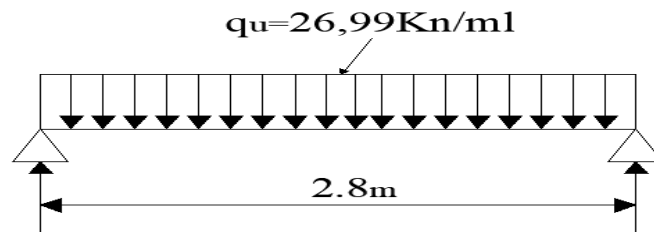


Figure III.3.1 : Schéma statique de calcul à l'ELU

a. Moment isostatique :

$$M_{0_u} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{26,99 \times 2,8^2}{8} = 26,45\text{ KN.m}$$

b. L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{26,99 \times 2,8}{2} = 37,78\text{ KN}$$

c. Moment aux appuis :

$$M_{ua} = -0.5M_{0_u} = -0.5 \times 26,45 = -13,225\text{KN.m}$$

d. Moment en travée :

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{0_u} = 0.85 \times 26,45 = 22,48\text{KN.m}$$

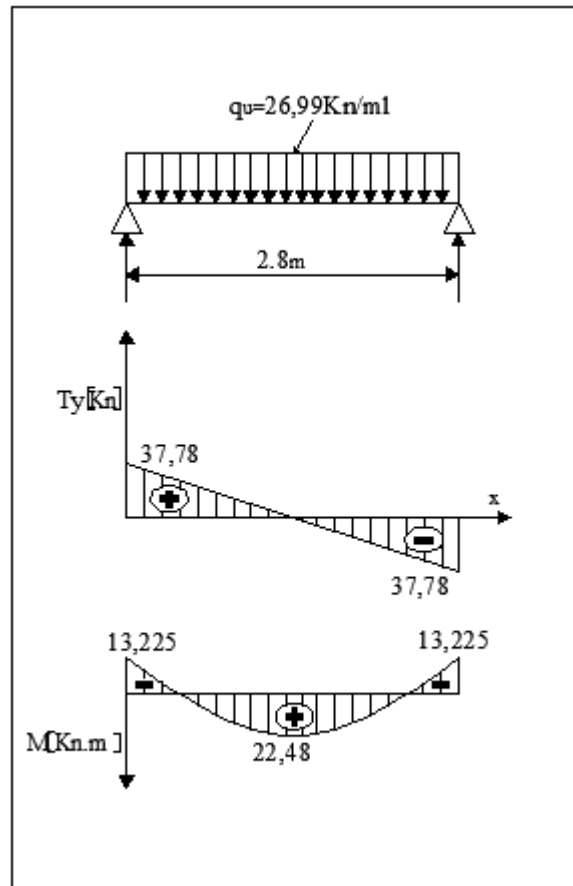


Figure III.3.2. Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU

III.3.4. Le ferrailage :

- Aux appuis :

$$M_{ua} = -13,225 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,225 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,225 \times 10^3}{0.986 \times 33 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA10 = 2,35 cm².

- En travée :

$$M_{ut} = 22,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,48 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,48 \times 10^3}{0,975 \times 33 \times 348} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12 = 3,39 cm²**

Calcul les armatures transversales :

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\} \\ \phi_t &\leq \min \{10,30,12\} = 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

On prend un cadre et une épingle en **HA8** **A_t=4HA8=2,01cm².**

III.3.5. Vérification à l'ELU:

a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2.1BAEL91) :

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{aligned} A_{adoptée} &> A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} &= \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \psi_s = 1,5 \text{ (Pour les aciers HA)}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{37,78 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 11,30 \times 10} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.12 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

c. Ancrage des barres (Art 6.1.2) :

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

$$\tau_{se} = 1.12 \text{ MPa} < \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$.

d. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$V_{max} = 37,78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37,78 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{il n'y a pas risque de cisaillement.}$$

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art 5.1.3.2 BAEL) :

- Influence sur l'acier :

$$A_u = \frac{V_u + \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\frac{f_e}{1.15}} = \frac{37,78 + \frac{13,225 \times 10^3}{0.9 \times 33}}{\frac{400}{1.15} \times 10^4} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_u = 0,49 \text{ cm}^2$$

- **Influence sur le béton:**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 300 \times 330 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594 \text{KN}$$

Donc : $V_u = 37,78 \text{KN} < 594 \text{KN}$ → **Condition vérifiée**

- f. **Espacement des barres :**

$$S_{tmax} \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} \quad S_{tmax} \leq \min\{29.7; 40\text{cm}\} = 29.7 \text{cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{cm}$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5.2) l'espacement doit vérifier :

- **Aux appuis :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{35}{4} = 8.75 \text{cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{cm}$

Selon le **RPA** les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui.

- **En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{cm}$$

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

III .3.6. Calcul à l'ELS :

- a. **Combinaison des charges:**

$$q_s = G + \frac{2T_s}{L}$$

$$q_s = 2.62 + \frac{2 \times 18,77}{2,8} + 3.61$$

$$q_s = 19,63 \text{KN}$$

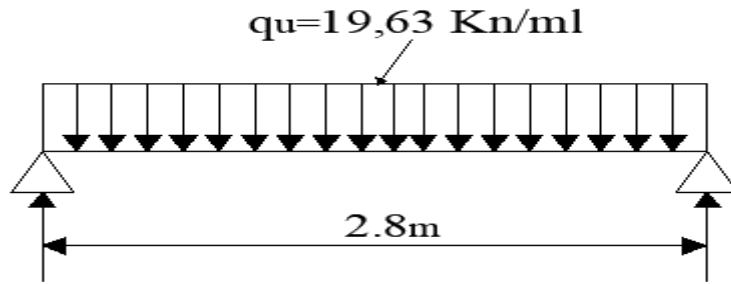


Figure III.3.3 : Schéma statique de calcul à l'ELS

a. Calcul du moment isostatique :

$$M_{0s} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{19,63 \times 2,8^2}{8} = 19,23 \text{ KN.m}$$

b. L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s}{2} = \frac{19,63 \times 2,8}{2} = 27,48 \text{ KN}$$

c. Moment aux appuis :

$$M_{sa} = -0,5M_a = -0,5 \times 19,23 = -9,615 \text{ KN.m}$$

d. Moment en travée :

$$M_{st} = 0,85 \times M_{0s} = 0,85 \times 19,23 = 16,34 \text{ KN.m}$$

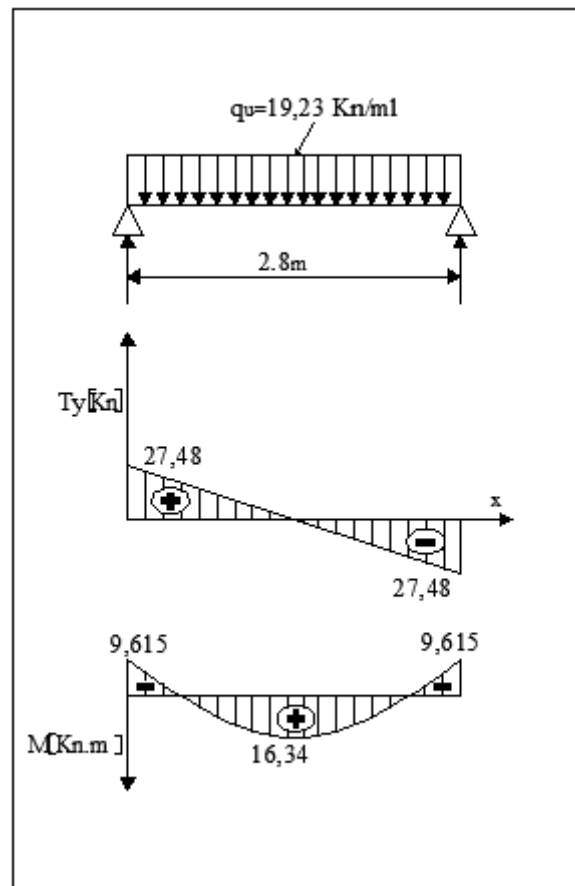


Figure III.3.4. Diagramme du moment et d'effort tranchant à l'ELS

III.3.7. Vérification à l'ELS (BAEL91/Art.4.5,2) :

a. Etat limite de compression du béton :

On doit avoir : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s\beta_1d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

Tableau III.3.1. Vérification des contraintes du béton

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	16,34	3.39	0.342	0.909	39.95	160,6	4,02	15	Condition vérifiée
Appuis	9,615	2,35	0,237	0.992	49,10	124,98	2,54	15	Condition vérifiée

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**).

III.3.8. Vérification de la flèche (BAEL.99/Art b.6.5.2) :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_{0s}} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0.092 < \frac{M_{st}}{10M_{0s}} = \frac{16,34}{10 \times 9,615} = 0.169 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre palière et les escaliers :

Les escaliers :➤ **Aux appuis :**

- **Armatures principales : 5HA10 = 3.92 cm²** avec un espacement St=20cm.
- **Armatures de répartition : 4HA10 = 3.14cm²** avec un espacement St=25cm.

➤ **En travée :**

- **Armatures principales : 5HA10 = 3.92 cm²** avec un espacement St=20 cm.
- **Armatures de répartition : 4HA10 = 3.14cm²** avec un espacement St=25 cm.

La poutre palière :

- **Armatures principales :**
 - **En travée :** 3HA12 = 3,39 cm²
 - **Aux appuis :** 3HA10 = 2,35 cm²

- **Armatures de répartition :**

On a opté pour un diamètre $\varnothing=8\text{mm}$ avec espacement de :

- **Aux appuis :** 4HA8 et un espacement $st = 10 \text{ cm}$.
- **En travée :** 4HA8 et un espacement $st = 15 \text{ cm}$.

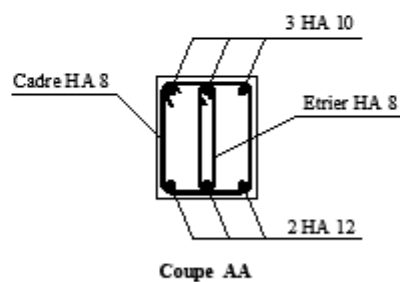
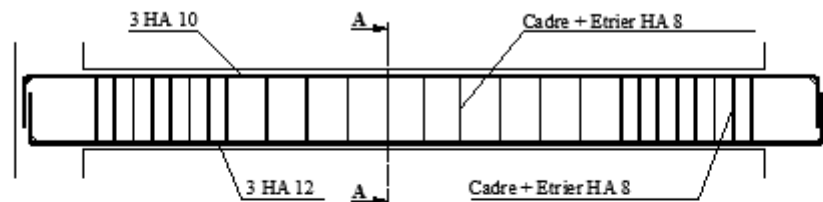
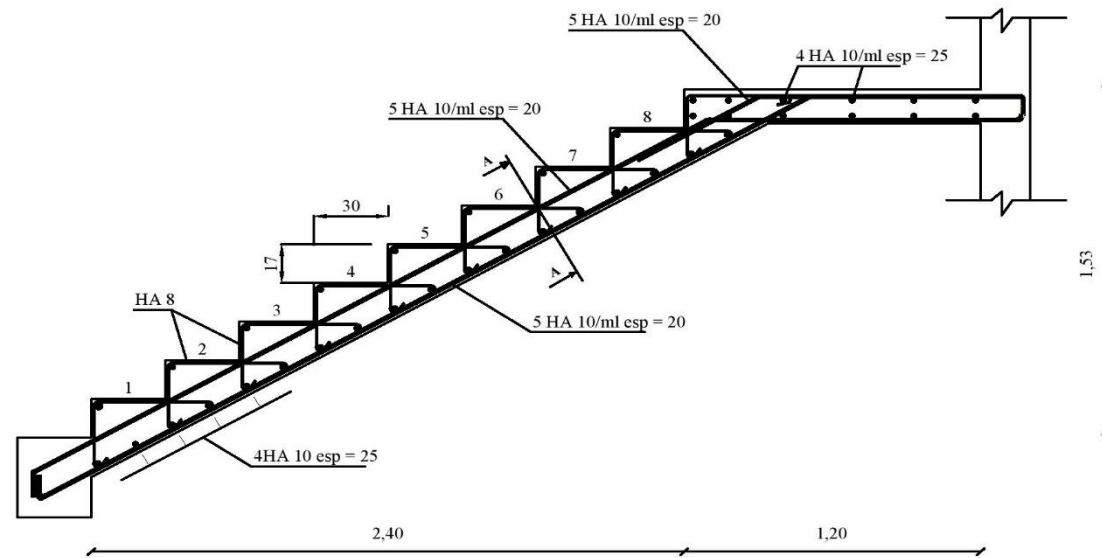


Schéma de ferrailage de la poutre palière



PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS

III.4 Calcul des plancher :

III.4.1 Introduction :

Les planchers sont constitués :

- Corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf les balcons pour réduire la flèche espacée de 65 cm

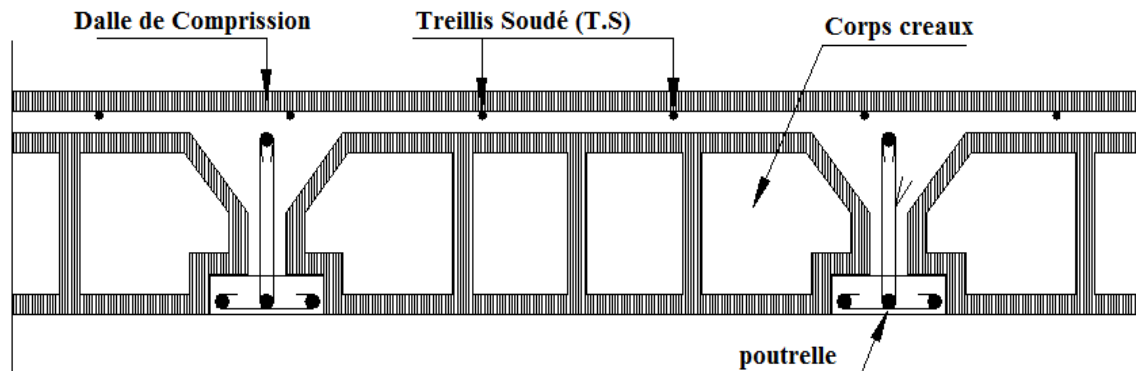


Figure III.4.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

- **Dalle de compression :**

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé de nuance (TS520 ; $\varnothing \leq 6\text{mm}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

III.4.2 Calcul des armatures :

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$: distance entre axe des poutrelles

$f_e = 520 \text{ MPa}$: limite d'élasticité

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\perp} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de}$$

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

b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{//} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension (6×6×200×200)

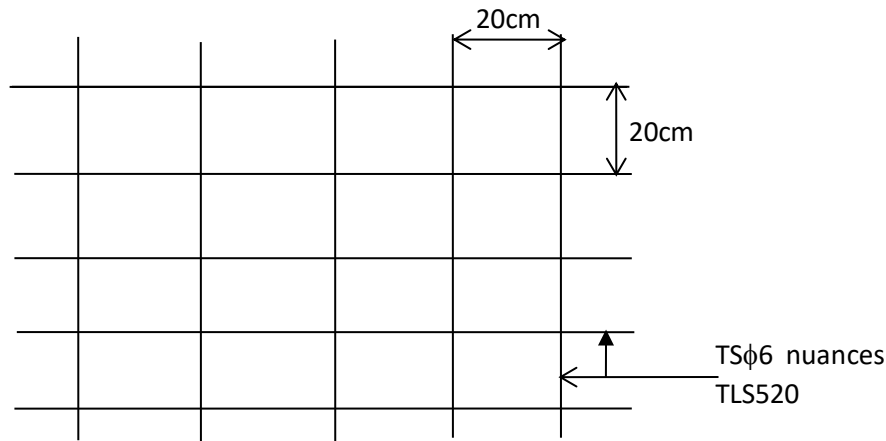


Figure III.4.2 : Schéma représentatif du treillis soudé

III.4.3 Etude des poutrelles :

a) Dimensionnement de la poutrelle :

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

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

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

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles préconisent que la largeur **b1** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (**Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99**)

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$

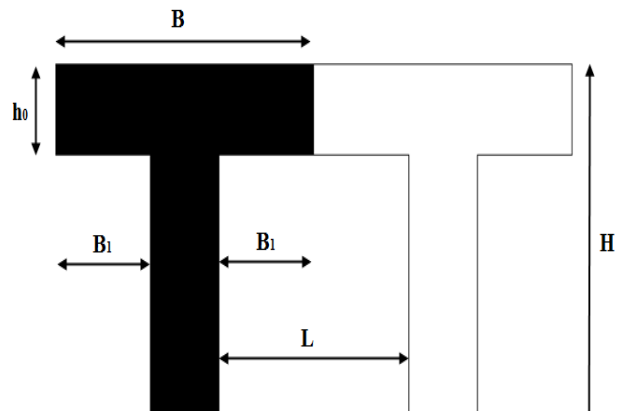


Figure III.7.3 : Coupe vertical d’une poutrelle

Avec :

- b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12\text{cm}$
- b : Distance entre axe des poutrelles
- L : distance entre axe des poutrelles
 $L = 65 - 12 = 53\text{cm}$
- L_1 :Longueur de la plus grande travée $L_1 = 3.5\text{ cm}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$
- H : hauteur totale de plancher

b) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

1^{ere} étape : avant le 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 / m²** et la surcharge de l’ouvrier

- **Poids propre de la poutrelle :**
 $G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12\text{KN/ml}$
- **Poids propre de corps creux :**
 $G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{ KN /ml}$
- **Poids propre totale**
 $G = G_p + G_c = 0.12 + 0.620 = 0.74\text{KN/ml}$
- **La surcharge de l’ouvrier :**
 $Q = 1\text{KN/ml}$
- **Calcul a L’ELU :**
 - **Combinaison des charges :**

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

- **Calcul du moment en travée:**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.5^2}{8} = 3.82 \text{ KN.m}$$

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

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.37 \text{ KN}$$

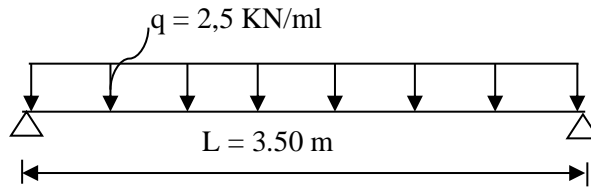


Figure III.4.4 : Schéma statique d'une travée de la poutrelle

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur : $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$b = 12 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_b = \frac{3.82 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.60 \gg \mu = 0.039 \longrightarrow \text{section doublement armée}$$

- **Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12×4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($ASC = 0$) ne soient pas nécessaire.

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

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple, sous une charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

- **Largeur efficace de la table de compression :**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{350}{2} = 117 \end{array} \right. \quad \text{on prend } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Avec : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
 $L_1 =$ Longeur de la plus grande travée $L_1 = 3.5 \text{ m}$
 $b_0 :$ Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$
 $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$ condition vérifié.

- **Poids du plancher :**
 - **Plancher étage courant :**
 Charge permanentes : $G = 5.43 \times 0.65 = 3.529 \text{ KN/ml}$
 Charge d’exploitations : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$
 - **Plancher terrasse inaccessible :**
 - Charge permanentes : $G = 6.52 \times 0.65 = 4.238 \text{ KN/ml}$
 - Charge d’exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$
- **Combinaison de charges :**
 - **Plancher étage courant**
 - **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.529 + 1.5 \times 0.975 = 6.23 \text{ KN/ml}$
 - **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.529 + 0.975 = 4.50 \text{ KN/ml}$
 - **Plancher terrasse inaccessible :**
 - **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.238 + 1.5 \times 0.65 = 6.70 \text{ KN/ml}$
 - **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 4.238 + 0.65 = 4.89 \text{ KN/ml}$
- **Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher terrasse inaccessible est le plus défavorable.
 Vu que la différence entre les chargements n’est pas importante, on utilisera celui de plancher terrasse inaccessible pour le calcul du ferrailage.

III.4.4 Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l’aide des méthodes suivants :
 ➤ Méthode forfaitaire.

- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

a) Méthode forfaitaire :

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode :(Art B.6.2.210 BAEL 91 modifié 99)**

• **Hypothèse :**

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :
 $Q \leq 2G ; 5\text{KN/m}^2$
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

• **Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a : } Q = 0.65 \text{ KN/ml} \\ 2G = 2 \times 4.238 = 8.48 \text{ KN/m} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Condition vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25

$$\text{c à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.2}{3.5} = 0.91$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.5}{3.2} = 1.09$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.2}{2.85} = 1.12$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.85}{3.2} = 0.89$$

→ **Condition vérifié .**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable

III.4.5 Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Les valeurs M_t , M_w et M_e 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

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

- 3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
- 0.6 M : pour 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 les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III.4.6 Application de la méthode forfaitaire :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ avec $0 \leq a \leq \frac{2}{3}$

$\alpha = \frac{0.65}{4.238+0.65} = 0.133$ $0 \leq 0.133 \leq \frac{2}{3} \longrightarrow$ condition vérifiée

- Calcul a l'ELU :
 $q_u = 6.70 \text{KN/ml}$

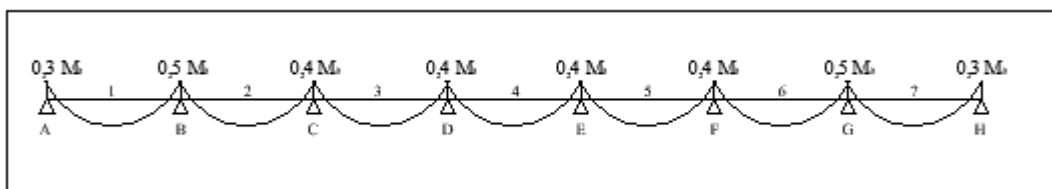


Figure III.4.5 : Schéma statique de la poutrelle sur 8 appuis.

a) Calcul des coefficients :

On aura après calcul : $\alpha=0,133$

$$1+0,3 \alpha=1,04$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,52$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,62$$

b) Calcul des moments fléchissant :

• **Poutrelle sur 8 appuis :**

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,70 \times 3,20^2}{8} = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,7 \times 3,50^2}{8} = 10,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,7 \times 3,20^2}{8} = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,7 \times 2,85^2}{8} = 6,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,7 \times 3,20^2}{8} = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,7 \times 3,50^2}{8} = 10,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,7 \times 3,20^2}{8} = 8,58 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,58 = 2,57 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \text{Max} (8,58 ; 10,26) = 0,5 \times 10,26 = 5,13 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \text{Max}(10,26 ; 8,58) = 0,4 \times 10,26 = 4,10 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \text{Max}(8,58; 6,80) = 0,4 \times 8,58 = 3,43 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \text{Max}(6,80 ; 8,58) = 0,4 \times 8,58 = 3,43 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,4 \text{Max}(8,58 ; 10,26) = 0,4 \times 10,26 = 4,10 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \text{Max} (M_{06}; M_{07}) = 0,5 \text{Max}(10,26 ; 8,58) = 0,5 \times 10,26 = 5,13 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,3M_{07} = 0,3 \times 8,58 = 2,57 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{2,57 + 5,13}{2} + 1,05 \times 8,58 = 5,16 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 8,58 = 5,32 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 5,32 \text{ KN.m} = M_{7-8}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{5,13 + 4,10}{2} + 1,05 \times 10,26 = 6,16 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 10,26 = 5,33 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 6,16 \text{ KN.m} = M_{6-7}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{4,10 + 3,43}{2} + 1,05 \times 8,58 = 5,24 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 8,58 = 4,46 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{3-4} = 5,24 \text{ KN.m} = M_{5-6}$

Travée 4-5 :

$$M_t \geq -\frac{3,43 + 3,43}{2} + 1,05 \times 6,80 = 3,71 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 6,80 = 4,22 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{4-5} = 4,22 \text{ KN.m}$

- **Poutrelle sur 4 appuis :**
- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,70 \times 3,20^2}{8} = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,7 \times 3,50^2}{8} = 10,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,7 \times 3,20^2}{8} = 8,58 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,58 = 2,57 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 (8,58 ; 10,26) = 0,5 \times 10,26 = 5,13 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,5 (10,26 ; 8,58) = 0,5 \times 10,26 = 5,13 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3 M_{03} = 0,3 \times 8,58 = 2,57 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{2,57 + 5,13}{2} + 1,05 \times 8,58 = 5,16 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 8,58 = 5,32 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 5,32 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{5,13 + 5,13}{2} + 1,05 \times 10,26 = 5,64 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 10.26 = 5.33 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 5.64 \text{ KN.m}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{2.57 + 5.13}{2} + 1,05 \times 8,58 = 5.16 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 8,58 = 5.32 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{3-4} = 5,32 \text{ KN.m}$

- **Poutrelle sur 2 appuis :**
- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,70 \times 3.20^2}{8} = 8.58 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 8.58 = 2.57 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.3M_{01} = 0.3 \times 8.58 = 2.57 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{2.57 + 2.57}{2} + 1,05 \times 8.58 = 6.44 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 8.58 = 5.32 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 6.44 \text{ KN.m}$

c) Calcul des efforts tranchants :

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

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

Avec :

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

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

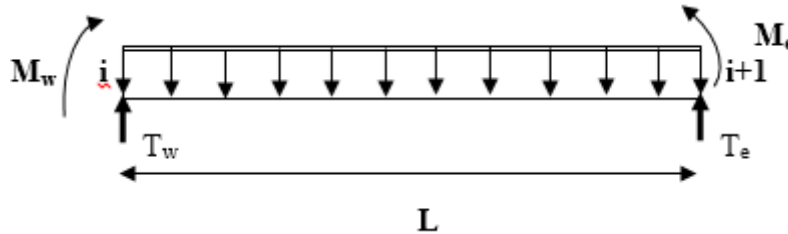


Figure III.4.6 : Schéma de calcul des efforts tranchants.

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

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

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

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

• **Poutrelle sur 8 appuis :**

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

Tableau III.4.1 : les efforts tranchants à l'ELU.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (kN.m)	2,57	5,13	4,10	3,43	3,43	4,10	5,13
M_e (kN.m)	5,13	4,10	3,43	3,43	4,10	5,13	2,57
Longueur(m)	3,20	3,50	3,20	2,85	3,20	3,50	3,20
T_w (kN)	-9,92	-12,02	-10,93	-9,55	-10,51	-11,43	-11,52
T_e (kN)	11,52	11,43	10,51	9,55	10,93	12,02	9,92

- Poutrelle sur 4 appuis :

Tableau III.4.2 : les efforts tranchants à l'ELU.

Travée	1-2	2-3	3-4
M_w (kN.m)	2,57	5,13	5,13
M_e (kN.m)	5,13	5,13	2,57
Longueur(m)	3,20	3,50	3,20
T_w (kN)	-8,31	-8,79	-8,31
T_e (kN)	13,13	14,66	13,13

- Poutrelle sur 2 appuis :

Tableau III.4.3: les efforts tranchants à l'ELU.

Travée	1-2
M_w (kN.m)	2.57
M_e (kN.m)	2.57
Longueur(m)	3,20
T_w (kN)	-10.72
T_e (kN)	10.72

III.4.7. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

- Poutrelle sur 8 appuis :

a) Diagramme des moments :

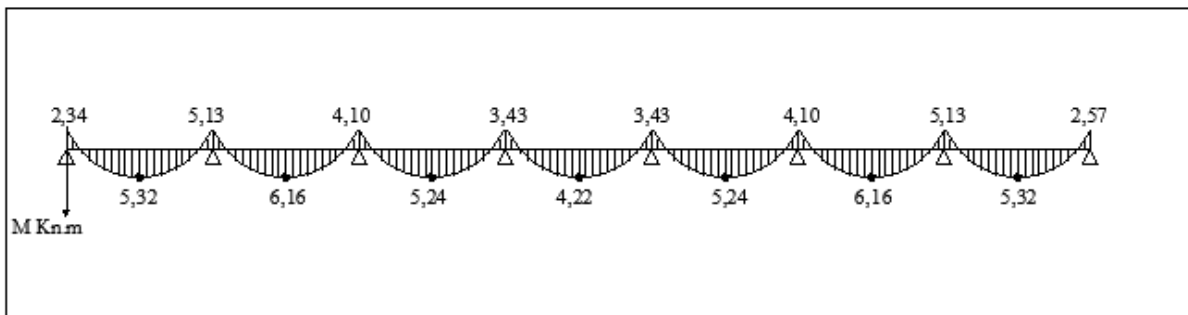


Figure III.4.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

b) Diagramme des efforts tranchant

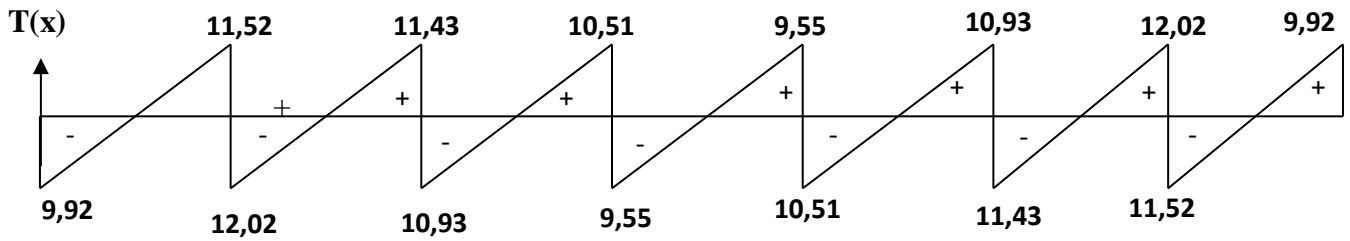


Figure III.4.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

- **Poutrelle sur 4 appuis :**

a) Diagramme des moments :

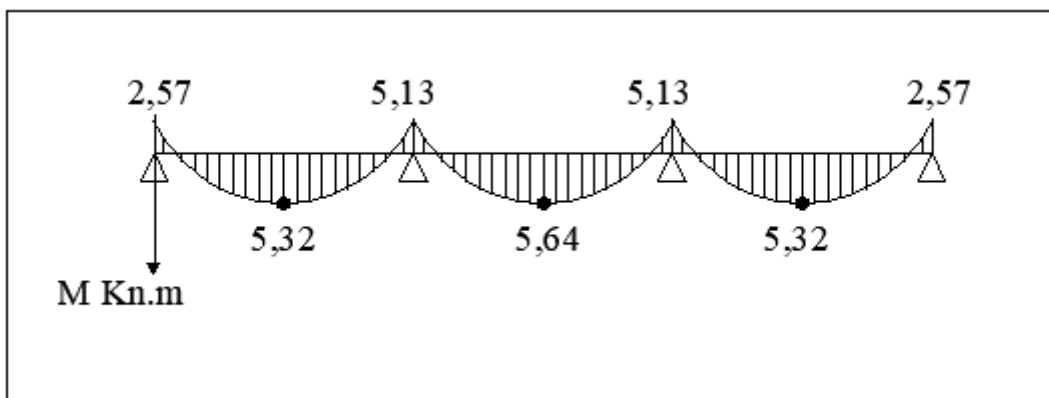


Figure III.4.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

b) Diagramme des efforts tranchant :

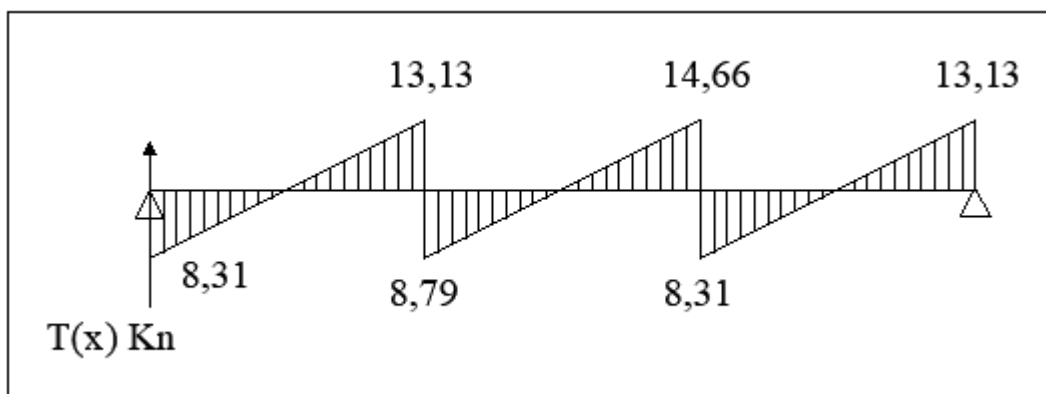


Figure III.4.10: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III.4.8 Ferrailage à l'ELU :**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 6.16 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5.13 \text{ KN.m}$$

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

$$b = 65\text{cm}; \quad b_0 = 12\text{cm}; \quad h = 20\text{cm}; \quad h_0 = 4\text{cm}; \quad d = 18\text{cm}$$

- **En travées :**

$$M_t^{\max} = 6.16 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

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

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

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre

Si : $M_{t \max} > M_0$ L'axe neutre est dans la nervure.

D'où :

$$M_{t \max} = 6.44 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.16 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.16 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 3HA8 $\Rightarrow A_{Ap} = 1,50 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis**

$$M_{on \max} = 5.13 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,13 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,093$$

$$\mu = 0,092 < \mu = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_A = 0,092 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,952$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,13 \times 10^3}{0,952 \times 18 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales : [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]

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

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{0,571; 10; 1,2\}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend: $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

• Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,01 \times 400}{12 \times 15} = 2,24 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

III.4.9 Vérification à l'ELU :

• Condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée99):

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ (En travée)}$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ (Aux appuis)}$$

En travée : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u^{\max} = 14.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{14.66 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,678 \text{ MPa.}$$

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

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

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

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

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

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

a) En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 8 = 50.24 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.66 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 50.24} = 1,80 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b) Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.66 \times 10^3}{0,9 \times 62.8 \times 180} = 1.44 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)**

a) Sur le béton :

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

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

$V_u^{\max} = 11,72 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d b_0 = 129,6 \text{ KN}$Condition vérifiée.

b) Sur l'acier :

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

$$A_a = \frac{1,15}{40} \times \left(14,66 + \frac{5,13}{0,9 \times 0,180} \right) = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \geq 1,33 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **L’ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,0 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,35 \text{ cm}$$

$$\text{Pour feE400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 35,35 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 35,35 = 14,14 \text{ cm}$$

$$L_s = 15 \text{ cm}$$

III.7.10 Calcul à l’ELS :

a) Calcul des moments fléchissant :

• **Poutrelle sur 8 appuis :**

• **Calcul de moment isostatique :**

$$q_s = 4,89 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,65}{4,238 + 0,65} = 0,133$$

$$M_{01} = M_{05} = (q_s \times l_{AB}^2)/8 = \frac{4,89 \times 3,2^2}{8} = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = (q_s \times l_{BC}^2)/8 = \frac{4,89 \times 3,5^2}{8} = 7,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{07} = (q_s \times l_{CD}^2)/8 = \frac{4,89 \times 3,20^2}{8} = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_s \times l_{DE}^2)/8 = \frac{4,85 \times 2,85^2}{8} = 4,92 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 6,26 = 1,88 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7,49 = 3,75 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 7,49 = 3,00 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 6,26 = 2,50 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 6,26 = 2,50 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,4 \times 7,49 = 3,00 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{06}; M_{07}) = 0,5 \times 7,49 = 3,75 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{07} = 0,3 \times 6,26 = 1,88 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{1,88 + 3,75}{2} + 1,05 \times 6,26 = 3,76 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 6,26 = 3,88 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 3,88 \text{ KN.m} = M_{7-8}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{3,75 + 3,00}{2} + 1,05 \times 7,49 = 4,49 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 7,49 = 3,90 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 4,49 \text{ KN.m} = M_{6-7}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{3,00 + 2,50}{2} + 1,05 \times 6,26 = 3,82 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 6,26 = 3,26 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{3-4} = 3,82 \text{ KN.m} = M_{5-7}$

Travée 4-5 :

$$M_t \geq -\frac{2,50 + 2,50}{2} + 1,05 \times 4,92 = 2,67 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 4,92 = 2,56 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{4-5} = 2,67 \text{ KN.m}$

- **Poutrelle sur 4 appuis :**
- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,89 \times 3,20^2}{8} = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,89 \times 3,50^2}{8} = 7,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,89 \times 3,20^2}{8} = 6,26 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 6.26 = 1.88 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 7.49 = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.5 \times 7.49 = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 6.26 = 1.88 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{1.88 + 3.75}{2} + 1,05 \times 6.26 = 3.76 \text{ kN. m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 6.26 = 3.88 \text{ kN. m}$$

Soit : $M_{1-2} = 3.88 \text{ KN. m}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{3.75 + 3.75}{2} + 1,05 \times 7.49 = 4.11 \text{ kN. m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 7.49 = 3.89 \text{ kN. m}$$

Soit : $M_{2-3} = 4.11 \text{ KN. m}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{3.75 + 1.88}{2} + 1,05 \times 6.26 = 3.76 \text{ kN. m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 6.26 = 3.88 \text{ kN. m}$$

Soit : $M_{3-4} = 3.88 \text{ KN. m}$

- **Poutrelle sur 2 appuis :**
- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.89 \times 3.20^2}{8} = 6.26 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 6.26 = 1.88 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.3M_{01} = 0.3 \times 6.26 = 1.88 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{1.88 + 1.88}{2} + 1,05 \times 6.26 = 4.69 \text{ kN. m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 8,58 = 3,88 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 4,69 \text{ KN.m}$

b) Calcul des efforts tranchants :

- **Poutrelle sur 8 appuis :**

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

Tableau III.4.4 : les efforts tranchants à l'ELS.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(\text{kN.m})$	1.88	3.75	3.00	2.50	2.50	3.00	3.75
$M_e(\text{kN.m})$	3.75	3.00	2.50	2.50	3.00	3.75	1.88
Longueur(m)	3,20	3,50	3,20	2,85	3,20	3,50	3,20
$T_w(\text{kN})$	-7.24	-8.77	-7.98	-6.97	-7.67	-8.34	-8.41
$T_e(\text{kN})$	8.41	8.34	10.56	9,55	10,88	11,94	10.14

- **Poutrelle sur 4 appuis :**

Tableau III.4.5: les efforts tranchants à l'ELS.

Travée	1-2	2-3	3-4
$M_w(\text{kN.m})$	1.88	3.75	3.75
$M_e(\text{kN.m})$	3.75	3.75	1.88
Longueur(m)	3,20	3,50	3,20
$T_w(\text{kN})$	-6.06	-6.41	-6.06
$T_e(\text{kN})$	9,58	10,70	9,58

- **Poutrelle sur 2 appuis :**

Tableau III.4.6 : les efforts tranchants à l'ELU.

Travée	1-2
$M_w(\text{kN.m})$	1.88
$M_e(\text{kN.m})$	1.88
Longueur(m)	3,20
$T_w(\text{kN})$	7.82
$T_e(\text{kN})$	-7.82

c) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants(ELS):

- Poutrelle sur 8 appuis :

a) Diagramme des moments :

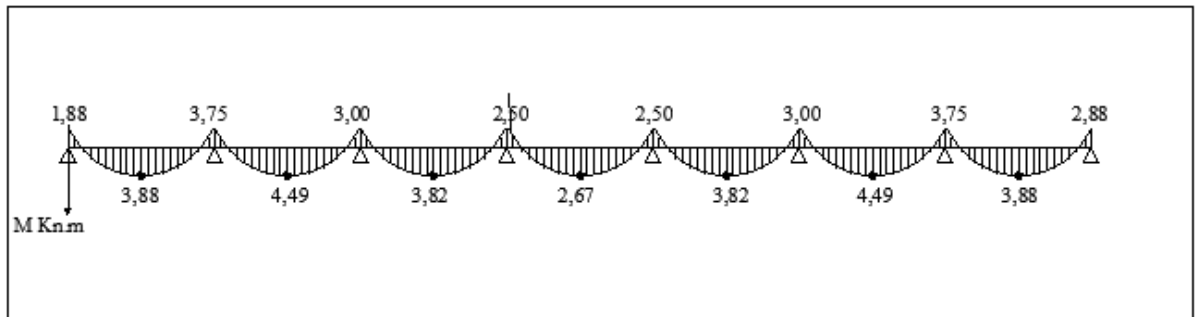


Figure III.4.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

b) Diagramme des efforts tranchant :

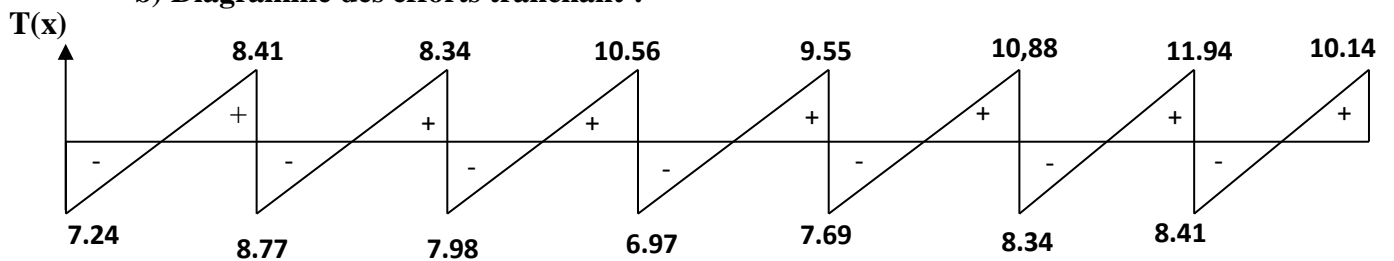


Figure III.4.12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

- Poutrelle sur 4 appuis :

a) Diagramme des moments :

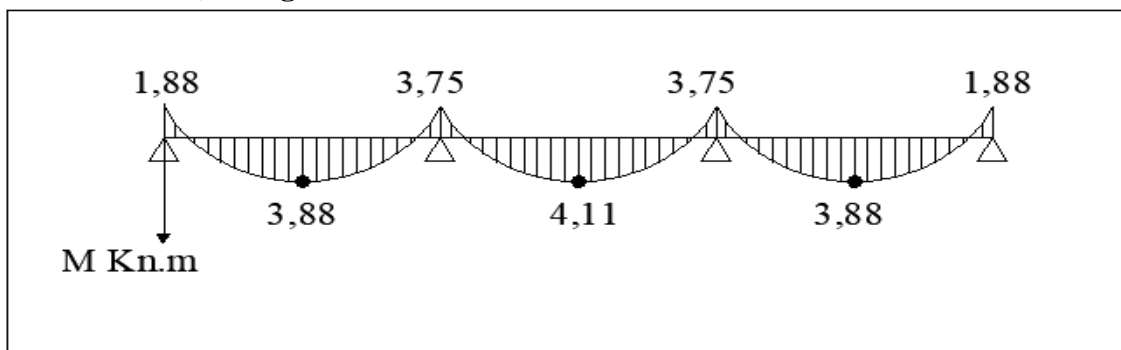


Figure III.4.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

b) Diagramme des efforts tranchant :

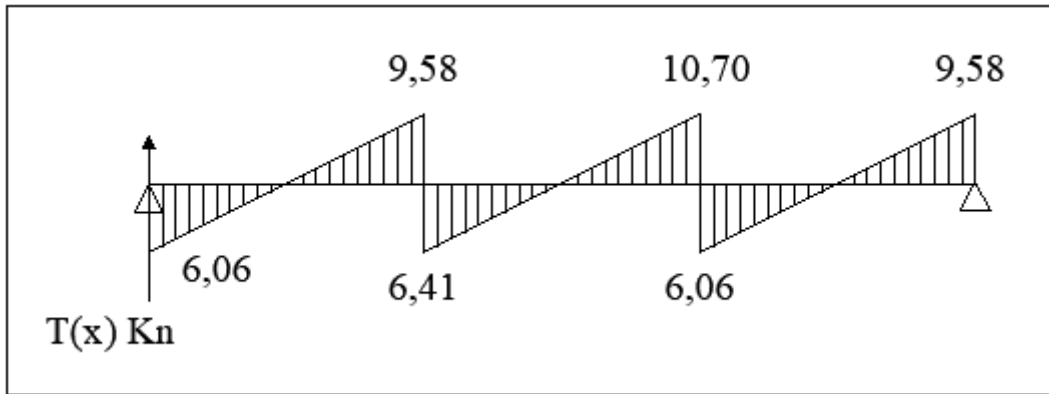


Figure III.4.14 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.4.11 Vérification à l'E.L. S :

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

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

- Aux appuis :

• Vérification de la contrainte dans les aciers

$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$; $M_{max}^a = 3,75 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$.

β_1 est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 30,87 \\ \beta_1 = 0,891 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{3,75 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 206,92 \text{ MPa}$ Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 206,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ **Condition est vérifiée.**

• Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{30,87} = 0,0323$

$\sigma_{bc} = 0,0323 \times 206,92 = 6,70 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 6,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition est vérifiée.**

- En travée :

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$; $M_t = 4,69 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$.

β_1 est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,01}{12 \times 18} = 0,467$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 33.31 \\ \beta_1 = 0,896 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{4,69 \times 10^3}{0,896 \times 18 \times 1,01} = 287,92 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 287,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,49} = 0,0392$$

$$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 287,96 = 11,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.4.12 Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL91) :

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

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

$$\left\{ \begin{matrix} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4,89 \times \frac{3,50^2}{8} = 7,49 \text{ KN m.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{matrix} \right.$$

$$\left\{ \begin{matrix} \frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,01}{12 \times 18} = 0,0046 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots \text{la condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0,056 > \frac{4,69}{15 \times 7,49} = 0,042 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \end{matrix} \right.$$

Conclusion :

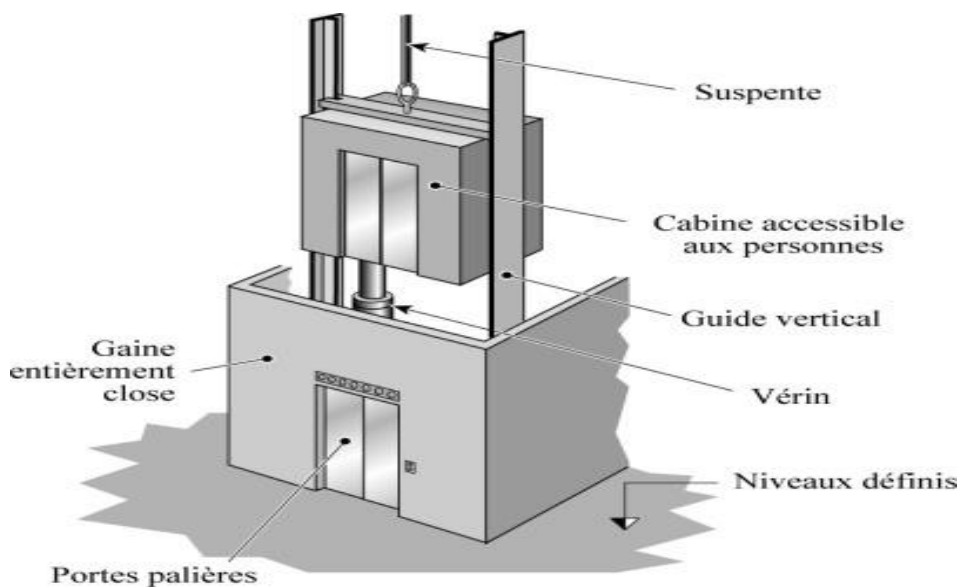
Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III.5 Calcul de la salle machine

III.5.1 Introduction

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions $(2 \times 3,1 = 6,2 \text{m}^2)$ appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle $\begin{cases} U_0 = 100 \text{ cm} \\ V_0 = 100 \text{ cm} \end{cases}$ engendré par le système de levage.



Composition d'un ascenseur

Figure III.5.1 : Composition d'un ascenseur.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90kN).

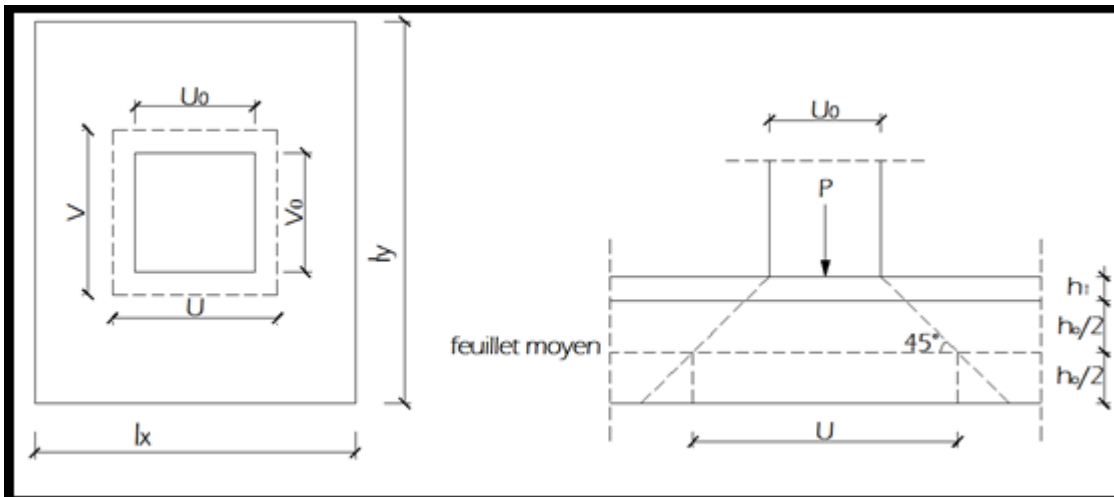


Figure III.5.2 Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

III.5.2 Calcul de la dalle pleine

- Dimensionnement de la dalle

$$\begin{cases} L_x = 1.50 \text{ m} \\ L_y = 1.50 \text{ m} \end{cases}$$

$$S = L_x \times L_y = 1.5 \times 1.5 = 2,25 \text{ m}^2$$

- Epaisseur de la dalle

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

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm.}$$

h_i : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA 99 Version 2003**), nous adoptons une hauteur : h_i=15 cm

III.5.3 Principe de calcul

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{y1} = P(\vartheta M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée P, sont donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$.

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

P : intensité de la charge concentrée ;

U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

• **Calcul de U et V**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

h_0 : épaisseur de la dalle. ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

ξ : Coefficient de revêtement. $\Rightarrow \xi = 1 \rightarrow$ pour revêtement en béton .

$\xi = 0.75 \rightarrow$ pour un revêtement moins résistant.

U_0, V_0 : surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée ($U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$).

$$\begin{cases} U = 1,00 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,25 \text{ m} \\ V = 1,00 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,25 \text{ m} \end{cases}$$

• **Détermination des sollicitations :**

Poids propre de la salle $G = (0,15 \times 25 + 22 \times 0,05) \times 1 = 4,85 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur) .

La surcharge $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ **A l'ELU :**

$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ (charge concentrée du système de levage).

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8.05 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ (charge uniformément répartie)

➤ **A l'ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN.} \end{cases}$$

III.5.4 Calcul a l'état limite ultime (ELU) :

- **Calcul des moments au centre du panneau.**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{1,5} = 1,00 \quad 0,4 \leq \rho = 1 \leq 1 : \text{le panneau de dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{125}{1,5} = 83,3 \\ \frac{U}{l_y} = \frac{125}{1,5} = 83,3 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_2 = 0,053 \\ M_1 = 0,053 \end{array} \right. \quad \rho = 1$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u(M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times (0,053 + 0) = 6,44 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u(M_2 + \nu M_1) = 121,5 \times (0,053 + 0) = 6,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

$$0,4 \leq \rho = 0,8 \leq 1 : \text{le panneau de dalle travail dans les deux sens.}$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du **(BAEL91 modifié 99)**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec:

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x ;

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y ;

μ_x et μ_y : Coefficient donnés en fonction de ρ et ν .

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0368 \times 8,05 \times 1,5^2 = 0,67 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1,00 \times 0,67 = 0,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,44 + 0,67 = 7,11 \text{ KN m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,44 + 0,67 = 7,11 \text{ KN m} \end{cases}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

➤ **Sens L_x :****En travées :**

$$M_x^t = 0,85 \times 7,11 = 7,04$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 7,11 = -2,13$$

➤ **Sens L_y** **En travées :**

$$M_y^t = 0,85 \times 7,11 = 7,04.$$

Aux appuis :

$$M_y^a = -0,3 \times 7,11 = -2,13$$

III.5.5 Ferrailage à L'ELU :**Détermination de la section des armatures**• **Dans le sens (X-X)**➤ **En travée**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100$ cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad M_x^t = 7,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_t = 0,030 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,11 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 \rightarrow 4.52 cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_t = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.13 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 \rightarrow 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm

• **Dans le sens (Y-Y) :**

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 7,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.030 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.11 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 \rightarrow 4.52 cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.33 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 \rightarrow 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm

Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4) :**

La condition de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \\ A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h \\ \text{Et } W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \end{array} \right.$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$: section totale de béton.

W_x et W_y : Les Taux minimaux d'acier en travée dns le sens (x-x) et dans le sens (y-y) ;

ρ_0 = Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0,0008$ pour des barres à hautes adhérence de classe FeE400.

➤ **Sens (X-X) :**

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x \geq \frac{0,0008 \times (3 - 0,7)}{2} \times 100 \times 15 = 1,38 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x = 1,38 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{adoptée} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,38 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Sens (Y-Y) :**

$$W_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2cm^2$$

En travées : $A_{adoptée} = 4,52cm^2 > A_y = 1,2cm^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{adoptée} = 3,14cm^2 > A_y = 1,2cm^2$ condition vérifiée.

• **Diamètre maximal des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.7.21) :**

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$8 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm}$. → vérifier.

• **Espacements des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42) :**

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

(Charges concentrées)

➤ **Armatures principale:**

$$S_t \leq \min (2h; 25cm)$$

$$S_t = 25cm \leq \min (30cm; 25cm) = 25cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min (3h; 33cm)$$

$$S_t = 25cm \leq \min (45cm; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de non poinçonnement BAEL91modifié99 (Art A.5.2.42) :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h_t : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,25 + 1,25) = 5m.$$

$$P_u = 1,35(90) = 121,5 \text{ kN} \leq 0.045 \times 5 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5} = 562,5 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

• **Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99 (Art A.5.2 .2) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$b=1\text{ m}; d=0,9 h_t=0,9 \times 15=13,5 \text{ cm.}$$

➤ **Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 1,25 + 1,25} = 32,4 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

On a :

$$V_u = \frac{Pu}{3V} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} = 32,4 \text{ KN}$$

$$\text{NB : } V_u = 32,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{32,4 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,24$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.6 Calcul à l'état limite de service (l'ELS):

- **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,053 + 0,2 \times 0,053) = 5,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,053 + 0,2 \times 0,053) = 5,72 \text{ kN.m}$$

- **Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

$$\begin{cases} \rho = 1,00 \\ v = 0,2 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0442 \quad (\text{RPA99 Version 2003/ Tabl 1.3}) \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$\rho = 1,00 \rightarrow \mu_x = 0,0442 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x = 0,0442 \times 5,85 \times 1,5^2$$

$$M_{x2} = 0,58 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \rightarrow M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1,000 \times 0,58$$

$$M_{y2} = 0,58 \text{ kN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,72 + 0,58 = 6,3 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,72 + 0,58 = 6,3 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

➤ **Sens L_x**

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times 6,3 = 5,36 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 6,3 = -1,89 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens L_y**

En travées :

$$M_y^t = 0,85 \times 6,3 = 5,36 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_y^a = -0,3 \times 6,3 = -1,89 \text{ KN.m}$$

Vérification à l'ELS :

• **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :**

➤ **Sens (X-X)**

En travée :

$$M_t = 6,3 \text{ KN.m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \text{ et } \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_t} = \frac{6,30 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 119,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{119,66}{33,08} = 3,61 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} = 1,89 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \rightarrow K_1 = 170,2 \text{ et } \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A} = \frac{1.89 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 314} = 47.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{47.59}{170.2} = 0.28 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens (Y-Y)**

En travée

$$M_t = 6,3 \text{ KN.m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \quad K_1 = 33,08 \text{ et } \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_t} = \frac{6.30 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 119.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{119.66}{33.08} = 3.62 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_a = 1,89 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3,41 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \rightarrow K_1 = 170,2 \text{ et } \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A} = \frac{1.89 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 314} = 47.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{47.59}{170.2} = 0.28 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
 - M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x
 - M_x : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- $M_x = 17,63 \text{ KN.m}$

- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]
- d : La hauteur utile de la bande.
- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0,10 > \frac{M_t}{20 M_x} = \frac{6.3}{20 \times 17,63} = 0,042 \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_x}{b d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de vérifier la flèche.

• **Conclusion :**

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

- ❖ Armatures dans le sens X-X :
 - En travée :4HA12 (esp=25cm)
 - Aux appuis :4HA10 (esp=25cm)
- ❖ Armatures dans le sens Y-Y :
 - En travée :4HA12 (esp=25cm)
 - Aux appuis :4HA10 (esp=25cm)

III.5.7 Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

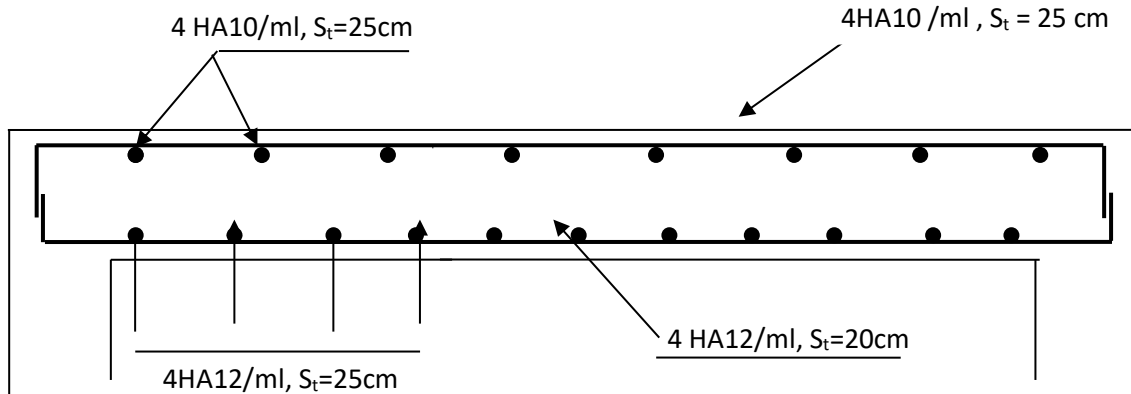


Figure III.5.3 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

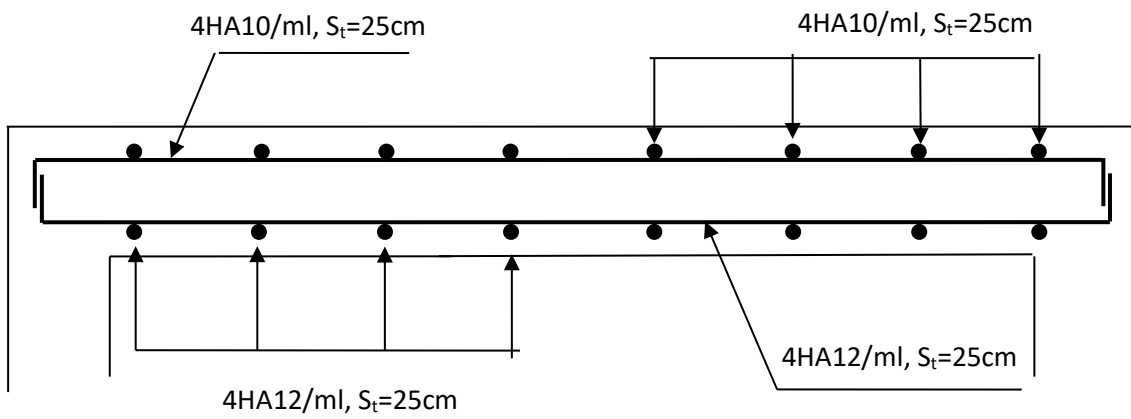


Figure III.5.4 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III.6. La poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.6.1. Pré dimensionnement :

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

La hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$ (Art A.4.14/ BAEL 91modifié99)

La largeur : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

Avec :

- L_{max} : Longueur libre de la plus grande travée considérée
- b : Largeur de la poutre
- h_t : La hauteur de la poutre

➤ **La hauteur :**

$L_{max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$

$\frac{435}{15} \leq ht \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \text{ cm} \leq ht \leq 43,5 \text{ cm}$

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

➤ **La largeur :**

$0.4 \times (30) \leq b \leq 0.7 \times (30) \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

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

III.6.2. Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/révisée 99) :

- Largeur : $b=25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$. → **Condition vérifiée.**
- Hauteur : $h=30 \geq 30 \text{ cm}$. → **Condition vérifiée.**
- $h/b=1.2 \leq 4$. → **Condition vérifiée.**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est $(30 \times 25) \text{ cm}^2$.

III.6.3. Etude de la poutre à l'ELU :**a. Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du mur extérieur : $G_{\text{mur}} = (3,06 - 0,30) \times 2,36 = 6,51 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du plancher : $G = 5,43 \times \frac{0,65}{2} = 1,76 \text{ N/ml}$

$$G_t = 10,15 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ KN/ml}$$

c. Combinaisons des charges :

ELU : $q_u = 1,3 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,15 + 1,5 \times 0,487 = 14,43 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 10,15 + 0,487 = 10,637 \text{ KN/ml}$.

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

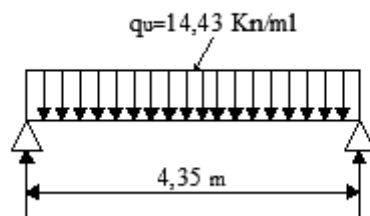


Figure III.6.1 : Schéma statique du calcul à l'ELU

III.6.3.1. Calcul des efforts internes :**a. Moment isostatique :**

$$M_{0u} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{14,43 \times 4,35^2}{8} = 34,13 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

b. Moment aux appuis :

$$M_{ua} = -0.3M_{0u} = -0.3 \times 34,13 = -10,23KN.m$$

c. Moment en travée :

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{0u} = 0.85 \times 34,13 = 29,01KN.m$$

Réaction d'appuis :

$$R_A=R_B=\frac{q_u l}{2} = \frac{14,43 \times 4,35}{2} = 31,39KN$$

d. L'effort tranchant :

$$T(x) = -14,43x + 31,39$$

Pour $x=0m \rightarrow T(x)=31,39 KN$

Pour $x=4,35m \rightarrow T(x) = -31,39KN$

e. Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

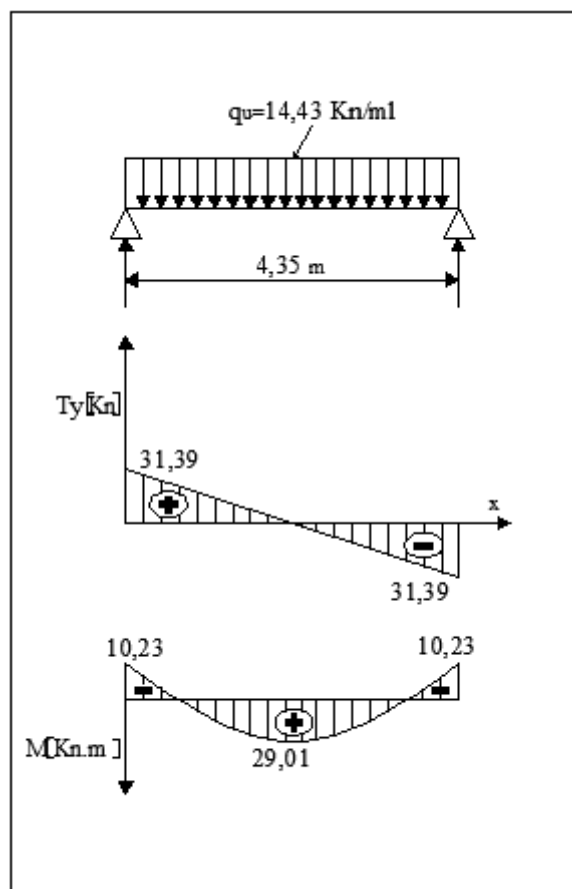


Figure III.6.2 Diagramme du moment et d'effort tranchant

f. Calcul des armatures longitudinales :

b = 25 cm. c = 3 cm, d = 27 cm.

- Aux appuis :**

$$M_{ua} = -10,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,23 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.112 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.04 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.980$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,23 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA10 = 2.36 cm²**.

- En travée :**

$$M_{ut} = 29,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29,01 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.112 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.112 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.940$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,01 \times 10^3}{0.940 \times 27 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12 = 3.39 cm²**

III.6.3.2. Vérification à l'ELU:**a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2.1BAEL91) :**

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 2.36\text{cm}^2 > A_{min} = 0.82\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 > A_{min} = 0.82\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \psi_s=1.5 \text{ (Pour les aciers HA)}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{31,39 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 11.3 \times 10} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.14 < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

c. Encrage des barres (Art 6.1.2) :

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

$$L_s = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_s = 0.4 \times 48 = 19.2\text{cm}$$

$$L_s = 15\text{cm}$$

d. Calcul les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 12 \right\} = \min \{0.857, 2.05, 1.2\} = 0.857 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8.57 \text{ mm}$

On prend un cadre et une épingle en **4HA8=2.01cm²**

e. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

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

$V_{max} = 31,39 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{31,39 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ il n'y a pas risque de cisaillement.

f. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art 5.1.3.2 BAEL) :

Influence sur l'acier :

$$A_u = \frac{V_u + \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\frac{f_e}{1.15}} = \frac{31,39 + \frac{-10,23}{0.9 \times 0.27}}{\frac{400}{1.15}} = 0.03 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_u = 0.03 \text{ cm}^2$$

Influence sur le béton:

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 250 \times 270 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

Donc : $V_u = 31,39 \text{ KN} < 405 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

g. Espacement d'un cadre (A.5.1, 22 BAEL91/révisée99) :

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 27; 40cm) = \min(24.3; 40) = 24.3cm$$

Soit : $S_t = 20cm$

h. Section minimale d'armatures d'âme (Art. A.5.1, 22 BAEL91/révisée99) :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0.4MPa \Rightarrow \frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} = 1.60MPa > 0.4MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

i. Armature transversale (Exigence du RPA 99 version 2003 (Art7.5.2.2) :

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(7.5; 14.4)$$

Soit : $S_t = 10cm$

- **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

j. Quantité d'armatures transversales minimales (RPA99 version 2003(Art7.5.2.2)

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III .6.4.Calcul à l'ELS :

Calcul des efforts internes :

$$q_s=10.64 \text{ KN/ml}$$

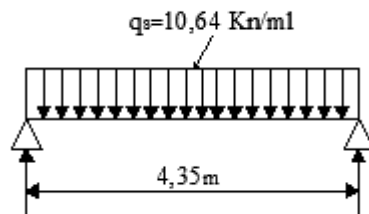


Figure III.5.2 : Schéma statique du calcul à l'ELS

a. Réactions aux appuis :

$$R_A=R_B=\frac{q_s l}{2} = \frac{10.64 \times 4,35}{2} = 23.14 \text{ KN}$$

b. Les moments :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{10.64 \times 4,35^2}{8} = 25.17 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 25,17 = -7,55 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times 25,17 = 21,39 \text{ KN.m}$

III.6.7. Vérification à l'ELS (BAEL91/Art.4.5,2) :

a. Etat limite de compression du béton :

On doit avoir : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$$

Tableau III.6.1 : Vérification a L'ELS

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	21,39	3.39	0.342	0.909	39.95	257	6,43	15	Condition vérifiée
Appuis	7,55	2.36	0.349	0.9085	39.65	130	3,27	15	Condition vérifiée

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL 91) .

c. Vérification de la flèche (BAEL.99/Art b.6.5.2) :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_{0s}} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{435} = 0.068 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{435} = 0.068 < \frac{M_{st}}{10M_{0s}} = \frac{21,39}{10 \times 25,17} = 0.084 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.0050 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La 2^{ème} conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f : \text{La flèche admissible.} \\ E_v : \text{module de déformation différée } (E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818886 \text{ MPa}) \\ I : \text{moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section} \\ V_1 : \text{Position de l'axe neutre } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \end{array} \right.$$

a. Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 25 \times 30 + 15 \times 3.39 = 800.85 \text{ cm}^2$$

b. Moment statique de la section homogénéisée :

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 27 = 12622.95 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12622.95}{800.85} = 15.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.76 = 14.24 \text{ cm}$$

c. Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_1)^2 = \frac{25}{3} (15.76^3 + 14.24^3) + 15 \times 3.39 (15.76 - 2)^2 = 66288.31 \text{ cm}^4$$

d. La flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \frac{10,64 \times 10^3 \times 4,35^4}{108188.86 \times 66288.31 \times 10^{-2}} = 0.691 \text{ cm}$$

D'où : $f = 0.691 < \bar{f} = 0.87 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

Donc : les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre de chaînage :

- **En travée :** 3 HA 12= 3.39 cm².
- **Aux appuis :** 3 HA 10= 2.36cm².

Les armatures transversales : 4HA8

Avec un espacement : $\begin{cases} \text{Zone nodale: } S_t = 10\text{cm} \\ \text{Zone courante : } S_t = 15\text{cm} \end{cases}$

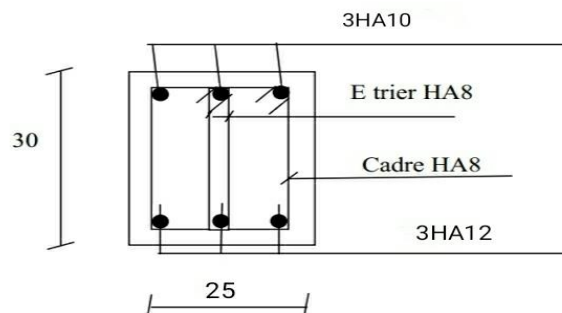


Figure III.5.3 : Le ferrailage de la poutre de chaînage

CHAPITRE IV

Modélisation et présentation
du logiciel ETABS

IV.1 INTRODUCTION

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charge statique et dynamique). Le logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.7.4.

A. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, Californie', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linéaire 9.7.4. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

B. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel : (terminologie)

- ⇒ Grid line : ligne de grille.
- ⇒ Joints : nœuds.
- ⇒ Frame : portique (cadre).
- ⇒ Shell : voile.
- ⇒ Element : élément.

- ⇒ Restreints : degrés de liberté (D.D.L).
- ⇒ Loads : charge.
- ⇒ UniformedLoads : Charge uniformément répartie.
- ⇒ Define : définir.
- ⇒ Materials : matériaux.
- ⇒ Concrete : béton.
- ⇒ Steel : acier.
- ⇒ Frame section : dimension de la section d'un élément.
- ⇒ Column : poteau.
- ⇒ Beam : poutre.

C. Etapes de modélisation

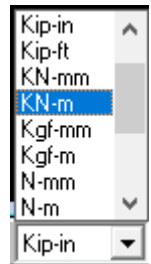
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction la géométrie de la structure.
- Spécification les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
- Introduction les charges statiques et dynamiques.
- définition de diaphragme.
- Lancement l'analyse.
- Visualisation les résultats.

a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage

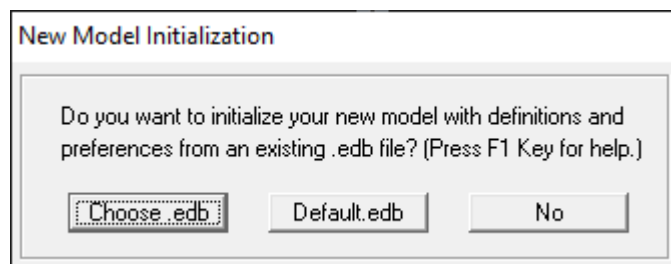
. Choix de l'unité

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



. Création d'un nouveau model

Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône « **New Model** » ou en utilisant le raccourcis « **Ctrl+N** ». Une boîte de dialogue intitulée « **New Model Initialization** » apparaît où trois choix s'offrent à l'utilisateur :



- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un model existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

· Caractéristiques géométriques de des structures (Lignes de construction)

Après avoir cliqué sur l'une des trois cases, une autre boîte de dialogue intitulée « **Building Plan Grid System and Story Data Definition** » apparaît tel que :

- . « Number Lines in X Direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant X.
- . « Number Lines in Y Direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant Y.
- . « Spacing in X Direction » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant X.
- . « Spacing in Y Direction » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant Y.
- . « Number of Stories » : Nombre d'étages.
- . « Typical Story Height » : Hauteur (constante) d'étage courant.
- . « Bottom Story Height » : Hauteur du RDC.

Remarque :

La hauteur d'étage et la longueur des travées étant rarement constantes, l'utilisateur se doit d'avoir recourt aux options « Custom Grid Spacing » et « Custom Story Data » permettant respectivement d'introduire la distance (espacement) entre chaque travée suivant X et Y et la hauteur entre un étage et un autre.

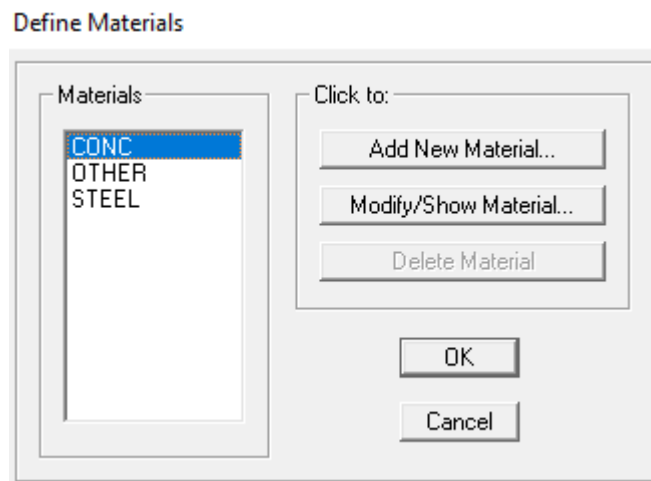
b) Spécification les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.

1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Material Property Data** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define Material properties** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Material properties**

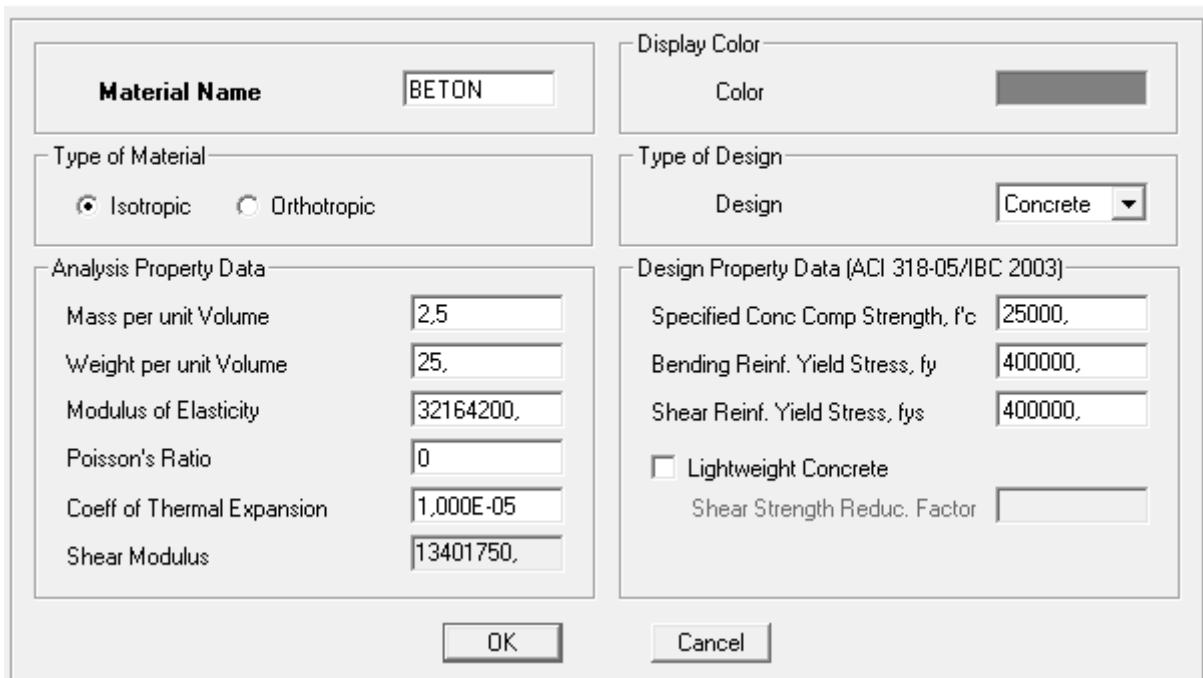


». La boîte de dialogue « **Define Materials** » apparaît tel que :



- . « Add New Material » : Ajouter un autre matériau.
- . « Modify/Show Material » : Modifier/Afficher les propriétés d'un matériau.
- . « Delete Material » : Supprimer un matériau.
- . En sélectionnant « CONC » et en cliquant sur « Modify/Show Material » la boîte de dialogue suivante s'affiche :

Material Property Data



Où :

- . « Mass per unit Volume » : Masse par unité de volume (Masse volumique) = 2.5 KN/m³.
- . « Weight per unit Volume » : Poids par unité de volume (Poids volumique) = 25 KN/m³.
- . « Module of Elasticity » : Module d'élasticité= 32164200 KN/m².
- . « Poisson's Ratio » : Coefficient de poisson.
- . « Coeff of Thermal Expansion » : Gradient thermique (Par défaut).
- . « Shear Modulus » : Module de cisaillement (Par défaut).
- . « Specified Conc Comp Strength, f'c » : Résistance du béton à la compression = 25000KN/m².
- . « Bending Reinf. Yield Stress, fy » Résistance de l'acier à la flexion= 400000 KN/m².

- . « Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} » Résistance de l'acier au cisaillement = 400000 KN/m².
- . En sélectionnant « **OTHER** » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boîte de dialogue suivante s'affiche on le renomme par « **BETONCC** » : Pour le matériau « **BETONCC** », la masse volumique et le poids volumique sont pris égale à zéro et les autres paramètres sont laissés par défaut.

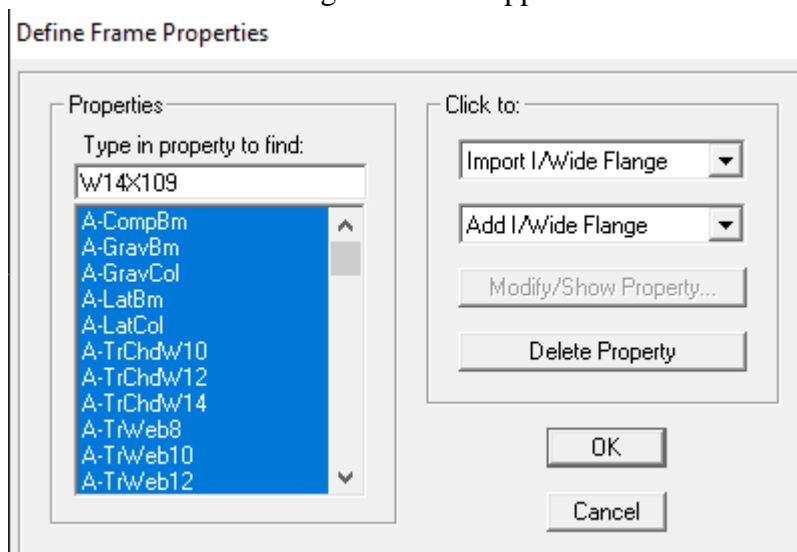
Remarque :

Le matériau « **BETON** » est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcul automatiquement le poids propre de ces éléments.

Le matériau « **BETONCC** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids totaux).

2. Caractéristiques géométriques des éléments

Les caractéristiques géométriques des poteaux et des poutres sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Frame Properties** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define Frame Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Frame Sections** »^T. La boîte de dialogue suivante apparait :



Pour retrouver facilement les sections ajouter, il est préférable avant de commencer à introduire les nouvelles sections, de sélectionner toutes les sections déjà existantes (Par défaut) et de cliquer sur « **Delete Property** » pour toutes les supprimer.

. La commande « **Import** » permet d'importer une section préalablement définie.

. La commande « **Add** » permet d'ajouter une section tel que :

Add Rectangular Permet d'ajouter une section rectangulaire (Poteaux et poutres).

Remarque :

L'axe local de chaque élément est à prendre en compte tel que :

. Cas des éléments verticaux (Poteaux)

La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe Z, la couleur de cet axe est rouge. La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global X, la couleur de cet axe est blanche. La direction positive de l'axe 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue.

. Cas des éléments horizontaux (Poutres)

La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe global positif X ou Y, selon la position de l'élément dans la structure, la couleur de cet axe est rouge. La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global Z, la couleur de cet axe est blanche. La direction positive de l'axe local 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue ».

Exemples

. Poteaux :

Rectangular Section

Section Name POT45x45

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: BETON

Dimensions: Depth (t3) 0,45 Width (t2) 0,45

Concrete: Reinforcement... Display Color

OK Cancel

Reinforcement Data

Design Type: Column Beam

Configuration of Reinforcement: Rectangular Circular

Lateral Reinforcement: Ties Spiral

Rectangular Reinforcement: Cover to Rebar Center 0,0457 Number of Bars in 3-dir 3 Number of Bars in 2-dir 3 Bar Size #9 Corner Bar Size #9

Check/Design: Reinforcement to be Checked Reinforcement to be Designed

OK Cancel

. Poutres :

Rectangular Section

Section Name POUTREP40x30

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: BETON

Dimensions: Depth (t3) 0,4 Width (t2) 0,3

Concrete: Reinforcement... Display Color

OK Cancel

Reinforcement Data

Design Type: Column Beam

Concrete Cover to Rebar Center: Top 0,025 Bottom 0,025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams: Top Left 0 Right 0 Bottom Left 0 Right 0

OK Cancel

Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Wall/Slab/Deck Sections** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define _Wall /Slab/Deck Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône. La boîte de dialogue suivante apparaît.

Pour ajouter un élément, il suffit de sélectionner soit « **Add New Wall** » ou « **Add New Slab** » tel que :

. Pour les dalles pleines :

Wall/Slab Section

Section Name: DP15

Material: BETON

Thickness

Membrane: 0,15

Bending: 0,15

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Magenta]

OK Cancel

. Pour les voiles :

Wall/Slab Section

Section Name: V1

Material: BETON

Thickness

Membrane: 0,2

Bending: 0,2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Blue]

OK Cancel

. Pour les planchers en corps creux :

Wall/Slab Section

Section Name: PLANCHERCC

Material: BETONCC

Thickness

Membrane: 1,000E-07

Bending: 1,000E-08

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution


Set Modifiers... Display Color: [Green]

OK Cancel



. Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :


. Pour les poteaux :

On clique sur le bouton  Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) ⇒None on choisit le nom de la section (pot 45x45 par exemple) et on valide.

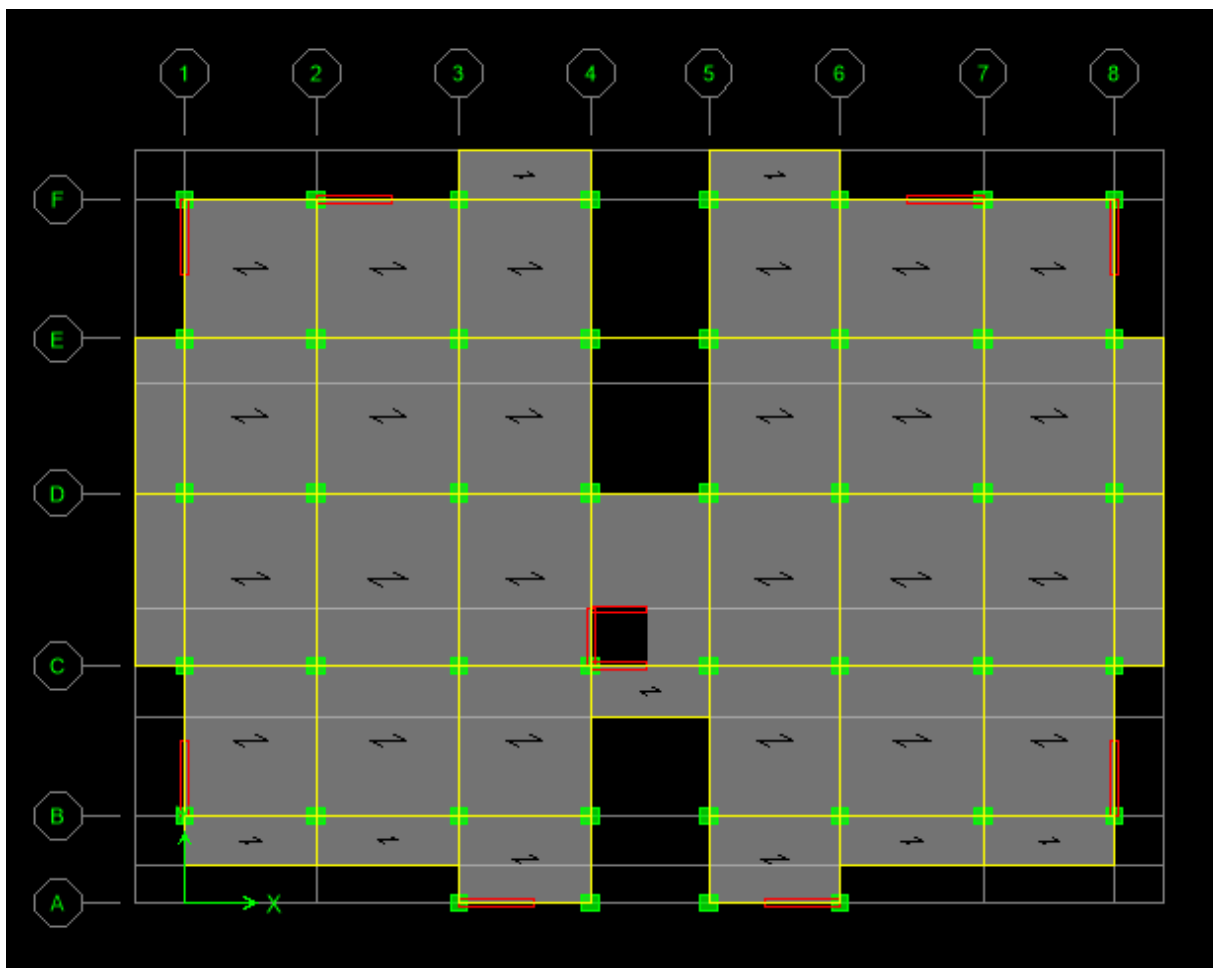
. Pour la poutre et les voiles :


De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles .

. Pour les planchers et dalle pleine :

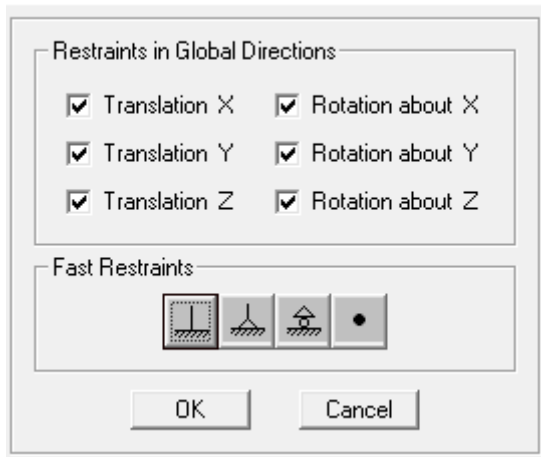
On clique sur le bouton  Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) ⇒Non on choisit le nom de la section (**CC par exemple**) et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :




Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tous les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

Assign Restraints

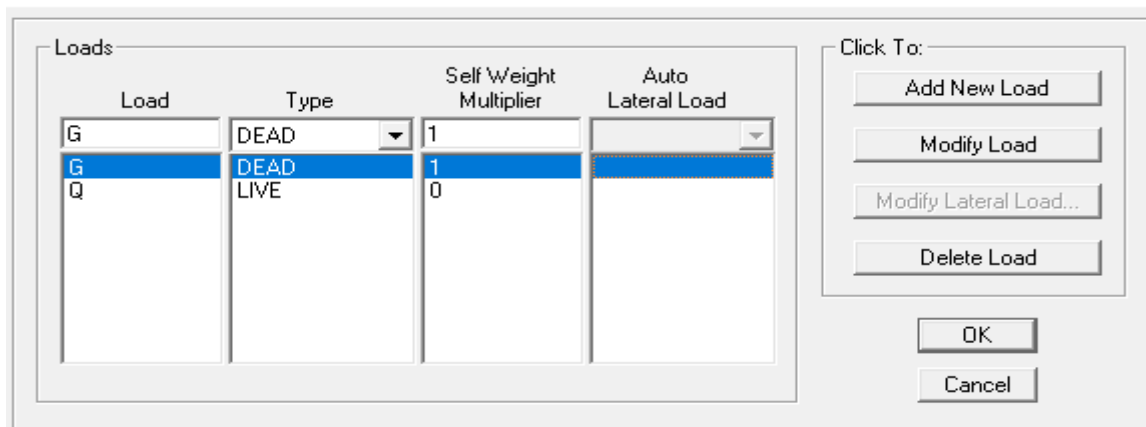


On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

3. Introduction les charges statiques et dynamiques
a. Définition des charges statiques (G, Q)

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante « **Define Static Load Cases** » ou en utilisant l'icône « **Static Load Cases**  ». Une boîte de dialogue intitulée « **Define Static Load Case Names** » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :

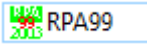
Define Static Load Case Names



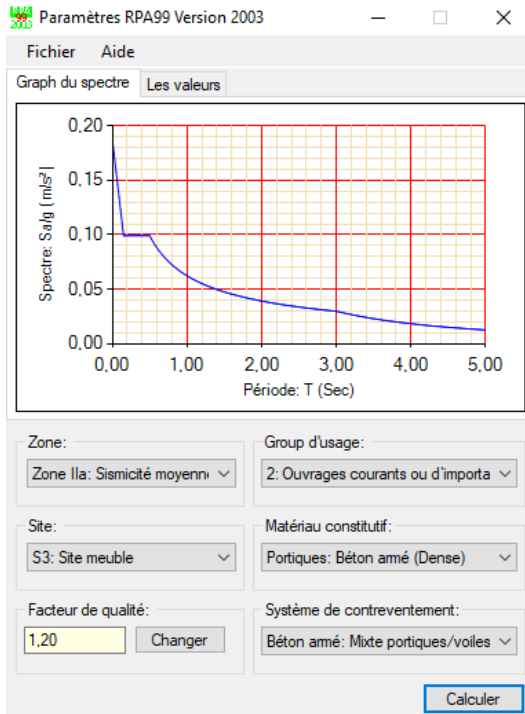
b. Charges dynamiques (Sismiques)

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes :

. 1ère étape : Définition du spectre de réponse


Le spectre de réponse est défini grâce à l'application  externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Texte en fonction des différents paramètres de la

structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation). Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.

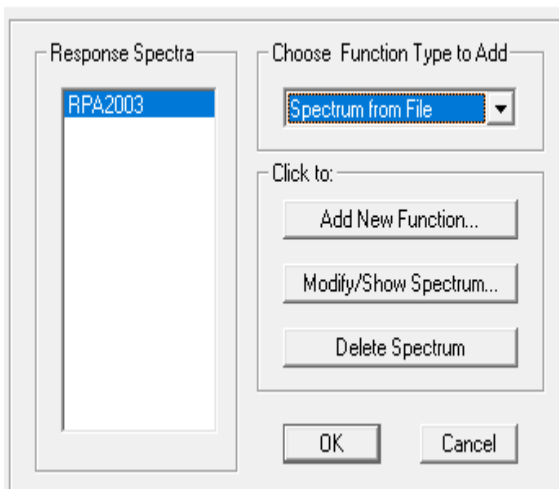


· 2ème étape : Introduction du spectre

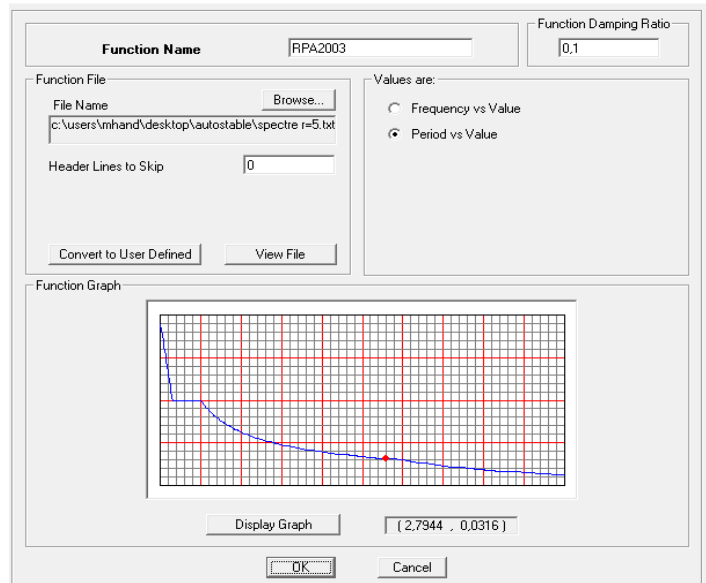
L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant « **Define Response Spectrum Functions** » ou grâce à l'icône « **Response Spectrum Functions**

 » tel que les étapes à suivre sont les suivantes.

Define Response Spectrum Functions



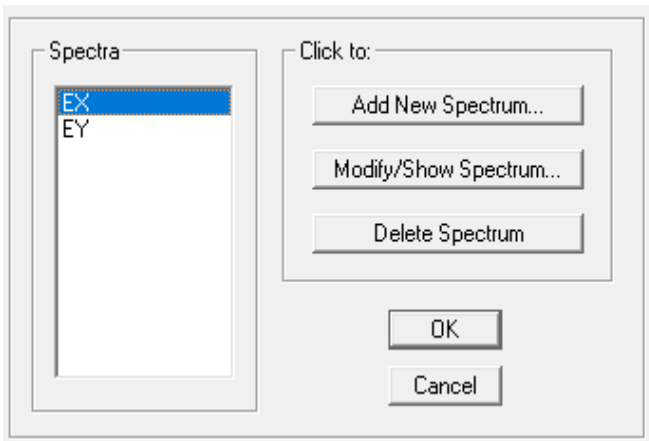
Response Spectrum Function Definition



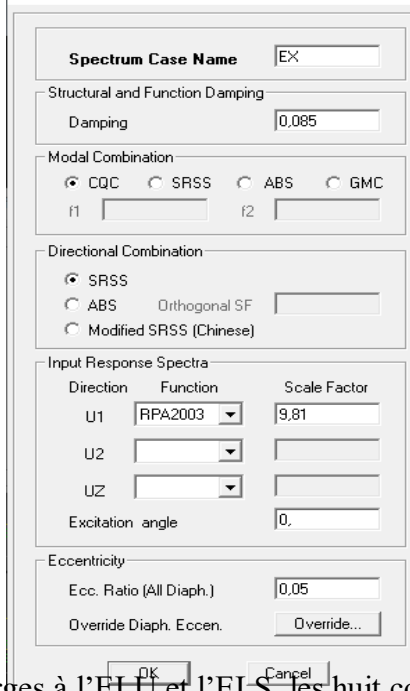
3ème étape : Définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « **Define Response Spectrum Cases** » ou avec l'icône « **Response Spectrum Cases** » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

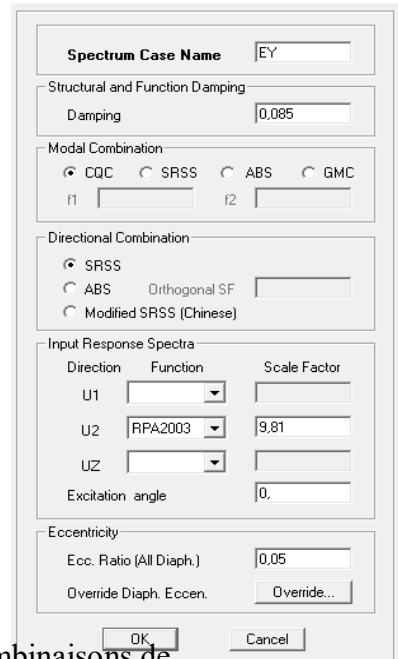
Define Response Spectra



Response Spectrum Case Data



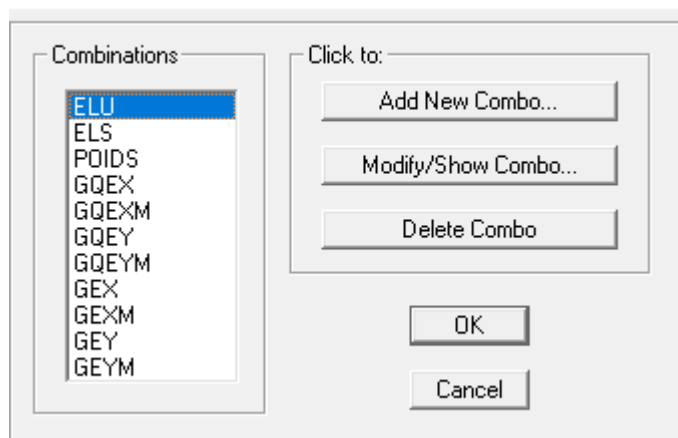
Response Spectrum Case Data



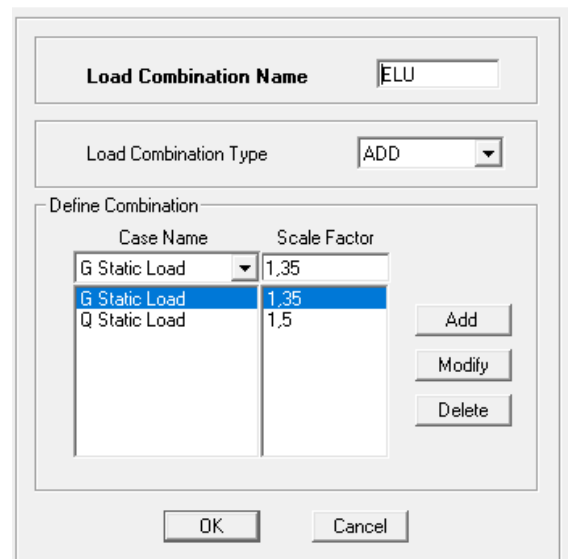
c. Combinaisons de charges

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant « **Define Load Combinations** » ou en utilisant l'icône « **Load Combinations** ».


Define Load Combinations

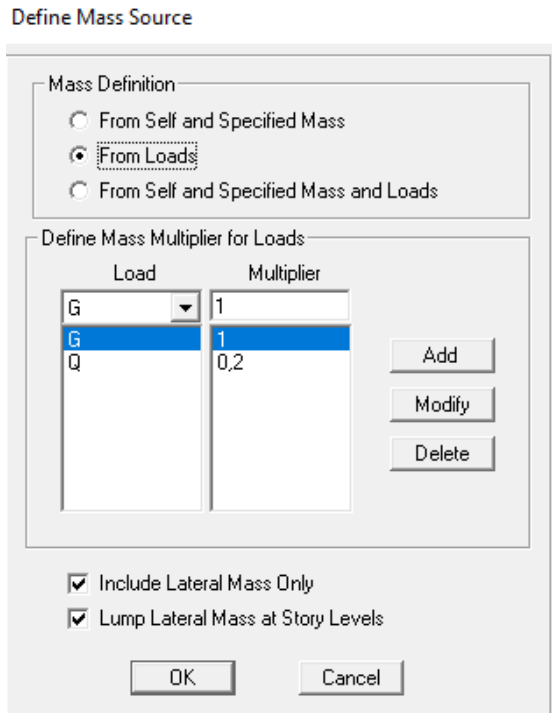



Load Combination Data

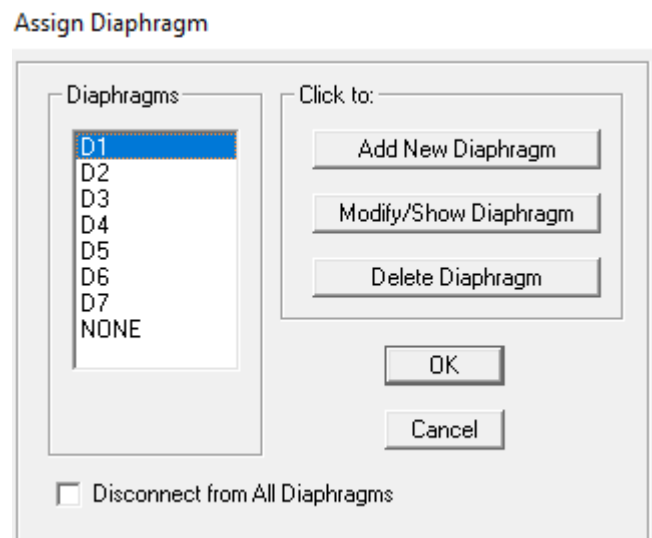
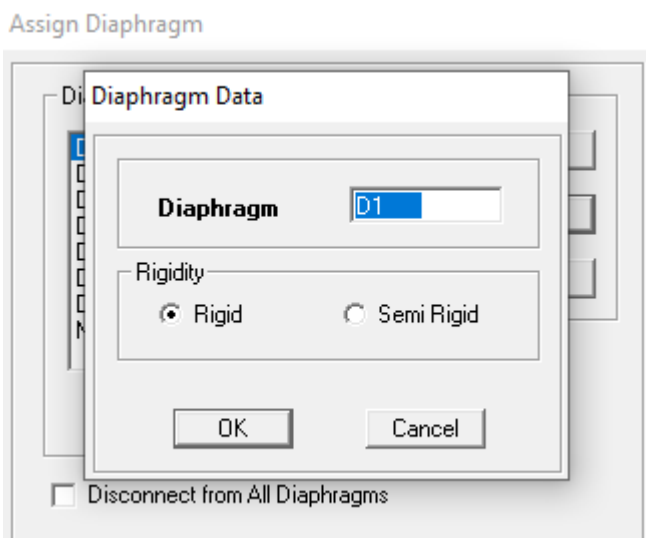



4. Définition du diaphragme :

Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse « Mass source » pour se faire, la méthode utiliser est la suivante « **Define_Mass Source** » ou en utilisant l'icône « **DefineMass Source**  » Puis :

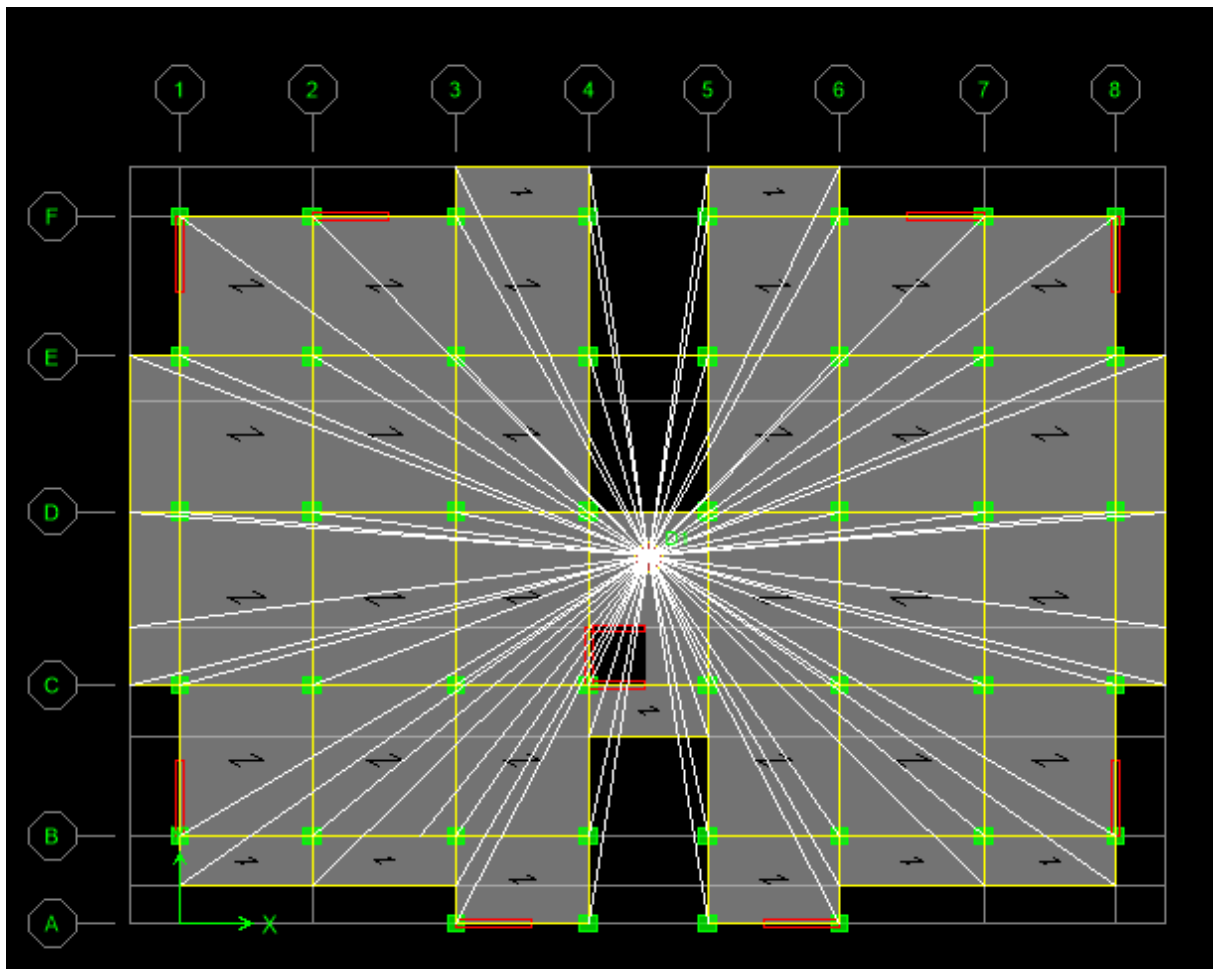


Le diaphragme est définie grâce aux instructions suivantes « **Define_Diaphragms** » ou avec l'icône « **Diaphragms**  ». Sélectionner ensuite « **Add New Diaphragm** » puis cocher « **Rigid** ».



Le logiciel défini automatiquement le « nœud maître ». La dernière étape est de sélectionner tous les autres nœuds du plancher, cliquer sur l'icône  puis sur le diaphragme

déjà défini. L'utilisateur visualisera l'apparition de liaisons entre le « nœud maître » et les « nœuds esclaves ».



5. Lancement de l'analyse

Le lancement de l'analyse se fait dans « **Analyze Run Analysis** », à l'aide de l'icône « **Run Analysis** » ou avec la touche F5 du clavier.

6. Visualisation des résultats

Voici quelques instructions utiles lors du dimensionnement d'un bâtiment :

. « **Modal Participating mass Ratios** » :

Permet de déduire le pourcentage de participation massique ainsi que la période propre de la structure. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display ⇒ Show Tables ⇒ Modal Information ⇒ Building Modes

Display Show Tables Modal Information Building Modes Modal Participating Mass Ratios.

. « **Beam Forces** »

Permet de déduire les efforts internes (Moments et efforts tranchants) dans les poutres. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poutres en question Display Show Tables Frame Output Table : **Beam Forces** Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

· « **Column Forces** »

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les poteaux. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poteaux en question Display Show Tables Frame Output Table : **Column Forces** Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

· « **Points Displacements** »

Permet de déduire les déplacements absolus des différents étages. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display Show Tables Displacements Displacements Data Table : **Point Displacements** Cliquer sur OK.

« **Story Shears** »

Permet de déduire le poids propre des différents étages leurs efforts tranchants ainsi que les moments agissant sur ces derniers. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display Show Tables Building Output Table : **Story Shears** Sélectionner le « Ex » et « Ey » pour déduire les efforts tranchants d'étages et la combinaison poids pour déduire le poids de la structure (Dans RDC et Bottom).

CHAPITRE V

Vérifications aux exigences du
RPA

. INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99/version2003 qui sont :

1. La Participation modale.
2. Nombre de modes propres.
3. Justification du système de contreventement.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Justification vis-à-vis des déplacements.
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. Spécification pour les poteaux.
8. Vérification au moment renversant .

1. Vérification de la participation de la masse modale :

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. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau V.1 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,626187	72,9501	0,0002	0	72,9501	0,0002
2	0,590757	0,0007	73,2784	0	72,9507	73,2786
3	0,489048	0,2599	0,1526	0	73,2106	73,4313
4	0,171984	15,0243	0,0442	0	88,2349	73,4755
5	0,16595	0,0618	15,1834	0	88,2967	88,6589
6	0,129999	0,1267	0,0307	0	88,4234	88,6896
7	0,090534	0,7147	0,0001	0	89,1381	88,6897
8	0,088904	0,0257	0,7255	0	89,1638	89,4152
9	0,081226	0,2861	0,0145	0	89,45	89,4297
10	0,078198	4,8296	0,354	0	94,2796	89,7837
11	0,076434	0,3747	5,0958	0	94,6543	94,8795

- **Résultat de calcul :**

1. Le premier mode de vibration est une translation, il mobilise plus de 70 % de la masse modale.
2. Le 2^{ème} mode de vibration est une translation, il mobilise plus de 70 % de la masse modale.

3. Le 3^{ème} mode de vibration est une translation, il mobilise plus de 70 % de la masse modale.

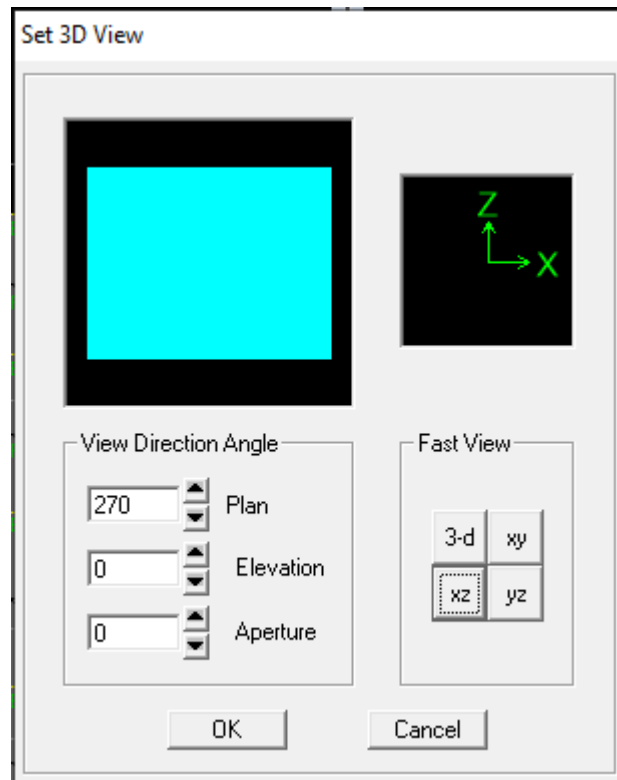
2. Nombre de modes propres.

La somme des masses modales dans 11^{ème} mode (donné par notre modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

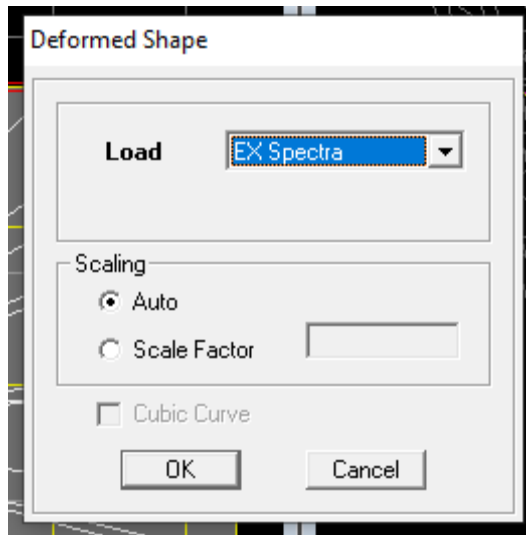
3. Justification du système de contreventement.

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View→**set 3D view** → une fenêtre apparaît on sélectionne XZ on met 0 pour Aperture.

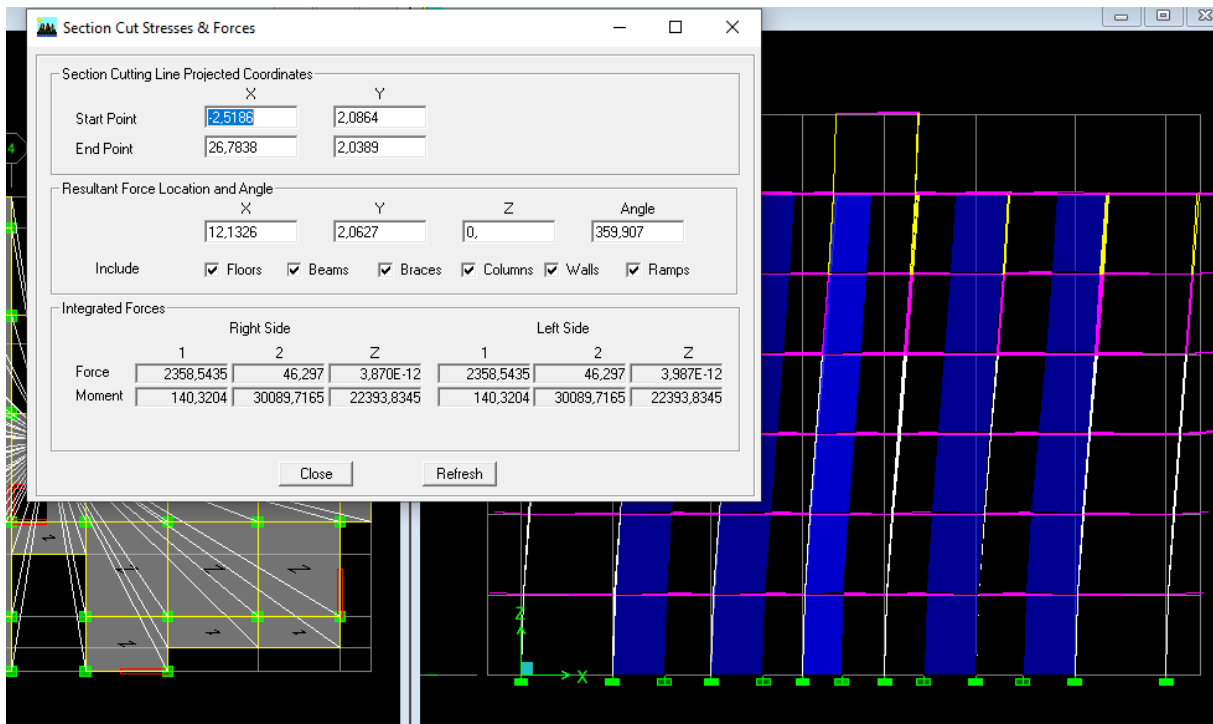


Ensuite →**display** →**show deformed shape** → on sélectionne la charge .



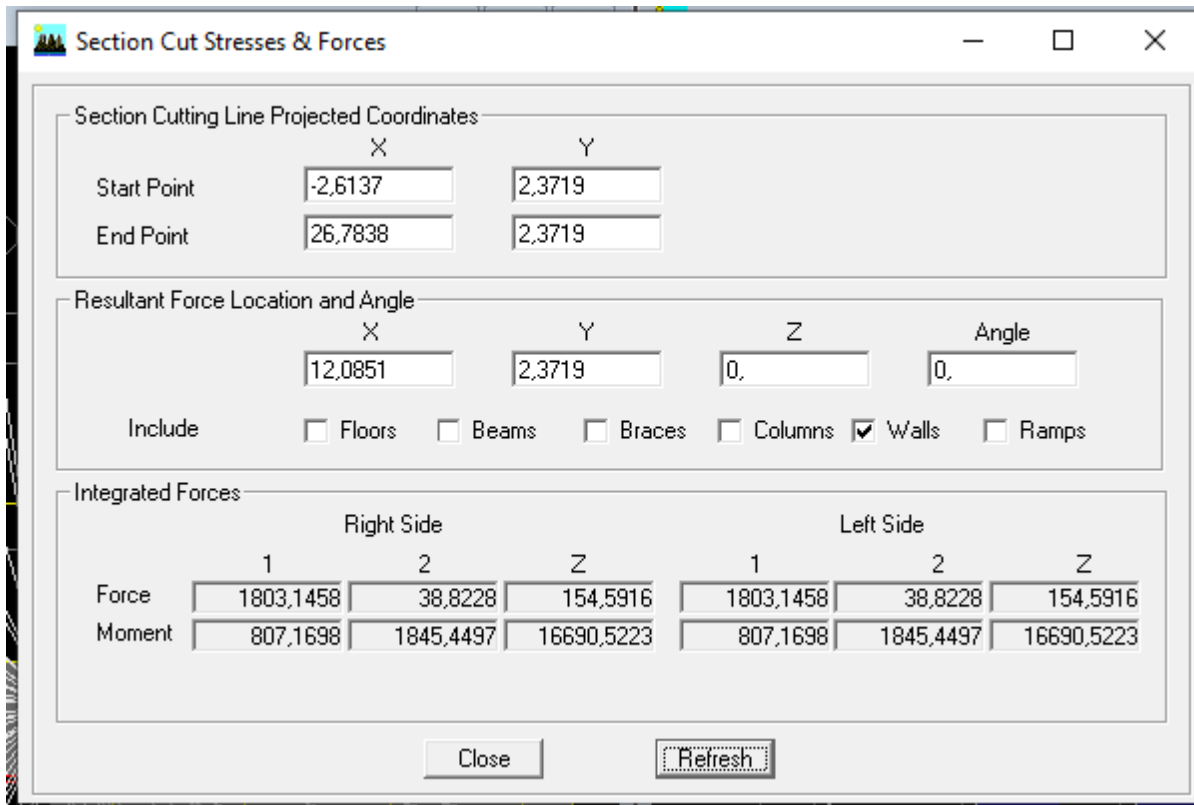
Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche floors Braces,walls ,Ramps et pour les voiles, on decoche floors,beams,braces,columns,ramps, on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Sens X-X :



On a : 2358,537 → 100%

1803,145 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles.

$$X = \frac{1803,145 \times 100}{2358,537} = 76.45 \%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles = **76.45 %**
- Effort repris par les portiques= **23,55 %**

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la charge Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Pour les charges verticales reprises par les voiles, il suffit de refaire les mêmes étapes précédentes à l'exception de changer le type de chargement (choisir combinaison poids).

• Récapitulatif des résultats :

Tableau V.2 : Charges horizontales EX reprise par les portiques et les voiles

niveau	Charges [KN]			Pourcentage [%]	
	Total	Portiques	Voiles	Portiques	voiles
5	577,126	490,529	229,004	84,99	15,01
4	1158,271	608,393	564,999	52,52	47,48
3	1602,67	843,260	769,414	52,61	47,39
2	1944,438	838,265	1112,960	43,11	56,89
1	2169,585	765,023	1411,085	35,26	64,74
rdc	2295,597	508,432	1791,302	22,14	77,86
moyenne				48,43	51,57

Tableau V.3 : Charges horizontales EY reprise par les portiques et les voiles.

niveau	Charges [KN]			Pourcentage [%]	
	Total	Portiques	Voiles	Portiques	voiles
5	576,082	534,771	145,63	92,82	7,18
4	1019,691	692,079	339,781	67,87	32,13
3	1423,420	956,863	472,707	67,22	32,78
2	1669,982	948,436	725,010	56,79	43,21
1	1810,191	859,112	953,970	47,45	52,55
rdc	1779,352	570,780	1209,756	32,07	67,93
moyenne				60,70	39,30

Tableau V.4 : Charges verticales reprise par les portiques et les voiles

niveau	Charges [KN]			Pourcentage [%]	
	Total	Portiques	Voiles	Portiques	voiles
5	4222,173	3434,655	787,517	81,34	18,66
4	9812,949	8126,428	1686,520	82,81	17,19
3	15532,022	13018,707	2513,315	83,81	16,19
2	21253,908	17857,483	3396,425	84,01	15,99
1	26979,491	22749,654	4229,837	84,32	15,68
rdc	32709,234	27654,637	5054,596	84,54	15,45
moyenne				83,47	16,53

Conclusion :

- Charges horizontales reprises par les portiques suivant X : 48,43 %
 - Charges horizontales reprises par les portiques suivant Y : 60,70 %
 - Charges verticales reprises par les voiles : 16,53 %
- } > 25 %

Les voiles reprennent 16,53 % des sollicitations dues aux charges verticales, ce pourcentage est inférieur à 20%.

Les portiques reprennent plus de 25 % des sollicitations dues aux charges horizontales.

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3** du RPA 99 version 2003 :

On peut considérer que les sollicitations (horizontale et vertical) sont reprises par les voiles et les portiques D'où le type de contreventement est mixte (type 4-a, Art 3-4 RPA 99 modifier 2003), et le coefficient de comportement **R=5**

4. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

$$V_{base .MSM} \geq 80\% V_{base .MSE}$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions

a) $V_{base.MSM}$:

L'effort tranche engendré par E

Display → Show Tables → modal Information → building modal information → Select Cases/ Combos → Ex et Ey spectra +OK

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	18	U1	72,83	39,33	0,00	-56,352	106,027	-227,5
EX	All	All	2358,55	45,92	0,00	123,611	30089,790	22923,2
EY	1	U2	-3,97	0,01	0,00	-0,066	-52,873	38,75
EY	2	U2	7,05	2358,69	0,00	-31367,832	119,518	29163,2
EY	3	U2	-7,14	5,47	0,00	-73,435	-95,748	103,36
EY	4	U2	-29,20	1,58	0,00	-1,361	-53,042	301,48
EY	5	U2	34,71	544,10	0,00	-973,683	82,299	6409,8
EY	6	U2	-2,50	1,23	0,00	-2,610	-6,576	30,10
EY	7	U2	-0,46	0,01	0,00	-0,066	-1,507	4,25
EY	8	U2	6,70	35,60	0,00	-117,014	20,382	377,28
EY	9	U2	-3,25	0,73	0,00	-2,311	-8,160	40,42
EY	10	U2	66,77	18,08	0,00	-41,347	158,198	-437,0
EY	11	U2	-71,10	262,18	0,00	-596,848	-172,062	3949,2
EY	12	U2	-1,57	0,70	0,00	-1,576	-3,545	20,25
EY	13	U2	71,35	35,61	0,00	-53,400	107,347	-244,9
EY	14	U2	-71,45	142,19	0,00	-210,598	-107,547	2450,8
EY	15	U2	0,18	0,19	0,00	-0,807	0,683	2,67
EY	16	U2	0,20	0,22	0,00	0,745	0,889	0,98

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EY	3	U2	-7,14	5,47	0,00	-73,435	-95,748	103,36
	EY	4	U2	-29,20	1,58	0,00	-1,361	-53,042	301,48
	EY	5	U2	34,71	544,10	0,00	-973,683	82,299	6409,8
	EY	6	U2	-2,50	1,23	0,00	-2,610	-6,576	30,10
	EY	7	U2	-0,46	0,01	0,00	-0,066	-1,507	4,259
	EY	8	U2	6,70	35,60	0,00	-117,014	20,382	377,28
	EY	9	U2	-3,25	0,73	0,00	-2,311	-8,160	40,42
	EY	10	U2	66,77	18,08	0,00	-41,347	158,198	-437,0
	EY	11	U2	-71,10	262,18	0,00	-596,848	-172,062	3949,2
	EY	12	U2	-1,57	0,70	0,00	-1,576	-3,545	20,25
	EY	13	U2	71,35	35,61	0,00	-53,400	107,347	-244,9
	EY	14	U2	-71,45	142,19	0,00	-210,598	-107,547	2450,8
	EY	15	U2	0,18	0,19	0,00	-0,807	0,683	2,67
	EY	16	U2	0,20	0,22	0,00	-0,745	0,899	0,969
	EY	17	U2	-1,14	0,57	0,00	-0,807	-1,784	14,15
	EY	18	U2	39,33	21,24	0,00	-30,429	57,253	-122,8
	EY	All	All	45,92	2457,65	0,00	31429,727	128,831	30420,5

Navigation: [Left Arrow] [Right Arrow] [OK]

Puis, on relève les valeurs de l’effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F1 = 2358,55 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = F2 = 2457,65 \text{ KN}$$

b) $V_{base.MSE}$

D’après RPA99 la force sismique totale V qui s’applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{AxDxQ}{R} W_t \dots\dots\dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage 2
 - Zone sismique II-a
- } **A = 0,15** (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ξ et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & T \leq T_2 \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,81 \geq 0,7$$

Pour calculer facteur d'amplification dynamique moyen (D), il faut d'abord calculer la période fondamentale :

$$T_{emp} = \min \left\{ C_{ThN}^{3/4}, \frac{0,09h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. D'où :

$$D_x = 24,75 \text{ m } D_y = 18,7 \text{ m}$$

$$= \min \left\{ 0,05 \times (21,42)^{3/4}, \frac{0,09 \times 21,42}{\sqrt{24,75}}, \frac{0,09 \times 21,42}{\sqrt{18,7}} \right\} = \{0,49, 0,38, 0,44\}$$

$$= 0,38 \text{ s}$$

$$\Rightarrow 1.3 T_{empirique} = 0,49 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0,62 \text{ s (etabs)}$$

D'où : $T_{analytique} = 0.62 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.49 \text{ sec}$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** du RPA99/version2003.

Site 3 (Site meuble) $\rightarrow T_2 = 0,5 \text{ s}$

la valeur de D :

$$T_2 = 0,50 \text{ s} < T = 0,62 < 3\text{s} \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,62}\right)^{2/3} = 2,5(0,81) \left(\frac{0,50}{0,62}\right)^{2/3} = 1,75$$

• Facteur de qualité (Q)

Tableau V.3 : récapitulatif des conditions du facteur qualité Q

Critères à vérifier	P _q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \sum p_q$	1.10

• Le Facteur de qualité Q= 1,10

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3 type 4-a). Il est selon le système de contreventement mixte pour **R=5**.

W_t : le poids total de la structure, il est tiré de Etabs comme suivant.

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → poids comb +OK

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
SALLE	POIDS	Top	58,63	0,00	0,00	0,000	504,197	-725,515
SALLE MACHINE	POIDS	Bottom	96,11	0,00	0,00	0,000	826,568	-1189,392
E5	POIDS	Top	4105,49	0,00	0,00	0,000	40495,859	-50840,768
E5	POIDS	Bottom	4831,47	0,00	0,00	0,000	47399,296	-59750,819
E4	POIDS	Top	10347,87	0,00	0,00	0,000	100990,107	-128135,91
E4	POIDS	Bottom	11200,08	0,00	0,00	0,000	109114,483	-138607,99
E3	POIDS	Top	16716,47	0,00	0,00	0,000	162705,294	-206993,09
E3	POIDS	Bottom	17711,74	0,00	0,00	0,000	172213,403	-219235,48
E2	POIDS	Top	23228,13	0,00	0,00	0,000	225804,214	-287620,58
E2	POIDS	Bottom	24223,40	0,00	0,00	0,000	235312,322	-299862,97
E1	POIDS	Top	29739,79	0,00	0,00	0,000	288903,133	-368248,06
E1	POIDS	Bottom	30735,06	0,00	0,00	0,000	298411,241	-380490,45
RDC	POIDS	Top	36251,45	0,00	0,00	0,000	352002,052	-448875,55
RDC	POIDS	Bottom	37246,72	0,00	0,00	0,000	361510,161	-461117,94

D'ou: **W_T = 37246,72 KN**

$$V_{base.MSE} = \frac{Ax Dx Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.10}{5} \times 37246.72 = 2150,99 \text{ KN}$$

Donc:

$$V_{base.MSE} = 2150,99 \text{ KN}$$

$$80\% V_{base.MSE} = 1720.79 \text{ KN}$$

Vérification :

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	E4	EY	Bottom	0,00	43,63	1258,29	17704,521	5766,902	86,37
	E3	EX	Top	0,00	1676,76	30,48	18911,799	86,527	5558,6
	E3	EX	Bottom	0,00	1676,76	30,48	18911,799	70,756	10520,5
	E3	EY	Top	0,00	30,45	1744,61	24673,636	5766,902	86,37
	E3	EY	Bottom	0,00	30,45	1744,61	24673,636	10944,258	69,74
	E2	EX	Top	0,00	2019,58	20,31	22910,393	70,756	10520,5
	E2	EX	Bottom	0,00	2019,58	20,31	22910,393	90,390	16483,6
	E2	EY	Top	0,00	20,14	2103,88	29941,318	10944,258	69,74
	E2	EY	Bottom	0,00	20,14	2103,88	29941,318	17171,714	89,41
	E1	EX	Top	0,00	2239,26	37,93	25587,355	90,390	16483,6
	E1	EX	Bottom	0,00	2239,26	37,93	25587,355	101,073	23082,7
	E1	EY	Top	0,00	38,01	2331,54	33431,226	17171,714	89,41
	E1	EY	Bottom	0,00	38,01	2331,54	33431,226	24063,040	102,15
▶	RDC	EX	Top	0,00	2351,74	45,96	27112,499	101,073	23082,7
	RDC	EX	Bottom	0,00	2351,74	45,96	27112,499	122,145	30001,0
	RDC	EY	Top	0,00	45,96	2446,52	35359,238	24063,040	102,15
	RDC	EY	Bottom	0,00	45,96	2446,52	35359,238	31283,018	127,06

OK

$V_{x(MSM)} = 2351,74 \text{ kN} > 80\% V_{base, MSE} = 1720,79 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

$V_{y(MSM)} = 2446,52 \text{ kN} > 80\% V_{base, MSE} = 1720,79 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

5. Justification vis-à-vis des déplacements

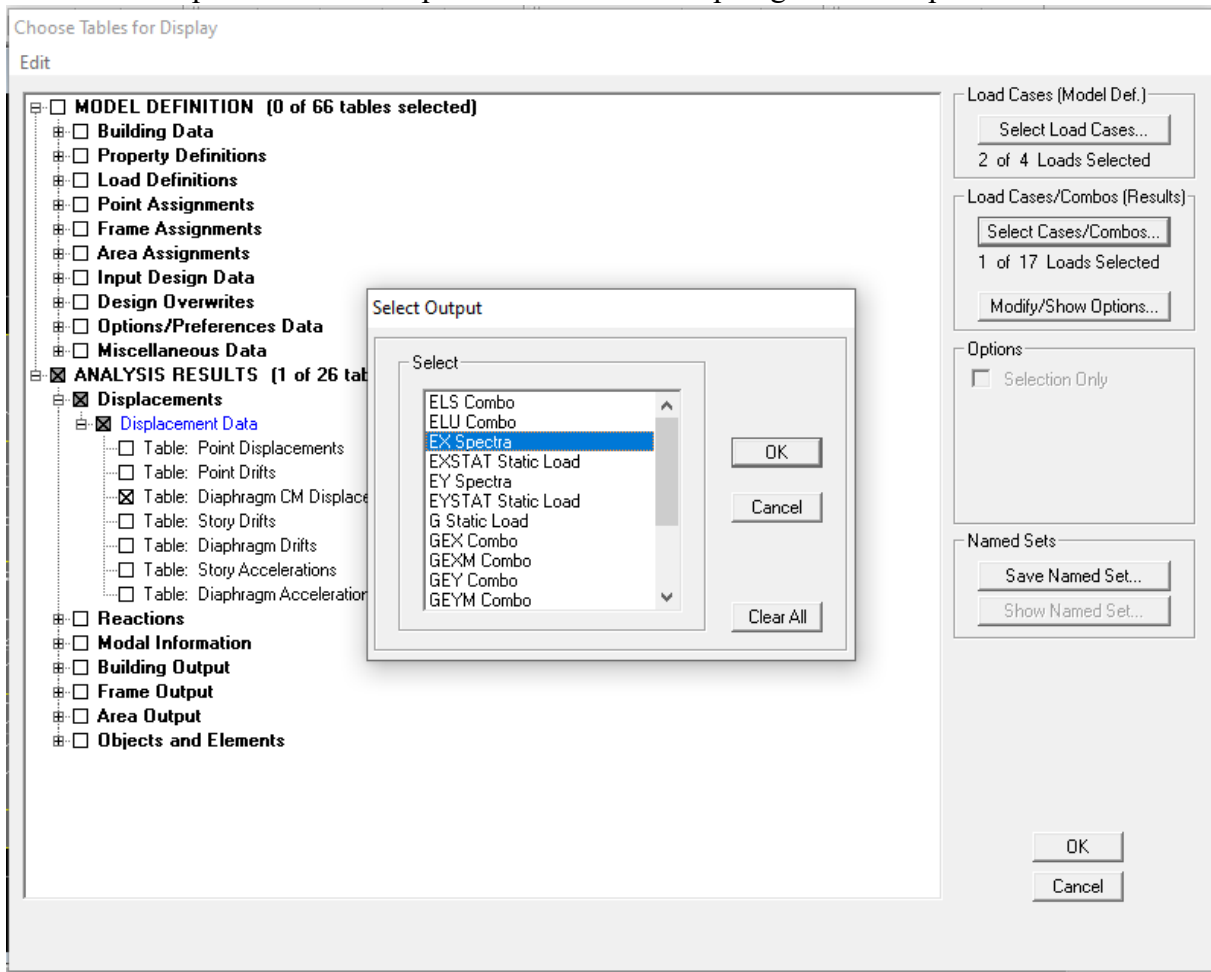
Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99/version 2003, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage à moins qu’il ne puisse être prouvé qu’un plus grand déplacement relatif peut être toléré

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

- $\delta_K = R\delta_{ek}$: (RPA 99/version 2003 formule 4-19)
- δ_{ek} : déplacement absolu dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).
- R : coefficient de comportement.
- δ_{kx} : déplacement longitudinal d’un niveau « i » par rapport à la base de la structure
- δ_{ky} : déplacement transversal d’un niveau « i » par rapport à la base de la structure.
- $\Delta_{Kx} = \delta_x^i - \delta_x^{i-1}$: déplacement relatif horizontal suivant le sens longitudinal au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA2003**).
- $\Delta_{Ky} = \delta_y^i - \delta_y^{i-1}$: déplacement relatif horizontal suivant le sens transversal au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA2003**).
- H_e : hauteur de l’étage considéré.

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

- Unité : kN/cm
- Display → show tables.
- Combinaison : EX
- Displacements → displacements data → diaphragme CM displacements.



Sens X-X:

	Story	Diaphragm	Load	UX
▶	SALLE	D7	EX	0,0128
	E5	D6	EX	0,0118
	E4	D5	EX	0,0099
	E3	D4	EX	0,0077
	E2	D3	EX	0,0053
	E1	D2	EX	0,0029
	RDC	D1	EX	0,0009

Sens Y-Y :

	Story	Diaphragm	Load	UY
▶	SALLE MACHINE	D7	EY	0,0118
	E5	D6	EY	0,0110
	E4	D5	EY	0,0092
	E3	D4	EY	0,0071
	E2	D3	EY	0,0049
	E1	D2	EY	0,0027
	RDC	D1	EY	0,0009

Tableau V.4 : récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions

Etage	Diaphragme	charge	δ_{ek}	$\delta_K = 5 \times \delta_{ek}$	Δx	1% H	Vérification
Salle machine	DA7	EX	0,0128	0,0448	0,0034	0,0306	CV
ET5	DA6	EX	0,0118	0,0413	0,0066	0,0306	CV
ET4	DA5	EX	0,0099	0,03465	0,0077	0,0306	CV
ET3	DA4	EX	0,0077	0,02695	0,0084	0,0306	CV
ET2	DA3	EX	0,0053	0,01855	0,0084	0,0306	CV
ET1	DA2	EX	0,0029	0,01015	0,007	0,0306	CV
RDC	DA1	EX	0,0009	0,00315	0,0031	0,0306	CV

Story	Diaphragme	charge	δ_{ek}	$\delta_K = 5 \times \delta_{ek}$	Δy	1% H	Vérification
Salle machine	DA7	EY	0,0118	0,0413	0,0028	0,0306	CV
ET5	DA6	EY	0,0110	0,0385	0,0062	0,0306	CV
ET4	DA5	EY	0,0092	0,0322	0,0073	0,0306	CV
ET3	DA4	EY	0,0071	0,0248	0,0077	0,0306	CV
ET2	DA3	EY	0,0049	0,0171	0,0077	0,0306	CV
ET1	DA2	EY	0,0027	0,0094	0,0063	0,0306	CV
RDC	DA1	EY	0,0009	0,0031	0,0031	0,0306	CV

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{p_k \Delta_k}{V_k H_k} \theta \leq 0.1$$

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

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

h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau V.5: Vérification des effets P-Δ dans les deux sens.

SENS X-X

etage	Pk	Δ_k	Vk	hk	θ_{kX}	Vérification
Salle machine	129,75	0,0034	21,66	3,06	0,0068	CV
ET5	7115,15	0,0066	630,64	3,06	0,0245	CV
ET4	16553,08	0,0077	1216,73	3,06	0,0342	CV
ET3	26184,13	0,0084	1681,8	3,06	0,0427	CV
ET2	35815,18	0,0084	2025,35	3,06	0,0485	CV
ET1	45446,23	0,007	2245,66	3,06	0,0462	CV
RDC	55077,28	0,0031	2358,55	3,06	0,0240	CV

SENS-Y-Y

Etage	Pk	Δ_k	Vk	hk	θ_{kY}	Vérification
Salle machine	129,75	0,0028	20,86	3,06	0,0057	CV
ET5	7115,15	0,0062	651,02	3,06	0,0225	CV
ET4	16553,08	0,0073	1264,32	3,06	0,0314	CV
ET3	26184,13	0,0077	1752,66	3,06	0,0375	CV
ET2	35815,18	0,0077	2113,5	3,06	0,0426	CV
ET1	45446,23	0,0063	2342,18	3,06	0,0399	CV
RDC	55077,28	0,0031	2457,65	3,06	0,0230	CV

Conclusion :

On a pour chaque niveau « k » :

$$\theta_k(x-x) \leq 0,1$$

$$\theta_k(y-y) \leq 0,1$$

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

7. Effort normal dans les poteaux

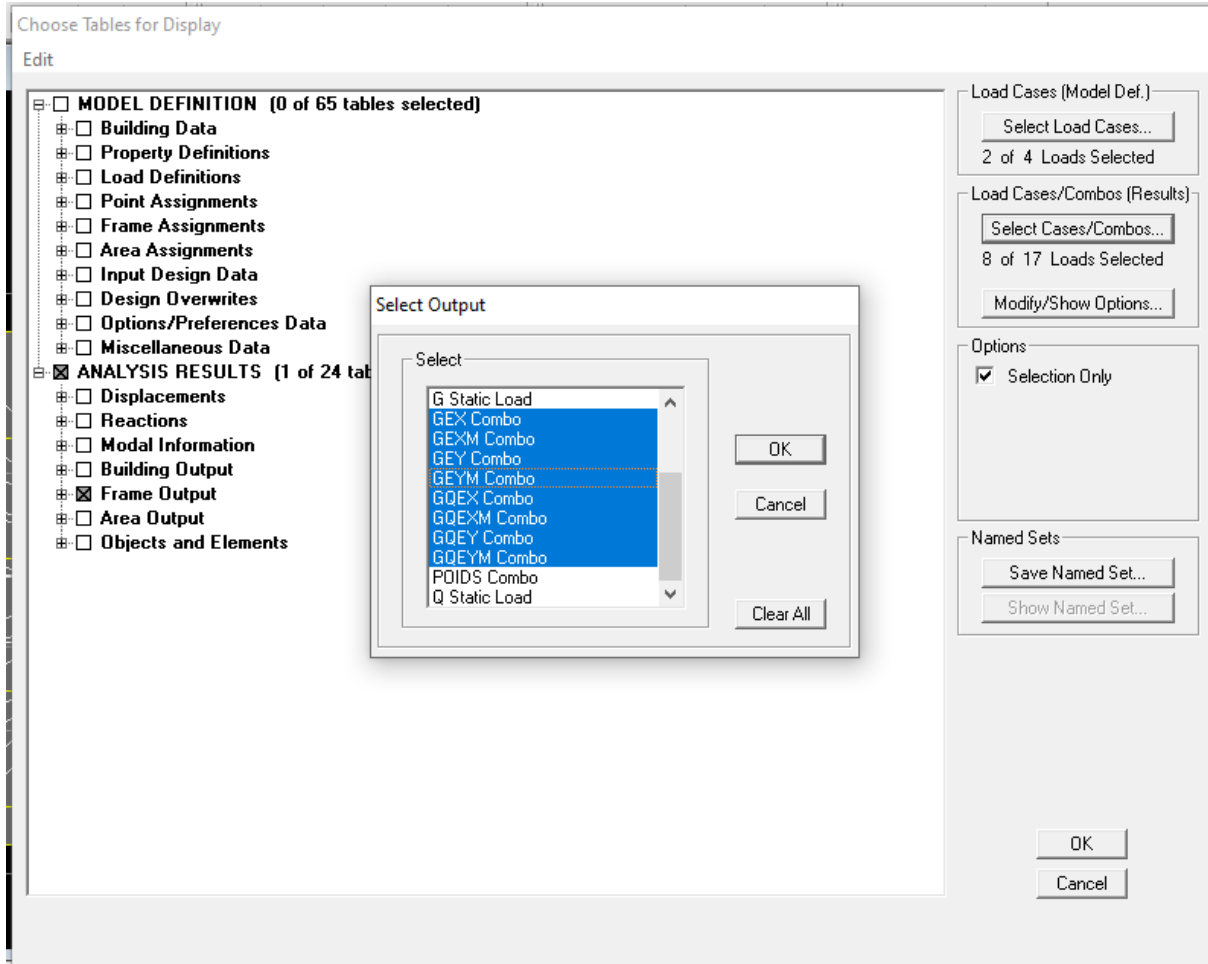
On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 ; \text{ (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)}$$

Avec:

- B_c : section du poteau.
- N_d : effort normal max dans les poteaux sous : (0.8G+E et G + Q ± E).
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.
 - Poteaux 45x45 (RDC) :

Sélectionner les poteaux de 45x45 → Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → (0.8G+E et G + Q ± E) → Frame output → Frame Forces → Column Forces.



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
1	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3											
2	E3	C1	GQEX	0	-129,08	0,3	-14,49	0,032	-21,326	0,539											
3	E3	C1	GQEX	1,33	-122,35	0,3	-14,49	0,032	-2,052	0,142											
4	E3	C1	GQEX	2,66	-115,61	0,3	-14,49	0,032	17,223	-0,255											
5	E3	C1	GQEXM	0	-129,08	0,3	-14,49	0,032	-21,326	0,539											
6	E3	C1	GQEXM	1,33	-122,35	0,3	-14,49	0,032	-2,052	0,142											
7	E3	C1	GQEXM	2,66	-115,61	0,3	-14,49	0,032	17,223	-0,255											
8	E3	C1	GQEY	0	-129,08	0,3	-14,49	0,032	-21,326	0,539											
9	E3	C1	GQEY	1,33	-122,35	0,3	-14,49	0,032	-2,052	0,142											
10	E3	C1	GQEY	2,66	-115,61	0,3	-14,49	0,032	17,223	-0,255											
11	E3	C1	GQEYM	0	-129,08	0,3	-14,49	0,032	-21,326	0,539											
12	E3	C1	GQEYM	1,33	-122,35	0,3	-14,49	0,032	-2,052	0,142											
13	E3	C1	GQEYM	2,66	-115,61	0,3	-14,49	0,032	17,223	-0,255											
14	E3	C1	GEX	0	-98,16	0,22	-10,38	0,025	-15,287	0,392											
15	E3	C1	GEX	1,33	-92,78	0,22	-10,38	0,025	-1,479	0,105											
16	E3	C1	GEX	2,66	-87,39	0,22	-10,38	0,025	12,329	-0,181											
17	E3	C1	GEXM	0	-98,16	0,22	-10,38	0,025	-15,287	0,392											
18	E3	C1	GEXM	1,33	-92,78	0,22	-10,38	0,025	-1,479	0,105											
19	E3	C1	GEXM	2,66	-87,39	0,22	-10,38	0,025	12,329	-0,181											
20	E3	C1	GEY	0	-98,16	0,22	-10,38	0,025	-15,287	0,392											
21	E3	C1	GEY	1,33	-92,78	0,22	-10,38	0,025	-1,479	0,105											
22	E3	C1	GEY	2,66	-87,39	0,22	-10,38	0,025	12,329	-0,181											
23	E3	C1	GEYM	0	-98,16	0,22	-10,38	0,025	-15,287	0,392											

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1250.43 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.24 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

8. Vérification au moment renversant :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens :

$$M_s \geq 1,5 M_r \quad (\text{Art.4.4.1 RPA2003})$$

Story Shears
Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	SALLE	EX	Top	0,00	20,61	1,34	175,810	0,000	0,000
	SALLE MACHINE	EX	Bottom	0,00	20,61	1,34	175,810	4,115	63,069
	SALLE MACHINE	EY	Top	0,00	1,56	20,81	253,067	0,000	0,000
	SALLE MACHINE	EY	Bottom	0,00	1,56	20,81	253,067	63,676	4,763
	E5	EX	Top	0,00	627,79	27,28	7098,601	4,115	63,069
	E5	EX	Bottom	0,00	627,79	27,28	7098,601	82,707	1952,237
	E5	EY	Top	0,00	27,30	647,45	9051,988	63,676	4,763
	E5	EY	Bottom	0,00	27,30	647,45	9051,988	2013,209	83,601
	E4	EX	Top	0,00	1212,58	43,55	13628,619	82,707	1952,237
	E4	EX	Bottom	0,00	1212,58	43,55	13628,619	86,527	5558,622
	E4	EY	Top	0,00	43,63	1258,29	17704,521	2013,209	83,601
	E4	EY	Bottom	0,00	43,63	1258,29	17704,521	5766,902	86,375
	E3	EX	Top	0,00	1676,76	30,48	18911,799	86,527	5558,622
	E3	EX	Bottom	0,00	1676,76	30,48	18911,799	70,756	10520,532
	E3	EY	Top	0,00	30,45	1744,61	24673,636	5766,902	86,375
	E3	EY	Bottom	0,00	30,45	1744,61	24673,636	10944,258	69,742
	E2	EX	Top	0,00	2019,58	20,31	22910,393	70,756	10520,532
	E2	EX	Bottom	0,00	2019,58	20,31	22910,393	90,390	16483,680
	E2	EY	Top	0,00	20,14	2103,88	29941,318	10944,258	69,742
	E2	EY	Bottom	0,00	20,14	2103,88	29941,318	17171,714	89,418
	E1	EX	Top	0,00	2239,26	37,93	25587,355	90,390	16483,680
	E1	EX	Bottom	0,00	2239,26	37,93	25587,355	101,073	23082,790
	E1	EY	Top	0,00	38,01	2331,54	33431,226	17171,714	89,418
	E1	EY	Bottom	0,00	38,01	2331,54	33431,226	24063,040	102,138
	RDC	EX	Top	0,00	2351,74	45,96	27112,499	101,073	23082,790
	RDC	EX	Bottom	0,00	2351,74	45,96	27112,499	122,145	30001,019
	RDC	EY	Top	0,00	45,96	2446,52	35359,238	24063,040	102,138
	RDC	EY	Bottom	0,00	45,96	2446,52	35359,238	31283,018	127,064

M_r : moment renversant. (logiciel etabs).

$$M_{rx} = 31283,018 \text{ KN.m}, M_{ry} = 30001,019 \text{ KN.m}$$

M_s : moment stabilisant. ($M_s = w \cdot \frac{L}{2}$)

Avec :

W : poids du bâtiment.

$\frac{L}{2}$: centre de gravité.

. Sens X-X :

$$M_{sx} = w \cdot \frac{Lx}{2} = 37246,72 \cdot \frac{24,75}{2} = 460928,16 \text{ KN.m}$$

. Sens Y-Y :

$$M_{sx} = w \cdot \frac{Lx}{2} = 37246,72 \cdot \frac{18,7}{2} = 348256,83 \text{ KN.m}$$

D'où :

. Sens X-X :

$$M_{sx} \geq 1,5 M_{rx}$$
$$460928,16 \geq 46924,527$$

- La condition est vérifiée dans le sens X-X

. Sens Y-Y :

$$M_{sy} \geq 1,5 M_{ry}$$
$$348256,83 \geq 45001,52$$

- La condition est vérifiée dans le sens Y-Y

Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

CHAPITRE VI

Ferraillage des Eléments

VI.1 Ferrailage des poteaux :**VI.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes:

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

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

- Effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant ($M_{correspondant}$)
- Effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{2correspondant}$)
- Moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$)
- **Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 99 comme suite :

Selon BAEL 99 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

Selon le R.P.A 2003 :

Situation accidentelle (article 5.2) $G + Q \pm E$ (2)

$0,8 G \pm E$ (3)

VI.1.2. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2)

• **Armatures longitudinales :** (Exigence du RPA version 2003 (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40 \Phi_L$ (en zone IIa).
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm (en zone **IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Tableau VI.1.1 Sections d'armatures par rapport à la section du béton.

Section des poteaux	Section min (cm ²)		Section max (cm ²)	
	zone IIa	zone de recouvrement	zone courante	
Poteau (45x45) cm ²	16,2	121,5	81	
Poteau (40x40) cm ²	12,8	96	64	
Poteau (35x 35)cm ²	9,8	73,5	49	

· Armatures transversales : (Exigence du RPA version 2003) (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

VI.1.3 Calcul du ferrailage des poteaux :

Niveau	Sec	Sollicitation	N (KN)	M(KN.m)	nature	A _{Sup}	A _{Inf}	A _{min}	Ferrailage	A adoptée
Zone1	45x45	N _{max}	-1663,03	-13,84	SEC	0	0	16,2	4HA20 + 4HA16	20.6 cm ²
		N _{min}	-93,01	6,967	SEC	0	0	16,2		
		M _{max}	-492,9	-44,782	SEC	0	0	16,2		
Zone2	40x40	N _{max}	-515,77	-27,955	SEC	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14.19 cm ²
		N _{min}	-52,86	6,245	SEC	0	0	12,8		
		M _{max}	-312,67	38,576	SEC	0	0	12,8		
Zone3	35x35	N _{max}	-235,11	-32,656	SEC	0	0	9,8	4HA14 + 4HA12	10,67 cm ²
		N _{min}	-10,95	3,055	SPC	0	0,09	9,8		
		M _{max}	-224,11	36,336	SPC	0	0,25	9,8		

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement tendue (SPT).

VI.1.4 Vérifications à l'ELU :

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel:

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

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

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 10$. Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :

- Selon le (BAEL 99, Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a+10) \text{ cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2 ; 40\text{cm} ; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

- Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le (RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone courante :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1,2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

- Soit $S_t = 15\text{cm}$

En zone nodal :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min} ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 12\text{cm}$$

- Soit $S_t = 10\text{cm}$

Calcul de l'armature transversale Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2 formule (7.1) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

S_t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Tableau VI.1.2: coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élançement géométrique du poteau " λ_g "

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	ρ_a
45×45	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	6,8	2,5
40×40	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	7,65	2,5
35×35	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	8,74	2,5

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

Poteaux	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone Nodale
45×45	0,63	0,42	3,14	CV	CV
40×40	0,63	0,42	3,14	CV	CV
35×35	0,69	0,46	3,14	CV	CV

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

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

Avec :

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

λ_g : élançement géométrique du poteau.

- En zone courante :

Poteaux (45×45) : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 < A_{\text{ad}} = 3.14\text{cm}^2$ **condition vérifiée**

Poteaux (40×40) : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 < A_{ad} = 3.14\text{cm}^2$ **condition vérifiée**

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 < A_{ad} = 3.14\text{cm}^2$ **condition vérifiée**

• En zone nodal :

Poteaux (45×45) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 < A_{ad} = 3.14\text{cm}^2$ **condition vérifiée**

Poteaux (40×40) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 < A_{ad} = 3.14\text{cm}^2$ **condition vérifiée**

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 3.14\text{cm}^2$ **condition vérifiée**

Détermination de la zone nodale :

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

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

h_e : Hauteur de l'étage

(b_1, h_1) : dimensions du poteau.

h : hauteur de la poutre.

- Poteaux (45×45) : $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (40×40) : $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (35×35) : $h' = 60\text{cm}$.
- Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

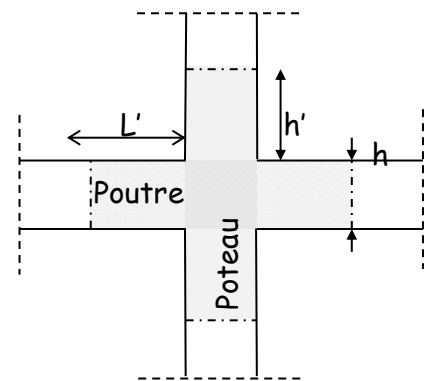


Figure VI.1.1 Délimitation de la zone nodale

VI.1.5 Vérification des contraintes tangentielles (RPA 2003/ Art.7.4.3.2) :

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

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

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow & \rho_b = 0.075 & \longrightarrow & \bar{\tau}_{bu} = 1.875\text{MPa} \\ \lambda_g < 5 & \longrightarrow & \rho_b = 0.04 & \longrightarrow & \bar{\tau}_{bu} = 1\text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Tableau VI.1.3 : Vérification des contraintes tangentielles.

poteau	h (m)	b (m)	d (m)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
45x45	3,06	0,45	0,42	30,42	6,8	0.075	0.161	1.875	Cv
40x40	3,06	0,40	0,37	26,98	7,65	0.075	0.182	1.875	Cv
35x35	3,06	0,35	0,32	25,94	8,74	0,075	0.232	1.875	Cv

a. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.99 Article : A.6.1.221)

Pour le $\emptyset 20 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 2,0 = 80\text{cm}$

Pour le $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64\text{ cm}$

Pour le $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56\text{ cm}$

Pour le $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48\text{ cm.}$

VI.1.6. Vérifications à l'ELS :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sec	Sollicitation	N (KN)	M(KN.m)	Amin	A adoptée	Observation
Zone1	45x45	N_{max}	-1212.29	-10.014	5.48	20.6 cm ²	CV
		N_{min}	-124.57	9.687	5.49		
		M_{max}	-360	32.665	5,49		
Zone2	40x40	N_{max}	-375.77	-20.195	4,30	14.19 cm ²	CV
		N_{min}	-70.96	8.684	4,30		
		M_{max}	-228.26	28.131	4,30		
Zone3	35x35	N_{max}	-171.15	-23.619	3,25	10,67 cm ²	CV
		N_{min}	-13.45	3.728	3,24		
		M_{max}	-163	26.309	3,24		

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans une seule direction

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

b. Vérification des contraintes à l’ELS

La vérification d’une section en béton armé à l’ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Remarque : les résultats sont obtenus à l’aide du logiciel **SOCOTEC** dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.4 Vérifications à l’ELS

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
45×45	$N_{max}-M_{cor}$	-1212.29	-10.014	4.2	4.98	15	63,7	73,9	400	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-124.57	9.687	0,85	0,09		12	2,16		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-360	-32.665	0,09	2,64		3,86	37		CV
40×40	$N_{max}-M_{cor}$	-375.77	-20.195	0,65	3,06		12,5	34,7		CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-70.96	8.684	0,89	0		12	-2,04		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-228.26	-28.131	0	2,86		-6,82	38,9		CV
35×35	$N_{max}-M_{cor}$	-171.15	-23.619	0	3,46		-18,5	45,3		CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-13.45	3.728	0,49	0		6,08	-6,91		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-163	26.309	3,75	0		48,4	-27,6		CV

Conclusion :

- Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l’acier ni dans le béton.
- Toutes les conditions à l’ELS sont vérifiées.

Schéma de ferrailage des poteaux :

- **Poteaux (45×45) :**
 - Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16 = **20.6cm²**
 - Les armatures transversales : 4HA8= **2,01 cm²**

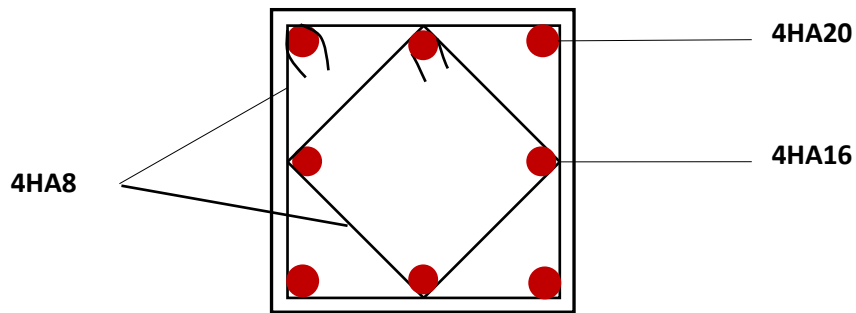


Figure.VI.1.2: Ferraillage Poteau 45x45

- **Poteaux (40x40) :**
 - Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14.19\text{cm}^2$
 - Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$

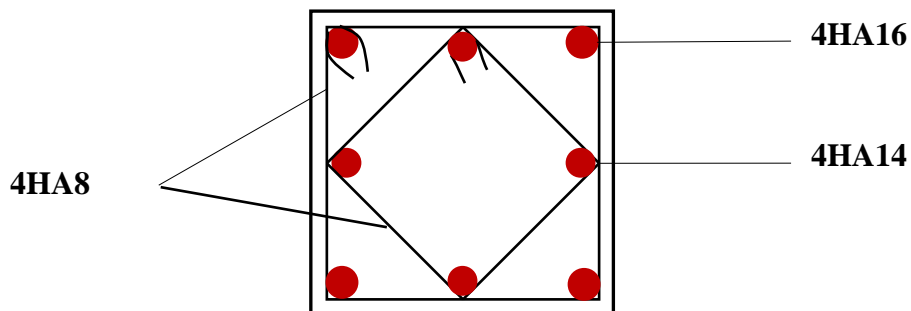


Figure.VI.1.3: Ferraillage Poteau 40x40

- **Poteaux (35x35) :**
 - Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,67\text{cm}^2$
 - Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

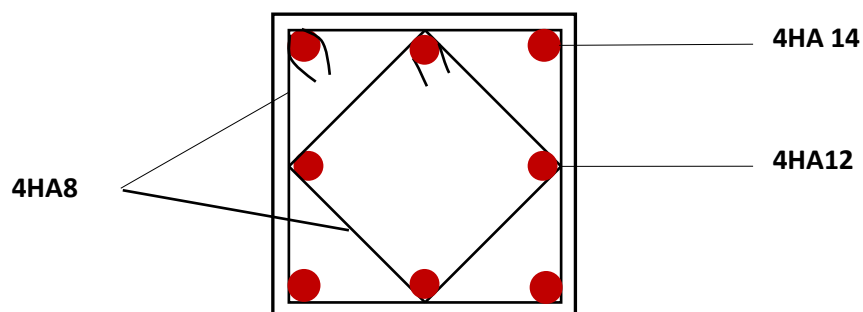


Figure.VI.1.4: Ferraillage Poteau 35x35

VI.2 Ferrailage des poutres :**VI.2.1 Introduction :**

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q à l'ELU ; BAEL 99
- G + Q à l'ELS ; BAEL99
- G + Q ± E ; RPA99/Version 2003
- 0,8G ± E ; RPA99/Version 2003

VI.2.2 Recommandations et exigences du RPA :**1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- ❖ Poutres principales : (30 × 40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ [cm}^2\text{]}$
- ❖ Poutres secondaires : (30 × 35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.
- Poutres principales : (30 × 40) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- poutres secondaires : (30 × 35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40∅** en zone I, IIa et IIb.

50∅ en zone III

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

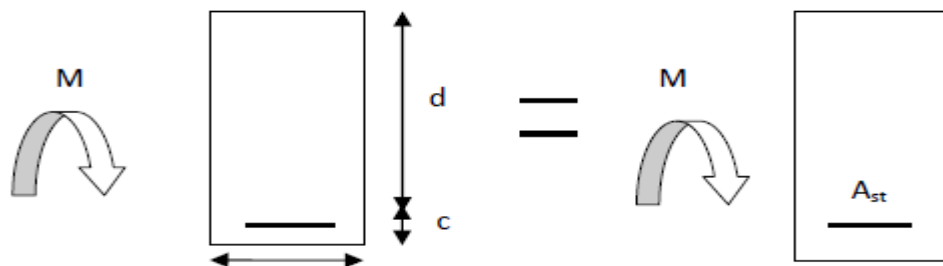
$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1\text{h} \end{cases}$$

❖ 1er cas:

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



Avec :

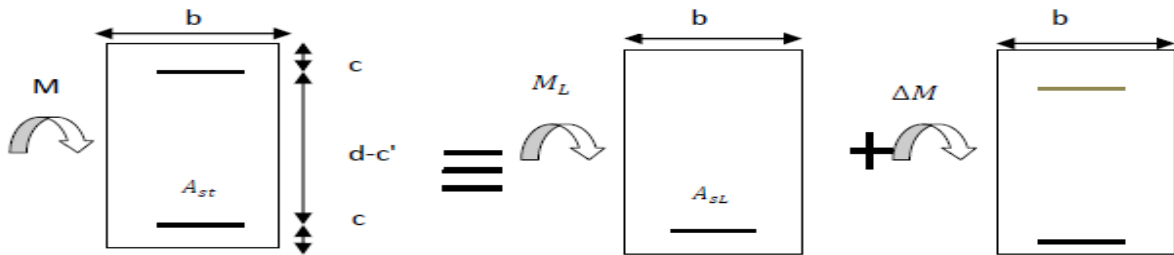
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{eme} cas:

$\mu > \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : moment sollicitant.

M_e : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque : On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

VI.2.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Ferraillage des poutres :

- **Poutre principale :**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43,252 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,074 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43,252 \times 10^6}{0,981 \times 370 \times 348} = 3,42 \text{ cm}^2$$

▪ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71,076 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,121 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta=0,9355$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{71,076 \times 10^6}{0,9375 \times 370 \times 348} = 5,9 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2.1 : Ferrailage de poutres principales.

	M max (KN.m)	μ_b	obs	β	$A_{st}[\text{cm}^2]$	Ferrailage	$A_{adopté} [\text{cm}^2]$
En travée	43,252	0,074	SSA	0.981	3,42	3HA14 (filantes)	4,62
Aux appuis	71,076	0.121	SSA	0.9355	5,9	3HA14 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)	6,88

• Poutre secondaires :

▪ En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25,812 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta=0,9695$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25,812 \times 10^6}{0,9885 \times 320 \times 348} = 2,39 \text{ cm}^2$$

▪ Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48,927 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,112 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta=0,940$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{48,927 \times 10^6}{0,9745 \times 320 \times 348} = 4,67 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2.1 : Ferrailage de poutres secondaires.

	M_{max} [KN.m]	μ_b	obs	β	A_{st} [cm ²]	Ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
En travée	25,812	0,059	SSA	0.9695	2,39	3HA14 (filantes)	4,62
Aux appuis supérieurs	48,927	0.112	SSA	0.940	4,67	3HA14 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)	6,88
Aux appuis inférieurs	48,927	0.112	SSA	0.940	4,67	3HA14 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)	6,88

VI.2.5 Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL99)

1. Poutres principales PP :

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = \mathbf{1,34 [cm^2]}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{adoptée} = 6,88 > A_{min} = 1,34 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 6HA14 + 4HA12 = 13,75 [cm^2] > A_{min}(RPA) = 6 [cm^2]$$

- **En travée :**

$$A_{adoptée} = 4,62 > A_{min} = 1,34 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adoptée} = 6HA14 = 9,23 [cm^2] > A_{min}(RPA) = 6 [cm^2]$$

2. Poutres secondaires PS :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = \mathbf{1,16 cm^2}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{adoptée} = 6,88 > A_{min} = 1,16 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 13,75[\text{cm}^2] > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 5,25[\text{cm}^2]$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 > A_{\text{min}} = 1,16[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA}14 = 9,23[\text{cm}^2] > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 5,25[\text{cm}^2]$$

a) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

1. Poutres principales PP :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_u^{\text{max}} = 102,06$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{102,06 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,919[\text{MPa}]$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}]\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 [\text{MPa}]\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 [\text{MPa}])$$

$$\tau_u = 0,919 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,33[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_u^{\text{max}} = 60,7$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{60,7 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,632 [\text{MPa}]$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}]\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 [\text{MPa}]\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 [\text{MPa}])$$

$$\tau_u = 0,632 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant :

1. Poutres principales PP :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée 99)**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 370 \times 300 = 666 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 102,06 \text{ [KN]} < 666 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée 99)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \left(102,06 - \frac{71,076}{0,9 \times 0,37} \right) = -111,38 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

2. Poutres secondaires PS :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 300 = 576 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 60,7 \text{ [KN]} < 751,30 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \left(60,7 - \frac{48,927}{0,9 \times 0,32} \right) = -109,18 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

c) Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres : (Art A.6.1. 3 BAEL99)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

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

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

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

1. Poutres principales PP :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,55 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{102,06 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 20,55} = 1,49 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,49 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,55 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{60,7 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 205,5} = \mathbf{1,02 \text{ [MPa]}}$$

$$\tau_{se} = 1,02 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ [cm]}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 L_s$, pour les aciers **HA**.

- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ [cm]}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,93 \text{ [cm]}$

e) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(1,14; 1,2; 3) = 1,14 \text{ [cm]}$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Puisque: $\phi \leq 1,14 \text{ [cm]}$; on prend $\phi = \mathbf{8 \text{ [mm]}}$

On choisira un cadre +un étrier soit $A_t = \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ [cm}^2]}$.

❖ **Espacement d'armatures :**

• **Poutres principales :**

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,2\right)$
 $S_t \leq \min(10; 14,4)$ Soit : $S_t = \mathbf{10 \text{ [cm]}}$

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2.2RPA/version 2003})$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = \mathbf{0,9 \text{ [cm}^2]}$$

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \longrightarrow S_t \leq 20$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ [cm]}}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1,35 \text{ [cm}^2]}$$

Poutres secondaires :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2\right)$

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \longrightarrow S_t \leq 17,5$

Soit : $S_t = 15 \text{ [cm]}$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

f) **Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003 :**

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ [cm]}\right) \end{cases}$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁, h₁: Dimensions du poteau.

h_e: Hauteur entre nus des poteaux.

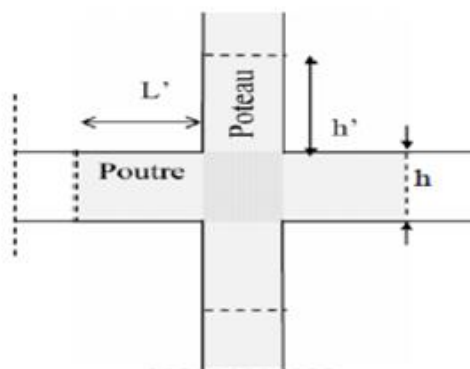


Figure VI.2.1 Délimitation de la zone nodale.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ [cm]}\right)$$

- Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ [cm]}$
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ [cm]}$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 [cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Armatures transversales minimales :**
- **Poutres principales :**

❖ **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = \mathbf{0,9 [cm^2]}$$

$$A_{adop} = 3,14[cm^2] > A_{tmin} = 0,9 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Zone courante:**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1,35 [cm^2]}$$

$$A_{adop} = 3,14[cm^2] > A_{tmin} = 1,35 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutres secondaires :**❖ **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = \mathbf{0,72 [cm^2]}$$

$$A_{adop} = 3,14[cm^2] > A_{tmin} = 0,72 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1,35 [cm^2]}$$

$$A_{adop} = 3,14[cm^2] > A_{tmin} = 1,35 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5 Vérification à L'ELS :**1. Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

$$❖ \text{ Contrainte admissible de l'acier : } \bar{\sigma}_s = 348[MPa]$$

$$❖ \text{ Contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 15[MPa]$$

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

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15[MPa]$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 Est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.2 Vérifications des poutres principales à l'ELS.

	zone	section	b [cm]	d[cm]	M_{smax}	$A_{adoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	obs
En travée	1	30×40	30	37	30,88	4,62	0,416	0,901	35,50	194,78	348	5,48	15	CV
	2	30×40	30	37	31,49	4,62	0,416	0,901	35,50	204,45	348	5,75	15	CV
	3	30×40	30	37	28,23	4,62	0,416	0,901	35,50	183,29	348	5,16	15	CV
En appui	1	30×40	30	37	-52,36	6,88	0,619	0,884	28,10	232,67	348	8,2	15	CV
	2	30×40	30	37	-48,03	6,88	0,619	0,884	28,10	213,43	348	7,58	15	CV
	3	30×40	30	37	-40,99	6,88	0,619	0,884	28,10	182,15	348	6,48	15	CV

Tableau VI.2.3 Vérifications des poutres secondaires à l'ELS.

	zone	section	b [cm]	d[cm]	M_{smax}	$A_{adoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	obs
En travée	1	30×35	30	32	30,88	4,62	0,416	0,901	35,50	194,78	348	5,48	15	CV
	2	30×35	30	32	31,49	4,62	0,416	0,901	35,50	204,45	348	5,75	15	CV
	3	30×35	30	32	28,23	4,62	0,416	0,901	35,50	183,29	348	5,16	15	CV
En appui	1	30×35	30	32	-52,36	6,88	0,619	0,884	28,10	232,67	348	8,2	15	CV
	2	30×35	30	32	-48,03	6,88	0,619	0,884	28,10	213,43	348	7,58	15	CV
	3	30×35	30	32	-40,99	6,88	0,619	0,884	28,10	182,15	348	6,48	15	CV

V.3 FERRAILLAGE DES VOILES

V.3.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Ils sont soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.3.2 Combinaisons d'action

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

Tableau V.3.1. Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles.

V.3.3 Comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent:

Voile élancé: $\frac{h}{L} > 1.5$

Voile court: $\frac{h}{L} < 1.5$

il existe plusieurs méthodes pour le calcul des voiles en citant la méthode des bandes et la méthode classique

Dans les calculs qui suivent La méthode utilisée est la méthode classique, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

V.3.4 Exposé de la méthode de calcul (RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4))

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

B : section du béton ; $B = E_p \times L$

I : moment d’inertie du voile ; $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{E_p \times l^3}{12}$

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile} / 2$

Remarques

1) Dans le but de faciliter les calculs, le ferraillage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, car il possible d’adopter le même ferraillage pour certains niveaux.

- **Zone I** : RDC ,1^{er} ,2^{eme} et 3^{eme} étage.

- **Zone II** : 4^{eme} étage.

- **Zone III** : 5^{eme} étage.

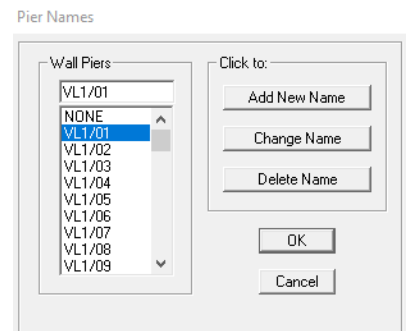
- **L’utilisation du logiciel ETABS pour extraire les efforts internes:**

a- Il faut chaque voile avoir un nom dans l’ETABS comme suit:

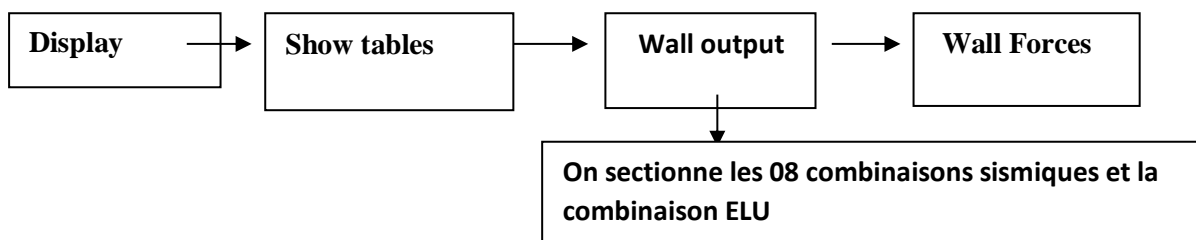
b- la sélection se fait par zone selon la section des poteaux

c- Après avoir sélectionné les voiles considérer on procède de cette

Manière pour extraire les efforts internes (N-M-V)



On clique sur:



Les voiles sont ferrillés on flexion composée donc on prend les valeurs suivantes:

$$\begin{array}{l}
 N^{\max} \longrightarrow M^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}} \\
 N^{\min} \longrightarrow M^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}} \\
 M^{\max} \longrightarrow N^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}}
 \end{array}$$

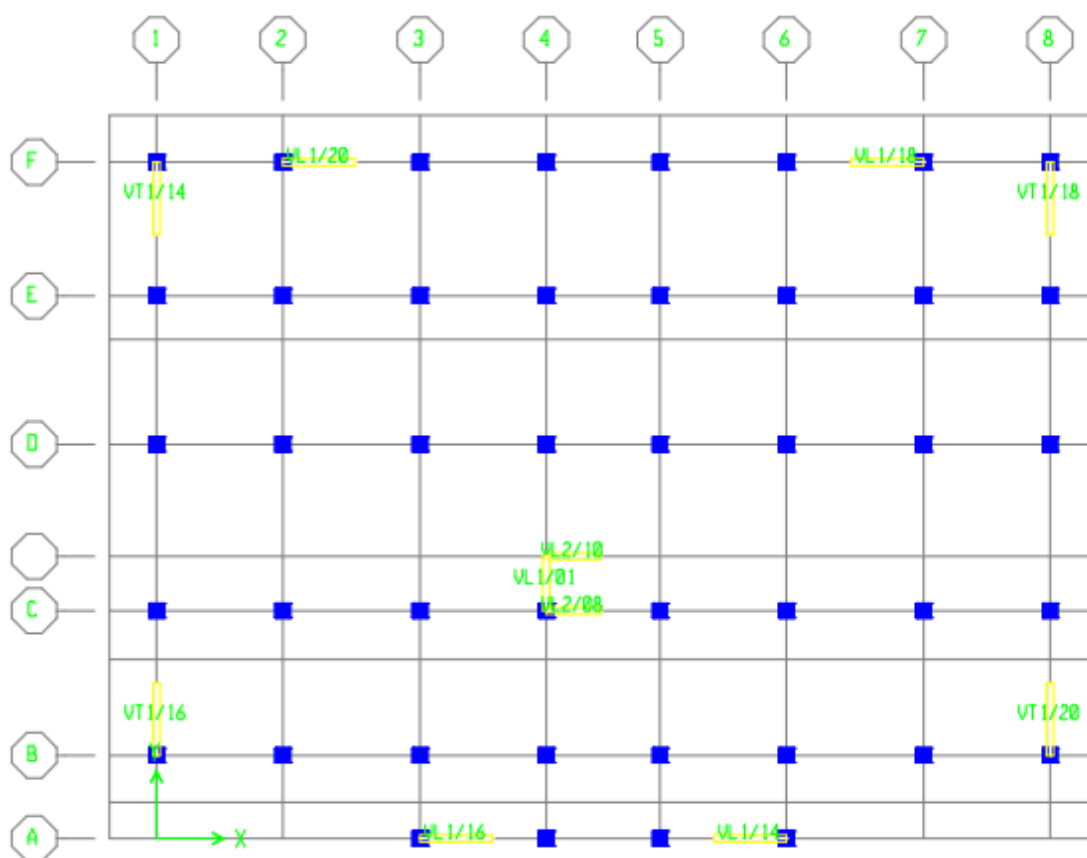


Figure V.3.1: Disposition des voiles dans la structure.

V.3.5 Calcul des contraintes:

V.3.5.1 Voile longitudinales : Voile VL1

Tableau V.3.2.calcul des contraintes.

ZONE	e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN. m)	M (KN. m)	V _U (KN)	Combinaison	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
I	0,2	2	0,4	0,133	-957,76	44,23	27,35	ELU	-2062,675	-2726,125
	0,2	2	0,4	0,133	-177,75	6,762	3,89	GEX	-393,66	-495,09
	0,2	2	0,4	0,133	-957,76	44,23	27,35	ELU	-2062,675	-2726,125
II	0,2	2	0,4	0,133	-317,96	17,227	9,47	ELU	-665,697	-924,102
	0,2	2	0,4	0,133	-110,06	7,718	3,84	GEX	-217,265	-333,035
	0,2	2	0,4	0,133	-241,32	18,378	11,51	ELU	-465,465	-741,135
III	0,2	2	0,4	0,133	-147,57	11,154	9,1	ELU	-285,27	-452,58
	0,2	2	0,4	0,133	-33,24	18,798	11,06	GEX	57,885	-224,085
	0,2	2	0,4	0,133	-61,54	35,246	20,87	ELU	110,495	-418,195

Voile VL₂

Tableau V.3.3.calcul des contraintes

ZONE	e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN.m)	M (KN.m)	V _U (KN)	Combinaison	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
I	0,2	1,5	0,3	0,05625	-719,34	14,095	9,28	ELU	-2209,866	-2585,733
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-150,11	19,79	11,59	GEX	-236,5	-764,233
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-275,67	37,405	21,92	ELU	-420,166	-1417,633
II	0,2	1,5	0,3	0,05625	-252,84	30	19,41	ELU	-442,8	-1242,8
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-85,27	22,85	12,33	GEX	20,433	-588,9
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-156,8	42,987	23,25	ELU	50,493	-1095,826
III	0,2	1,5	0,3	0,05625	-133,24	26,671	18,26	ELU	-88,52	-799,746
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-23,46	17,107	8,68	GEX	149,893	-306,293
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-44,1	32,211	16,34	ELU	282,48	-576,48

V.3.5.2 Voiles transversales : Voile V_{T1}

Tableau V.3.4. Calcul des contraintes

ZONE	e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN.m)	M (KN.m)	V _U (KN)	Combinaison	σ _{max} (KN/m ²)	σ _{min} (KN/m ²)
I	0,2	2	0,4	0,133	-1066,68	4,238	13,44	ELU	-2634,915	-2698,485
	0,2	2	0,4	0,133	-198,58	43,216	23,46	GEX	-172,33	-820,57
	0,2	2	0,4	0,133	-371,44	88,169	51,06	ELU	-267,332	-1589,867
II	0,2	2	0,4	0,133	-355,46	41,502	19,31	ELU	-577,385	-1199,915
	0,2	2	0,4	0,133	-126,15	39,98	23,56	GEX	-15,525	-615,225
	0,2	2	0,4	0,133	-237,84	84,022	51,54	ELU	35,565	-1224,765
III	0,2	2	0,4	0,133	-168,71	40,561	28,52	ELU	-117,567	-725,9825
	0,2	2	0,4	0,133	-50,04	50,287	27,47	GEX	252,052	-502,2525
	0,2	2	0,4	0,133	-97,45	107,496	59,74	ELU	562,595	-1049,845

Voile V_{T2}

ZONE	e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN.m)	M (KN.m)	V _U (KN)	Combinaison	σ _{max} (KN/m ²)	σ _{min} (KN/m ²)
I	0,2	1,5	0,3	0,05625	-658,66	8,854	15,48	ELU	-2077,48	-2313,586
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-167,42	23,321	14,03	GEX	-247,12	-869,013
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-307,81	43,158	25,98	ELU	-450,593	-1601,473
II	0,2	1,5	0,3	0,05625	-236,37	34,063	25,07	ELU	-333,726	-1242,073
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-111,38	22,951	13,49	GEX	-65,253	-677,28
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-205,39	42,662	25,07	ELU	-115,806	-1253,46
III	0,2	1,5	0,3	0,05625	-117,14	37,97	26,88	ELU	115,8	-896,733
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-46,35	24,473	14,81	GEX	171,806	-480,806
	0,2	1,5	0,3	0,05625	-86,15	44,278	26,88	ELU	303,206	-877,54

Tableau V.3.5. Calcul des contraintes

V.3.6 Calcul du ferrailage des voiles

V.3.6.1 Détermination des armatures

Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SET)
- Section entièrement tendue (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)

Section	Diagramme des efforts normaux	La longueur de la zone tendue	L'effort normal N_t	Armatures verticales
S.E.T		$L_t = L_{voile}$	$N_t = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times L \times X$ E_P Nt = surface du trapèze x épaisseur du voile	$A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}$
S.E.C		$L_t = 0$	$N_t = 0$	$A_V = \frac{N - B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.P.C		$L_t = L - L_c$	$N_t = \frac{\sigma_t \times L_t}{2} \times E_P$ Nt = surface du triangle x épaisseur du voile	$A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}$

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile

L_t : La longueur de la zone tendue

σ_s : Contrainte de l'acier

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$

- en situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égal à 15 cm.

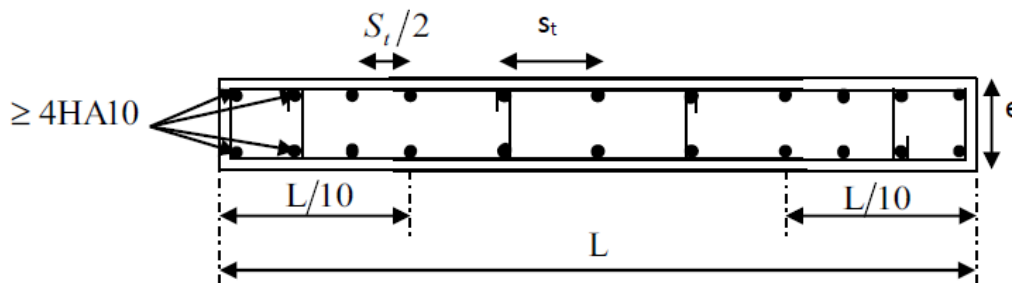


Figure V.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

B) Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . (Art 7.7.4.2/RPA 99 modifié 2003)

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_H > 0.15\% B \Rightarrow$ Globalement dans la section du voile.

$A_H > 0.10\% B \Rightarrow$ en zone courante (RPA 99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3))

❖ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

B : Section du béton

Av: Section d'armature verticale.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

Armatures minimales

a) Compression simple BAEL91 modifié 99 (Art A.8.1; 21)

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée Perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0.2\% \leq A_{min}/B \leq 0.5\%$

B : section du béton

b) Traction simple BAEL91 modifié 99 (art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (RPA 99 modifié 2003(Art.7.7.4.1))

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

C) Flexion composé :

➤ **Selon BAEL: (Art A4.2.1BAEL 91/99)**

Les armatures minimums:

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

Avec: $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

- Avec: $\left\{ \begin{array}{l} A_{min} : \text{Section minimale d'aciers tendus} \\ f_{t28} : \text{Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours} \\ f_e : \text{Contrainte limite élastique des aciers} \\ e_s : \text{Excentricité de l'effort normal à l'ELS} \\ d : \text{Hauteur utile} \\ b : \text{Largeur de la section de béton} \end{array} \right.$

D) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m²), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

E) 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 :

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

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

F) Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

G) Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 \emptyset : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 \emptyset : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

H) Diamètre maximal

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal au à $[1/10]$ de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1e = 0.1 \times 200 = \mathbf{20mm.}$$

I) Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30cm\}$$

Avec : $e=20cm$: épaisseur du voile.

$$St \leq 1.5e \implies St \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$St \leq \min \{30; 30\text{cm}\} \implies St \leq 30\text{cm}$$

V.3.7 Les vérifications

A) Vérification à l'ELU

Vérification de la contrainte limite de cisaillement

- D'après BAEL91 modifiées 99 (Art A.5.1.21)

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

- D'après RPA99 modifiées 2003 (Art A.7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute

B) Vérification à l'ELS

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué

B : Section du béton

A : section des armatures adoptées (verticales)

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible

VI.Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinales $VL_2 = 1,5\text{m}$ sur la zone 3

a - Caractéristiques géométriques:

L(m)	E_p (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1,5	0,2	0,3	0,056

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 282,48 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -576,48 \text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé (SPC)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \Rightarrow L_c = \frac{282,48}{282,48 + 576,48} \times 1,5 \Rightarrow L_t = 0,49 \text{m}$$

$$L_c = L - L_t = 1,01 \text{m}$$

- **Calcul de la longueur (d) :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c \right) = \mathbf{0,66 \text{ m}}$$

- **Nombre de bandes :**

$$n = \frac{L_t}{d}, d \text{ choisi} = 0,49$$

$$\text{donc } n = 1$$

- a- **Calcul des armatures verticales**

$$N_t = \frac{\sigma_T \times L_T}{2} \times ep \Rightarrow N_t = \frac{282,48 \times 0,49}{2} \times 0,20 = 13,84 \text{ KN}$$

$$A_{sv} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{13,84}{34,8} = \mathbf{0,40 \text{ cm}^2}$$

- b- **Les armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 16,34}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{0,57 \text{ cm}^2}$$

- a. **Calcul des armatures minimales**

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max \left(\frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}; 0,2\%B \right) \\ &= \max \left(\frac{2,1 \times 0,2 \times 0,49}{400} \times 10^4; 0,002 \times 0,49 \times 0,2 \times 10^4 \right) \\ A_{\min} &\geq \max(5,25; 2) \end{aligned}$$

$$A_{\min/\text{nappe/ml}} = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}$$

Calcul des sections totales

$$A_{\text{total/LT}} = A_{Vs} + A_{vjLT} = \mathbf{1,31 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{total/nappe/LT}} = 1,31/2 = \mathbf{0,655 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{total/LT/nappe}} = 0,619 \text{ cm}^2 \longrightarrow L_t = 0,49 \text{m}$$

$$A_{\text{total/nappe/ml}} \longrightarrow 1 \text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{\text{total/nappe/ml}} = (0,619 \times 1 \text{ml}) / 0,49 = \mathbf{1,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sv} = \max(A_{\text{total/nappe/ml}} ; A_{\text{min/nappe/ml}}) = 5,25 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage adoptée : $A_{svadp} = 5HA12(5,65) \text{ cm}^2$

b. Calcul des armatures horizontales

D'après RPA 99 version 2003 : $A_H \geq 0.1\%B = 0.001 \times 0,3 = 3 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 3 \text{ cm}^2$

Soit : $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$St \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$

$$S_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{97,99 \times 10^3}{0,3 \times 10^6 + 15 \times 5,65 \times 10^2} = 0,31 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0,31 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement**

D'après (RPA99modifiées 2003, article A.7.7.2)

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 16,34}{200 \times 0.9 \times 1,5} = 0,084 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 0,084 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'après (BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,34}{200 \times 0.9 \times 2} = 0,045 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0,045MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	
	I (m ⁴)	0,013	0,013	0,013	
Sollicitation de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	-2062,675	-465,465	110,495	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2726,125	-741,135	-418,195	
	Nature de la section	SEC	SEC	SPC	
	V (kN)	27,35	11,51	20,87	
	Lc(m)	2	2	1,58	
	N _S (KN)	703,97	233,68	108,47	
	Lt(m)	0	0	0,4179	
	Nt	0	0	17,48	
	A _{sv} (cm ²)	0	0	0,502	
	A _{vj} (cm ²)	1,052	0,443	0,803	
	A _{vjLT} (cm ²)	0	0	0,635	
	A _{total/nappe/ml} (cm ²)	0	0	0,568	
	A _{min/nappe/ml} (cm ²)	5,25	5,25	5,25	
	Choix des barres /nappe/ ml	5HA12	5HA12	5HA12	
	A _{sv} adopté (cm ²)	5,65	5,65	5,65	
	S _t (cm)	12	12	12	
	Ferrailage des armatures horizontales	A _H	4	4	4
Choix des barres		6HA10	6HA10	6HA10	
A _H adoptée (cm ²)		4,71	4,71	4,71	
S _t (cm)		15	15	15	
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$ (MPa)	τ_b (MPa)	0,984	0,044	0,081
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	τ_u (MPa)	0,0759	0,031	0,058
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	σ_b (MPa)	0,106	0,57	0,26
Observation		CV	CV	CV	

Tableau V.3.6. Ferrailage des voiles longitudinales V_{L1}

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	
	e (m)	0.2	0,2	0,2	
	B (m)	0,3	0,3	0,3	
	I (m⁴)	0,056	0,056	0,056	
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m²]	-420,166	50,493	-88,52	
	σ_{min} [KN/m²]	-1417,633	-1095,826	-799,746	
	Nature de la section	SEC	SPC	SEC	
	V (kN)	21,92	23,25	18,26	
	Lc(m)	1,5	1,43	1,5	
	Ns (kN)	528,92	185,90	97,99	
	Lt(m)	0	0,066	0	
	Nt	0	7,2403	0	
	Asv (cm²)	0	0,208	0	
	A_{vj} (cm²)	0,84	0,895	0,70	
	A_{vjLT} (cm²)	0	0,8556	0	
	A_{total/nappe/ml} (cm²)	0	0,3709	0	
	A_{min/nappe/ml} (cm²)	5,25	5,25	5,25	
	Choix des barres /nappe/ ml	5HA12	5HA12	5HA12	
	A_{sv} adopté (cm²)	5,65	5,65	5,65	
	S_t (cm)	10	10	10	
	Ferraillage des armatures horizontales	A_H	3	3	3
		Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10
		A_H adoptée (cm²)	3,14	3,14	3,14
		S_t (cm)	15	15	15
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$(MPa)	τ_b(MPa)	0,114	0,120	0,094
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	τ_u(MPa)	0,81	0,086	0,067
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	σ_b(MPa)	1,71	0,60	0,317
Observation		CV	CV	CV	

Tableau V.3.7. Ferraillage des voiles longitudinales V_{L2}

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0.2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	
	I (m⁴)	0,013	0.013	0,013	
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m²]	-267,3325	35,565	562,595	
	σ_{min} [KN/m²]	-1589,867	-1224,765	-1049,845	
	Nature de la section	SEC	SPC	SPC	
	V (kN)	51,06	51,54	59,74	
	Lc(m)	2	1,94	1,302	
	N_S (KN)	783,46	261,03	123,89	
	Lt(m)	0	0,05	0,69	
	Nt	0	6,91	73,26	
	Asv (cm²)	0	0,198	2,105	
	A_{vj} (cm²)	1,96	1,984	2,299	
	A_{vjLT} (cm²)	0	1,928	1,497	
	A_{total/nappe/ml} (cm²)	0	0,547	1,383	
	A_{min/nappe/ml} (cm²)	5,25	5,25	5,25	
	Choix des barres /nappe/ ml	5HA12	5HA12	5HA12	
	A_{sv} adopté (cm²)	5,65	5,65	5,65	
	S_t (cm)	10	10	10	
	Ferrailage des armatures horizontales	A_H	4	4	4
Choix des barres		6HA10	6HA10	6HA10	
A_H adoptée (cm²)		4,71	4,71	4,71	
S_t (cm)		15	15	15	
	$\bar{\tau}_b=5$(MPa)	τb(MPa)	0,198	0,200	0,223
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	τu(MPa)	0,142	0,143	0,165
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	σb(MPa)	1,918	0,846	0,303
Observation		CV	CV	CV	

Tableau V.3.8. Ferrailage des voiles transversales V_{T1}

	Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,5	1,5	1,5
	e (m)		0.2	0,2	0,2
	B (m)		0,3	0,3	0,3
	I (m⁴)		0,056	0,056	0,056
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m²]		-2077,48	-333,726	303,206
	σ_{min} [KN/m²]		-2313,586	-1242,073	-877,54
	Nature de la section		SEC	SEC	SPC
	V (kN)		15,48	25,07	26,88
	Lc(m)		1,5	1,5	1,14
	Ns (kN)		484,23	173,80	86,18
	Lt(m)		0	0	0,385
	Nt		0	0	33,80
	Asv (cm²)		0	0	0,971
	Avj (cm²)		0,595	0,965	1,034
	AvjLT (cm²)		0	0	0,769
	Atotal/nappe/ml (cm²)		0	0	0,870
	Amin/nappe/ml (cm²)		5,25	5,25	5,25
	Choix des barres /nappe/ ml		5HA12	5HA12	5HA12
	Asv adopté (cm²)		5,65	5,65	5,65
	St (cm)		10	10	10
Ferrailage des armatures horizontales	AH		3	3	3
	Choix des barres		4HA10	4HA10	4HA10
	AH adoptée (cm²)		3,14	3,14	3,14
	St (cm)		25	25	25
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$(MPa)	τb(MPa)	0,080	0,129	0,139
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	τu(MPa)	0,057	0,092	0,099
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	σb(MPa)	1,57	0,579	0,279
Observation			CV	CV	CV

Tableau V.3.9 Ferrailage des voiles transversales V_{T2}

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les armatures nécessaires des éléments structuraux, qui peuvent assurer la stabilité et la résistance de notre ouvrage.

CHAPITRE

VII

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol (σ_{sol}).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

1.35G + 1.5Q (ELU). **BAEL91/révisé99**.

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 version 2003)]}$$

VII.2. Etude géotechnique du sol

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

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ [bars]} = 0.2 \text{ [MPa]}$

VII.3. Choix du type de fondations

VII.3.1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$A \times B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec: $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{45} = 1 = k$ donc : $A = B$

Alor : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$ avec: $N_{ser} = 1148.52 \text{ [KN]}$.

Avec : **Donc** : $A = B \geq \sqrt{\frac{1148.52}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2.39 \text{ [m]}$

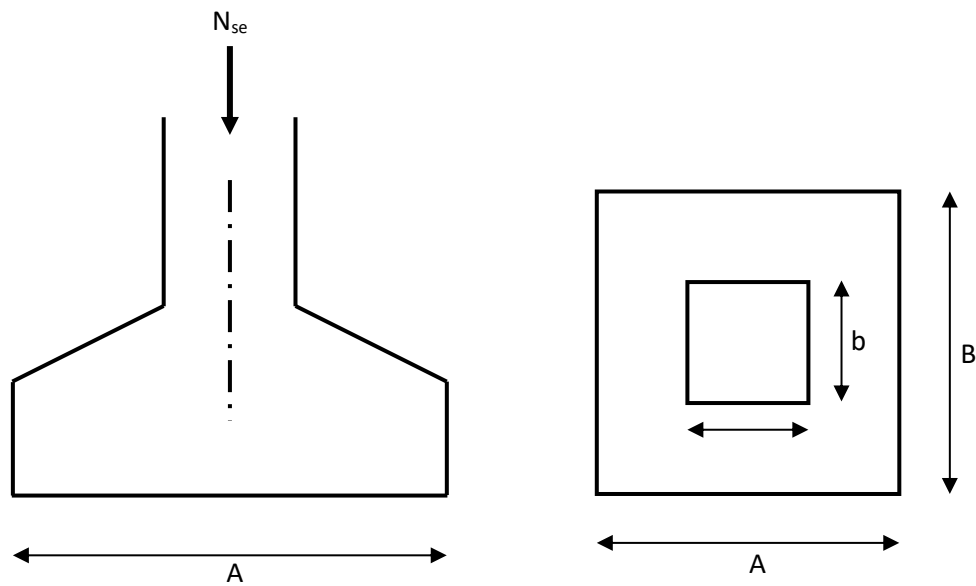


Fig VII.1 : Schéma d'une semelle isolée

Conclusion

La distance minimale entre axes des poteaux est de 2 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question.

VII.3.2. Semelles filantes

1) Semelles filante sous voiles

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G + Q}{B \times L} \Leftrightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible de sol. ($\sigma_{\text{sol}} = 0.2$ [MPa]).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous

- Sens longitudinale (X-X)

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voile	N _{ser} [KN]	L [m]	B [m]	B _{adopt} [m]	S = b×l [m ²]
VL1/01	544,76	2	1,36	1,4	2,8
VL1/04	543,55	2	1,358	1,4	2,8
VL1/07	703,97	2	1,75	1,8	3,6
VL1/10	689,57	2	1,73	1,8	3,6
VL2/01	528,92	1,5	1,76	1,8	2,7
VL2/04	440,38	1,5	1,46	1,5	2,25
La somme					17,75

- Sens transversal (Y-Y)

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (Sens transversal)

Voile	N _{ser} [KN]	L [m]	B [m]	B _{adopt} [m]	S = b×l [m ²]
VT1/01	619,8	2	1,54	1,6	3,2
VT1/04	779,93	2	1,94	2	4
VT1/07	619,27	2	1,54	1,6	3,2
VT1/10	783,46	2	1,96	2	4
VT2/01	484,23	1,5	1,61	1,65	2,47
La somme					16,87

{ Sens longitudinal : S = 17,75[m²]
 { Sens transversal : S = 16,87[m²] ⇒ S_t = 34,62 [m²].

2) Semelles filantes sous poteaux

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

❖ **Etape de calcul**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (3-3) (fil de poteaux le plus sollicité).

Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$.

Détermination des coordonnées de la structure.

$$R: e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec : $\begin{cases} e: \text{excentricité de la structure.} \\ e_i: \text{excentricité de chaque éléments.} \end{cases}$

Détermination de la distribution de charge par ml de semelle

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Détermination de largeur B de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Tableau VII.3 : dimensionnement de la semelle filante sous poteaux (portique 2)

Poteau	N_i [KN]	N_{totale} [KN]	Moments [KN.m]	e_i [m]	$N_i e_i =$ [KN.m]
C6	1079,31	4704,65	3,07	-8,2	-8850,342
C14	1118,28		-3,889	-4,2	-4696,776
C24	1148,52		1,066	0,4	459,408
C25	1012,22		-1,018	4,5	4554,99
C26	346,32		5,719	8,2	2839,824
La somme			4,948		-5692.896

❖ **Résultante**

$$R = \sum N_i = 4704,65 \text{ [KN]}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-5692.896 + (4.948)}{4704.65} \right| = -1.211$$

Donc l'excentricité $e = -1.211$ [m]

Distribution par [ml] de la semelle

$e = -1.211[m] < \frac{L}{6} = \frac{16,4}{6} = 2,73 [m] \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{4704,65}{16,4} \left(1 + \frac{6 \times 1.211}{16,4} \right) = 413,965 [KN/m]$$

$$q_{\min} = \frac{4704,65}{16,4} \left(1 - \frac{6 \times 1.211}{16,4} \right) = 159,772 [KN/m]$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{4704,65}{16,4} \left(1 + \frac{3 \times 1.211}{16,4} \right) = 350,417 [KN/m]$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{350,417}{200} = 1,75[m] \Rightarrow \mathbf{B = 1,80 [m]}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 1,80 \times 16,4 = 29,52 [m^2]$.

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est

$$S_p = 1,80 \times 16,4 \times 8 = 236,16 m^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 34,62 m^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_s = S_p + S_v = 270,78 m^2$

La surface totale de bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 462,825 m^2$

Remarque :

La surface totale des semelles représente 58,5% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adoptera un radier général.

VII.4. ETUDE DE RADIER GENERAL

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 diminué de son poids propre :

- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.
- Facilité de coffrage et de ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

VII.4.1. Pré-dimensionnement d'un radier**1. La hauteur du radier****Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 [cm] ($h > 25 [cm]$)

Selon les conditions forfaitaires

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{460}{8} \leq h \leq \frac{460}{5} \Rightarrow 57.5[\text{cm}] \leq h \leq 92[\text{cm}]$$

On prend : $h = 90 \text{ cm}$.

. **Sous poteau** : la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40 \text{ cm}$.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 60 \text{ cm}$.

Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec, L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}.$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \left(\frac{3 \times 40}{10819}\right)} = 0.93 \text{ m}$$

Soit : $h_n = 100 \text{ cm}$.

Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend $b_n = 55 \text{ cm}$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{460}{50} = 9.2 \text{ cm} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{460}{40} = 11.5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de $h_{\text{dalle flottante}} = 10 \text{ cm}$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- ✓ Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h = 100 \text{ cm}$.
- ✓ Largeur de la nervure : $b = 55 \text{ cm}$.
- ✓ Hauteur de la dalle : $h = 40 \text{ cm}$.
- ✓ Hauteur de la dalle flottante de $h_{\text{dalle flottante}} = 10 \text{ cm}$

2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

a) Détermination des efforts à la base :

Charge permanente $G_t = 36297,52 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q_t = 3897,74 \text{ KN}$

Combinaison d'actions

- A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 54848,262 \text{ KN}$
- A l'ELS : $N_s = G + Q = 40195,26 \text{ KN}$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{54848,262}{266} = 206,196 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{40195,26}{200} = 200,976 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 429,245 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} > \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS})$$

$$S_{rad} = 206,196 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (D'après les règles BAEL99).

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(50; 30\text{cm})$$

- On ajoute au radier un débord de **50 cm** dans les quatre sens.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{debord}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + (L_{debord}(L_x + L_y) \times 2) = 429,245 + (0.5 \times (24,75 + 18,7) \times 2) = 472,695 \text{ m}^2$$

VII.4.2 Détermination des efforts à la base du radier :

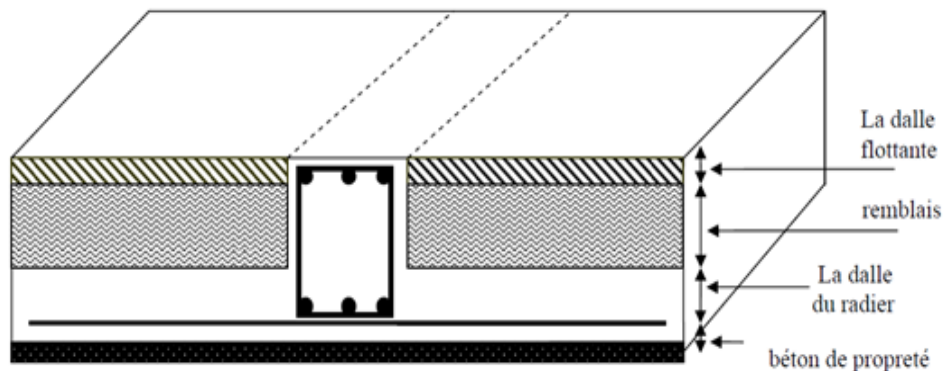


Figure VII.2 : coupe verticale du radier.

- **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 472,695 \times 0,4 \times 25 = \mathbf{4726,95KN}$$

- **Poids de la nervure :**

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$P_n = (0,55(1,0 - 0,4)) \times (24,75 \times 5 + 10,15 + 16,4 \times 4 + 18,7 \times 4) \times 25$$

$$P_{ner} = 2262.975 \text{ KN}$$

- **Poids du TVO :**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = \frac{p_{ner}}{\rho \times b_{ner}} = \frac{2262,975}{25 \times 0.4} = 226,297 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P_{T.V.O} = (472,695 - 226,297) \times (1 - 0,40) \times 25 = 3695,97 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho$$

$$P_{df} = (472,695 - 226,297) \times 0.1 \times 25 = 615,995 \text{ KN.}$$

$$P_{radier} = \sum p = P_{dalle} + P_{ner} + P_{T.V.O} + P_{df} = 11301,89 \text{ KN}$$

- **Charge Exploitation**

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 3897.74 \text{ [KN]}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 3.5 \times S_{rad} = 3.5 \times 472,695 = 1654,432 \text{ KN}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 11301,89 + 36297,52$$

$$G_{tot} = 47599,41 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 3897,74 + 1654,432$$

$$Q_{tot} = 5552,172 \text{ KN}$$

- **Combinations des charge**

$$\text{A L'ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 47599,41) + (1.5 \times 5552,172) = 72587,461 \text{ KN.}$$

$$\text{A L'ELS: } N_s = G + Q = (47599,41) + (5552,172) = 53151,582 \text{ KN.}$$

VII.4.3. Vérifications

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

Avec :

$$b=100[\text{cm}] \quad ; \quad d = 0,9h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ [cm]}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{54848,26 \times 1}{506,275} \times \frac{4,6}{2} = 249,174 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{249,174}{1 \times 1000 \times 0,36} = 0,69 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [KN]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,375 \text{ [m]}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,35 \text{ [m]}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

3. Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 13487,11 \text{ [m}^4\text{]} .$$

$$I_{YY} = 23625,77 \text{ [m}^4\text{]} .$$

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel ETABS).

T_0 :Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel ETABS).

h :Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

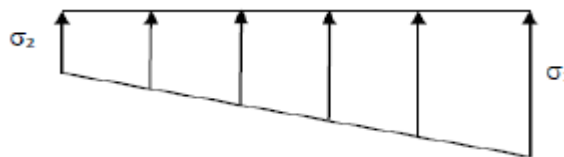


Figure VII.2 Diagramme des contraintes du sol.

Avec : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

- A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

- A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$N_u = 72587,461 \text{ KN}$, $N_s = 53151,582 \text{ KN}$

Sens longitudinal :

ELU :

$$M = 30001,019 + (2351,74 \times 1) = 32352,759 \text{ [KN.m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{72587,461}{472,695} + \frac{32352,759 \times 12,375}{23625,77}$$

$$\sigma_1 = 170,507 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{72587,61}{472,695} - \frac{32352,759 \times 12,375}{23625,77}$$

$$\sigma_2 = 136,61 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(170,507) + 136,61}{4} = 162,032 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 162,032 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ [KN/m}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{53151,582}{472,695} + \frac{32352,759 \times 12,375}{23625,77}$$

$$\sigma_1 = 129,389 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{53151,582}{472,695} - \frac{32352,759 \times 12,375}{23625,77}$$

$$\sigma_2 = 95,497 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(129,389) + 95,497}{4} = 120,916 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 120,916 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 200 \text{ [KN/m}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal :****ELU :**

$$M = 31283,018 + (2446,52 \times 1) = 33729,538 \text{ [KN.m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{72587,461}{472,695} + \frac{33729,538 \times 9,35}{13487,11}$$

$$\sigma_1 = 176,944 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{72587,461}{472,695} - \frac{33729,538 \times 9,35}{13487,11}$$

$$\sigma_2 = 130,177 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = \frac{3(176,944) + 130,177}{4} = 165,252 [\text{KN/m}^2]$$

$\sigma_m = 165,252 [\text{KN/m}^2] \leq 266 [\text{KN/m}^2] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{53151,582}{472,695} + \frac{33729,538 \times 9,35}{13487,11}$$

$$\sigma_1 = 135,826 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{53151,582}{472,695} - \frac{33729,538 \times 9,35}{13487,11}$$

$$\sigma_2 = 89,060 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = \frac{3(135,826) + 89,060}{4} = 124,134 [\text{KN/m}^2]$$

$\sigma_m = 124,134 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \leq 200 [\text{KN/m}^2] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

4. Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL) :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau
- μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- a : Epaisseur du voile ou du poteau.
- b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)
- **Vérification pour les poteaux :**

$N_u = 1148,52$ [KN] (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) \times 2 = 5,8 \text{ [m]}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350 \text{ [KN]}$$

$N_u = 1148,52$ [KN] < 4350 [KN] \longrightarrow **Condition vérifiée.**

- **vérification pour les voiles :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + (2 \times 1)) \times 2 = 6,4 \text{ [m]}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ [KN]}$$

$N_u = 1066,68$ [KN] < 4800 [KN] \longrightarrow **Condition vérifiée.**

Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la dalle travaille dans une seule direction.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ Et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ (la dalle travaille dans les deux direction) les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,8 \text{ [m]}$$

$$L_y = 4,6 \text{ [m]}$$

$$\rho = \frac{3,8}{4,6} = 0,82 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{array} \right.$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

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

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 165,252 - \frac{11301,89}{472,695} = 141,342 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 124,134 - \frac{11301,89}{472,695} = 100,224 [\text{KN/m}^2]$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0542 \times 141,342 \times 3,8^2 = 110,621 [\text{KN.m}]$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,631 \times 110,621 = 69,801 [\text{KN.m}]$$

- sens XX :

- ❖ Moment en travées :

$$M_{\text{utx}} = 0,85 \times 110,621 = 94,027 [\text{KN.m}]$$

- ❖ Moment aux appuis :

$$M_{\text{uax}} = 0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 110,621 = -55,310 [\text{KN.m}]$$

➤ **Ferraillage :**

- ❖ en travée :

$$\mu_u = \frac{M_{\text{utx}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{94,027}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,048 \longrightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{\text{tx}} = \frac{M_{\text{tx}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{94,027 \times 10^2}{0,975 \times 37 \times 34,8} = 7,48 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

On adopte : **6HA14 = 9,23 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- ❖ aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{\text{uax}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55,310}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{\text{ax}} = \frac{M_{\text{ax}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{55,310 \times 10^2}{0,986 \times 37 \times 34,8} = 4,35 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- sens YY :

- Moment en travées :

$$M_{\text{uty}} = 0,85 \times 69,801 = 59,330 [\text{KN.m}]$$

- **Moment aux appuis :**

$$M_{uay} = -0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 69,801 = 34,900[\text{KN.m}]$$

➤ **Ferraillage :**

- **en travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59,330}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,030 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59,330 \times 10^2}{0,985 \times 37 \times 34,8} = 4,70 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- **aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,900}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,017 \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,900 \times 10^2}{0,991 \times 37 \times 34,8} = 2,73 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.4 Ferraillage du radier

sens	Zone	M [KN.m]	μ	Obs	β	A_u [cm ²]	Ferraillage	A_u adoptée	s _t [cm]
l_x	Travée	94,027	0,048	SSA	0,975	7,48	6HA14	9,23	15
	Appuis	55,310	0,028	SSA	0,983	4,35	6HA12	6,78	15
l_y	Travée	59,330	0,030	SSA	0,979	4,70	6HA12	6,78	15
	Appuis	34,900	0,017	SSA	0,986	2,73	6HA10	4,71	15

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

- ❖ **Sens l_x :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,82}{2} = 3,48 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{uax} = 9,23 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 3,48 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{utx} = 6,78 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 3,48 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

❖ **Sens l_y :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \longrightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{uty} = 6,78 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 3,2 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{uay} = 4,71 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 3,2 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

❖ **Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL99)**

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

- **Armatures parallèles à L_x :**

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{120; 33 \text{ [cm]}\}$$

$$15 \text{ [cm]} \leq 33 \text{ [cm]}$$

- **Armatures parallèles à L_y :**

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{160; 45 \text{ [cm]}\}$$

$$15 \text{ [cm]} \leq 45 \text{ [cm]}$$

VII.5. Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{3,8}{4,6} = 0,82 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,737 \end{array} \right.$$

$$q_s = 100,224 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0610 \times 100,224 \times 3,8^2 = 88,28 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,737 \times 88,28 = 65,06 \text{ [KN.m]}$$

❖ **Moment en travées :**

• **sens X-X :**

$$M_{stx} = 0,85 \times 88,28 = 75,038[\text{KN. m}]$$

• **sens Y-Y :**

$$M_{sty} = 0,85 \times 65,06 = 55,301[\text{KN. m}]$$

❖ **Moment aux appuis :**

• **sens X-X :**

$$M_{sax} = -0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 65,21 = 32,605[\text{KN. m}]$$

• **sens Y-Y :**

$$M_{say} = -0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 48,795 = 24,3975[\text{KN. m}]$$

❖ **vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 [\text{MPa}]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

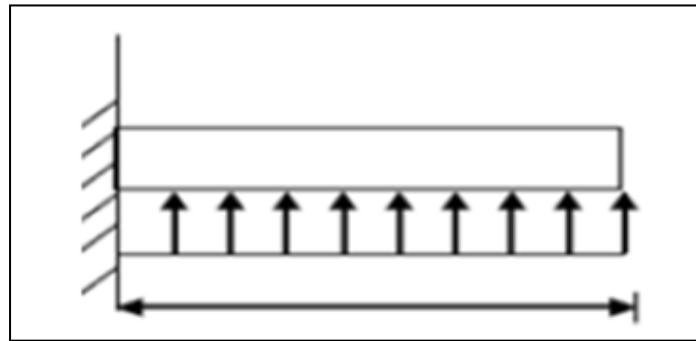
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
l _x	Appuis	32,605	6,78	0,180	0,931	57,46	236,78	4,12	15	CV
	Travée	75,038	9,23	0,245	0,921	48,29	238,57	4,94		CV
l _y	Appuis	24,3975	4,71	0,125	0,941	69,75	148,77	2,13		CV
	Travée	55,301	6,78	0,180	0,931	57,46	236,78	4,12		CV

Tableau VII.5. Vérification des contraintes dans le béton

VII.6. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour un barde de 1 mètre de longueur.



50 cm

Figure VII.3 Schéma statique du débord.

VII.6.1. Sollicitation de calcul :

- A L'ELU : $q_u = 141,342 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{141,342 \times 0,50^2}{2} = 17,66 \text{ [KN.m]}$$

- A L'ELS : $q_s = 100,224 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{100,224 \times 0,50^2}{2} = 12,52 \text{ [KN.m]}$$

VII.6.2 .Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ [m]}$; $d = 37 \text{ [cm]}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]}$; $\sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,66}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,009 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,66 \times 10^2}{0,995 \times 37 \times 34,8} = 1,38 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : $\frac{6HA10}{ml} = 4,71 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$ avec un espacement $s_t = 20 \text{ [cm]}$

VII.6.3. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 [cm^2]$$

$$A_u = [cm^2]5,65 > A_{min} = 4,46 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \longrightarrow \frac{2HA12}{ml} = 2,26 [cm^2/ml]$$

VII.6.4. Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,152 \longrightarrow \beta_1 = 0,936 \longrightarrow K_1 = 63,12$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,52 \times 10^6}{0,936 \times 370 \times 565} = 63,98$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 1,013 [MPa] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII.7. Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

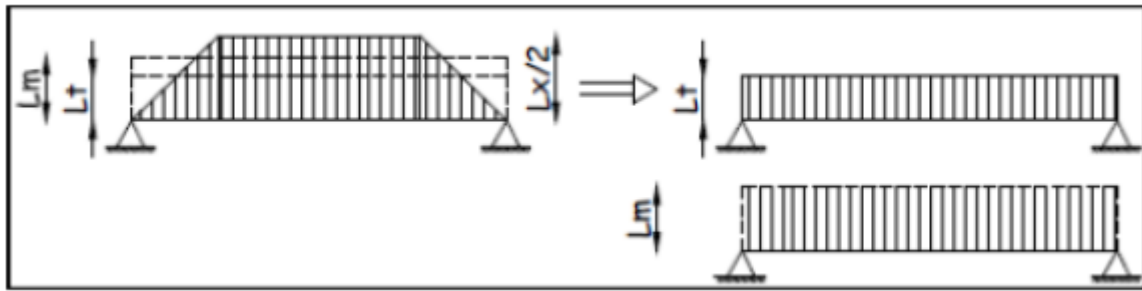


Figure VII.4 Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{4}\right)$

❖ **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

❖ **Pour les efforts tranchants :**

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

VII.7.1. Détermination des charges :

Sens transversal

A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}\right) = \left(165,252 - \frac{11301,89}{472,695} - \frac{2262,975}{226,297}\right) = 131,342 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}\right) = \left(124,134 - \frac{11301,89}{472,695} - \frac{2262,975}{226,297}\right) = 90,224 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

Sens longitudinale

A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nerature}}}{S_{\text{nerature}}} \right) = \left(162,032 - \frac{11301,89}{472,695} - \frac{2262,975}{226,297} \right) = 128,122 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

A L'ELS:

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nerature}}}{S_{\text{nerature}}} \right) = \left(120,916 - \frac{11301,89}{472,695} - \frac{2262,975}{226,297} \right) = 87,006 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

travée	panneau	L _x [m]	L _y [m]	ρ _x	chargement	L _m [m]	L _t [m]	q _u [KN/m ²]	q _s [KN/m ²]	Q _u [KN/m]	Moment fléchissant			Effort tranchant			
											Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	Q _u [KN/m]	Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	Q _s [KN/m]	Q _s [KN/m]
AB	1	3,5	4,6	0,76	Trapezoidal	1,41	1,24	131,342	90,224	185,49	359,51	127,42	246,96	163,32	309,42	112,19	212,55
	2	3,5	4,1	0,85	Trapezoidal	1,32	1,11	131,342	90,224	174,02		119,54		146,10		100,36	
BC	1	3,8	4,6	0,83	Trapezoidal	1,47	1,25	131,342	90,224	192,78	370,88	132,43	254,77	164,40	306,77	112,93	210,73
	2	3,8	4,1	0,93	Trapezoidal	1,36	1,08	131,342	90,224	178,09		122,34		142,37		97,80	
CD	1	3,5	4,6	0,76	Trapezoidal	1,41	1,24	131,342	90,224	185,49	359,51	127,42	246,96	163,32	309,42	112,19	212,55
	2	3,5	4,1	0,85	Trapezoidal	1,32	1,11	131,342	90,224	174,02		119,54		146,10		100,36	
DE	1	3,15	4,6	0,68	Trapezoidal	1,33	1,21	131,342	90,224	174,53	340,69	119,89	234,03	158,36	304,17	108,78	208,95
	2	3,15	4,1	0,77	Trapezoidal	1,27	1,11	131,342	90,224	166,16		114,14		145,81		100,16	
EF	1	3,5	4,6	0,76	Trapezoidal	1,41	1,24	131,342	90,224	185,49	359,51	127,42	246,96	163,32	309,42	112,19	212,55
	2	3,5	4,1	0,85	Trapezoidal	1,32	1,11	131,342	90,224	174,02		119,54		146,10		100,36	
FG	1	3,8	4,6	0,83	Trapezoidal	1,47	1,25	131,342	90,224	192,78	370,88	132,43	254,77	164,40	306,77	112,93	210,73
	2	3,8	4,1	0,93	Trapezoidal	1,36	1,08	131,342	90,224	178,09		122,34		142,37		97,80	
GH	1	3,5	4,6	0,76	Trapezoidal	1,41	1,24	131,342	90,224	185,49	359,51	127,42	246,96	163,32	309,42	112,19	212,55
	2	3,5	4,1	0,85	Trapezoidal	1,32	1,11	131,342	90,224	174,02		119,54		146,10		100,36	

Tableau VII.6 Simplification des différentes charges appliquées sur la nervure .Suivant XX

travée	panneau	L _x [m]	L _y [m]	ρ _x	chargement	L _m [m]	L _t [m]	q _u [KN/m ²]	q _s [KN/m ²]	Q _u [KN/m]	Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	Q _s [KN/m]	Q _s [KN/m]	
AB	1	3,5	2,3	0,66	Trapezoidal	1,50	1,37	128,122	87,006	191,94	405,64	130,34	275,47	175,80	374,64	119,38	254,42
	2	3,8	2,3	0,61	Trapezoidal	1,67	1,55	128,122	87,006	213,71		145,12		198,84		135,03	
BC	1	3,5	4	0,88	Trapezoidal	1,30	1,08	128,122	87,006	166,99	167,01	113,40	228,98	138,38	271,96	93,97	184,69
	2	3,8	4	0,95	Trapezoidal	1,33	1,04	128,122	87,006	170,20		115,58		133,58		90,71	
CD	1	3,5	4,6	0,76	Trapezoidal	1,41	1,24	128,122	87,006	180,95	369,00	122,88	250,59	159,31	319,68	108,19	217,09
	2	3,8	4,6	0,83	Trapezoidal	1,47	1,25	128,122	87,006	188,06		127,71		160,37		108,91	
DE	1	3,5	4,1	0,85	Trapezoidal	1,32	1,11	128,122	87,006	169,75	343,48	115,27	233,25	142,52	281,39	96,78	191,09
	2	3,8	4,1	0,93	Trapezoidal	1,36	1,08	128,122	87,006	173,73		117,98		138,88		94,31	
EF	1	3,5	3,7	0,95	Trapezoidal	1,23	0,97	128,122	87,006	157,34	323,84	106,85	219,92	123,90	251,94	84,14	171,09
	2	3,8	3,7	0,97	Trapezoidal	1,30	1,00	128,122	87,006	166,50		113,07		128,04		86,95	

Tableau VII.7 Simplification des différentes charges appliquées sur la nervure. Suivant YY

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

❖ Sens longitudinal :

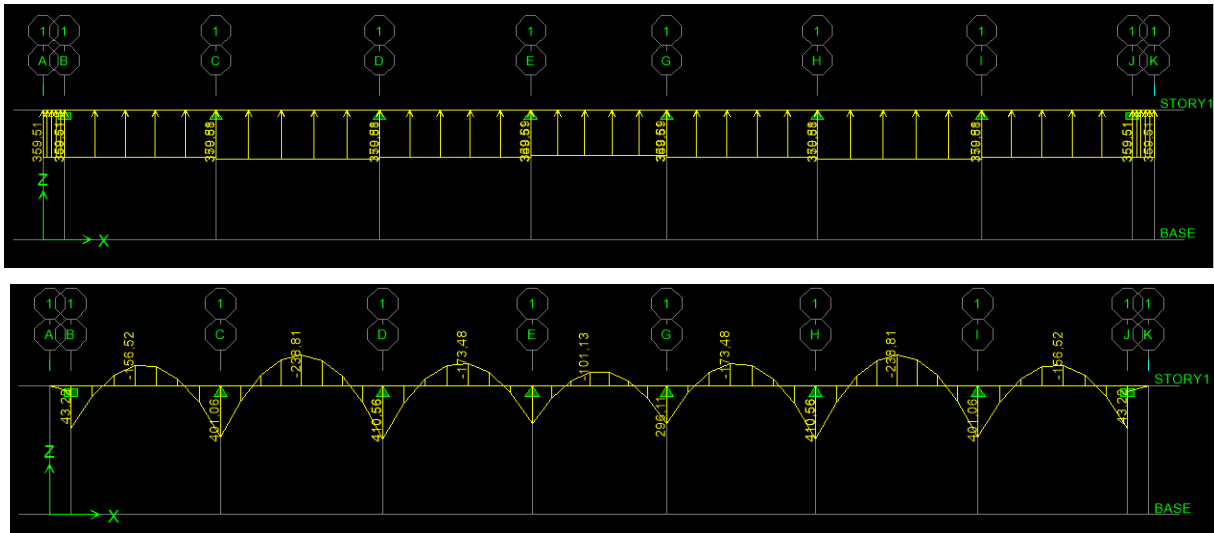


Figure VII.5 : Chargements et diagrammes des moments à L'ELU

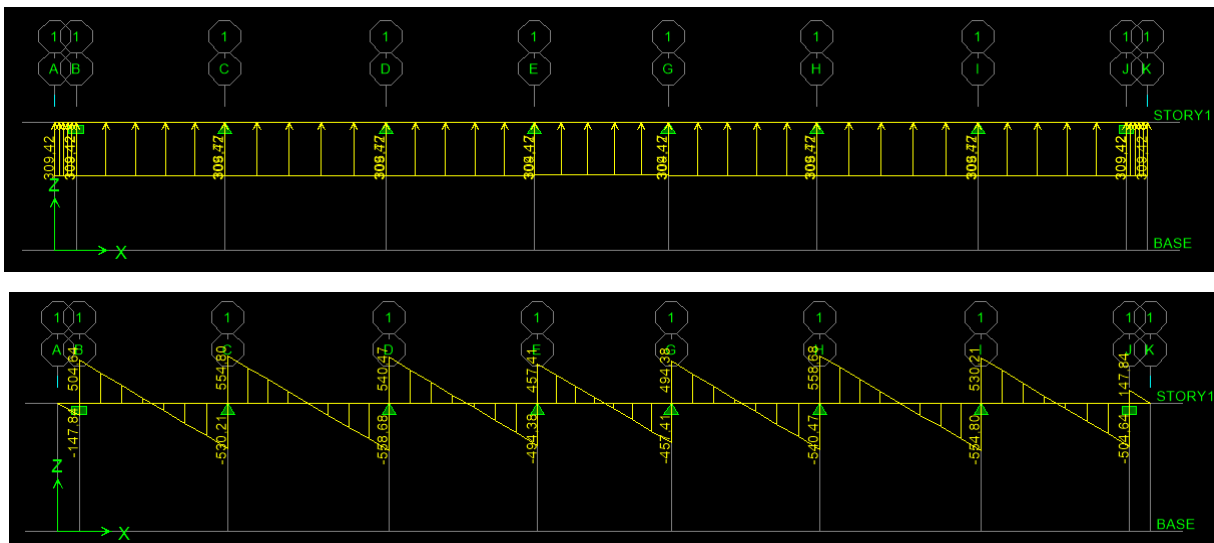


Figure VII.5 : Chargements et diagrammes des efforts tranchant à L'ELU

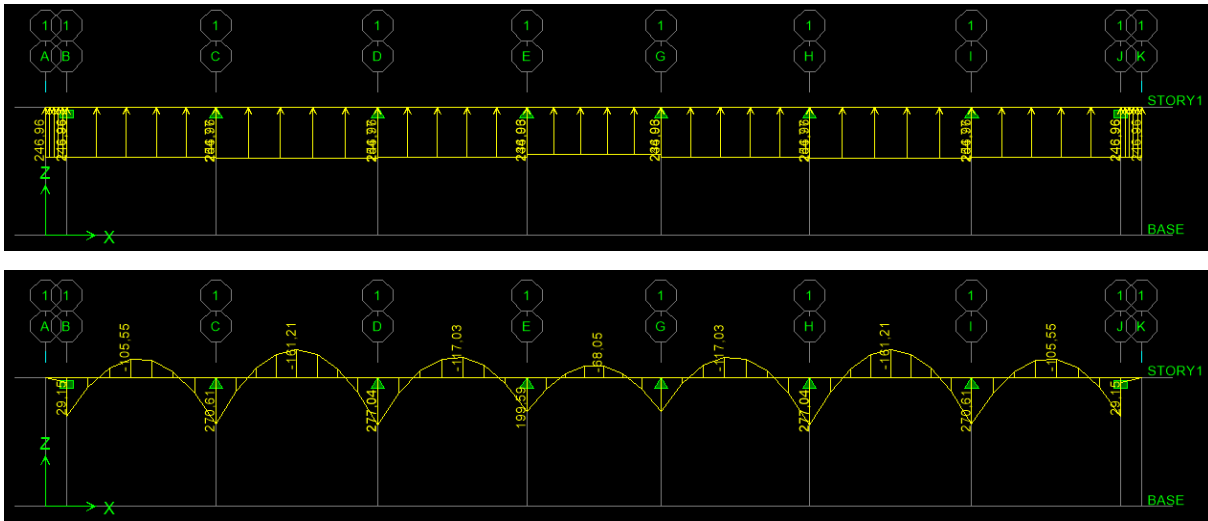


Figure VII.6 : Chargements et diagrammes des moments à L'ELS

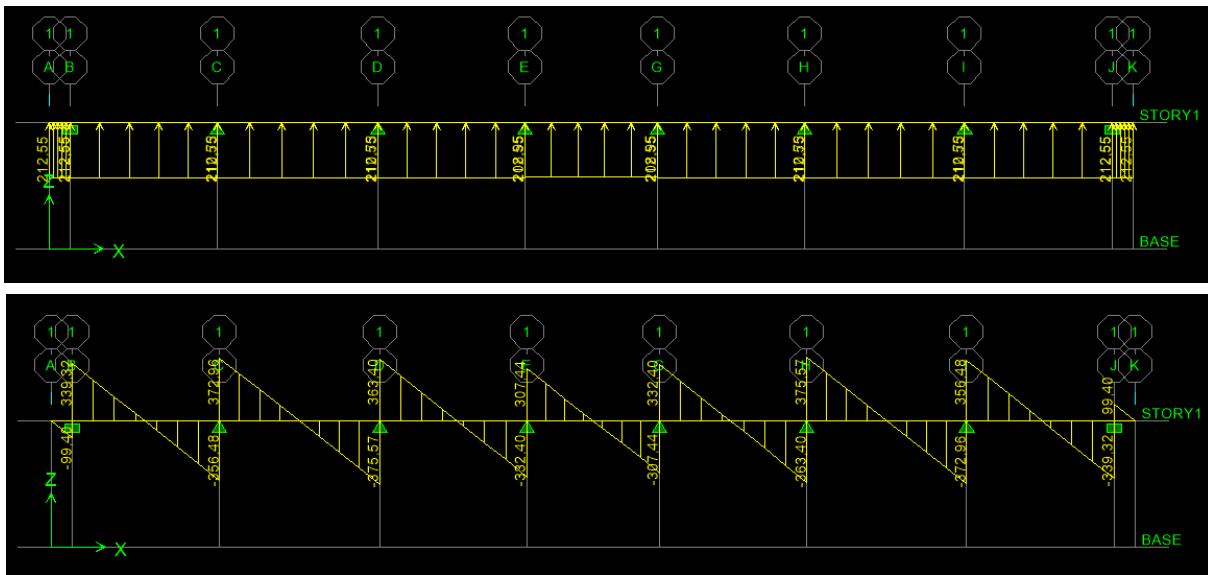


Figure VII.7 : Chargements et diagrammes des efforts tranchant à L'ELS

❖ Sens transversal :

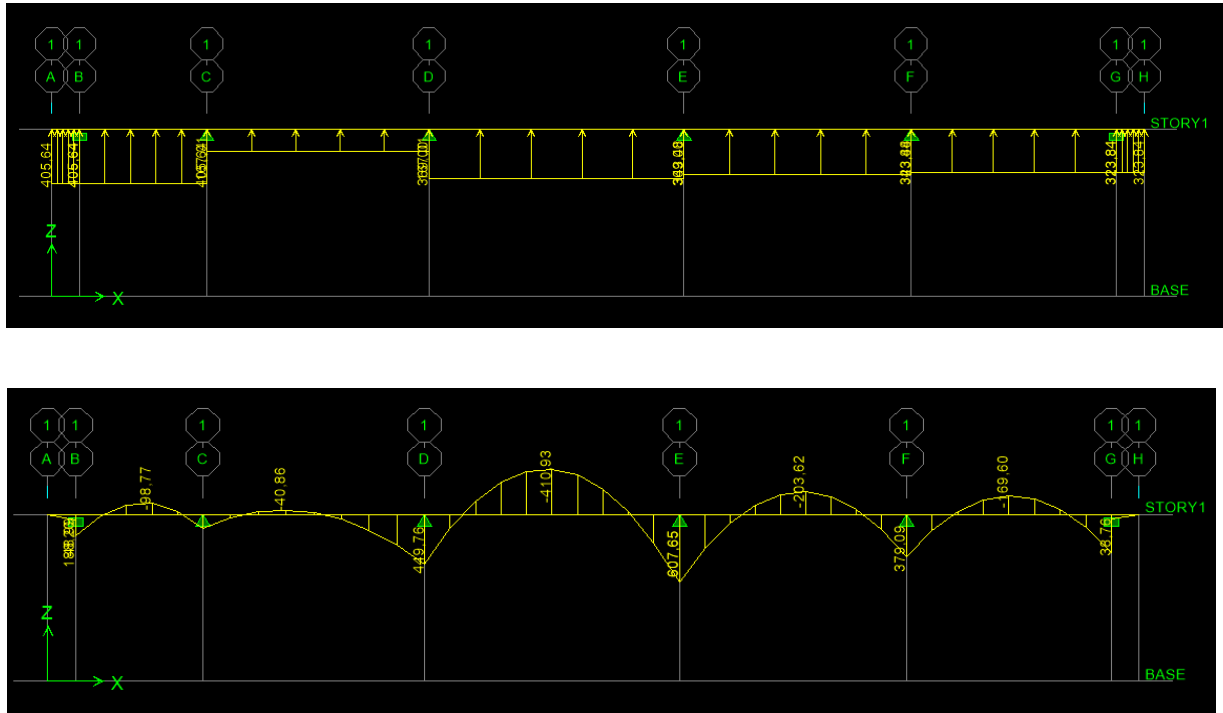


Figure VII.8 : Chargements et diagrammes des moments à L'ELU

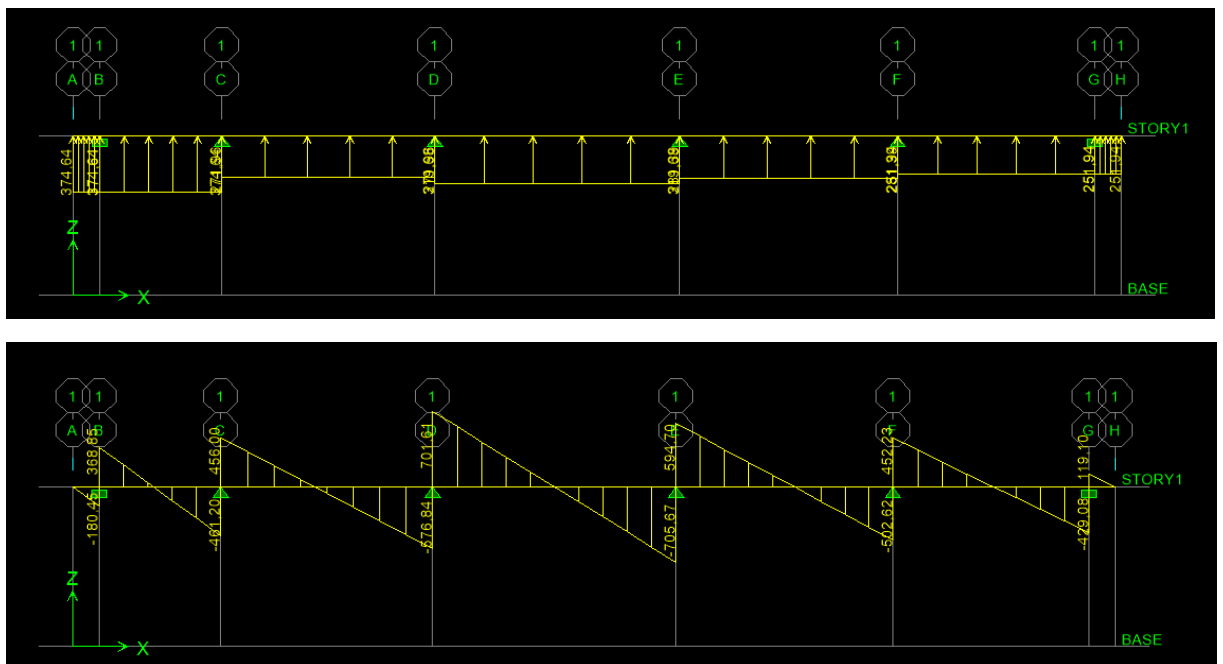


Figure VII.9 : Chargements et diagrammes des efforts tranchants à L'ELU

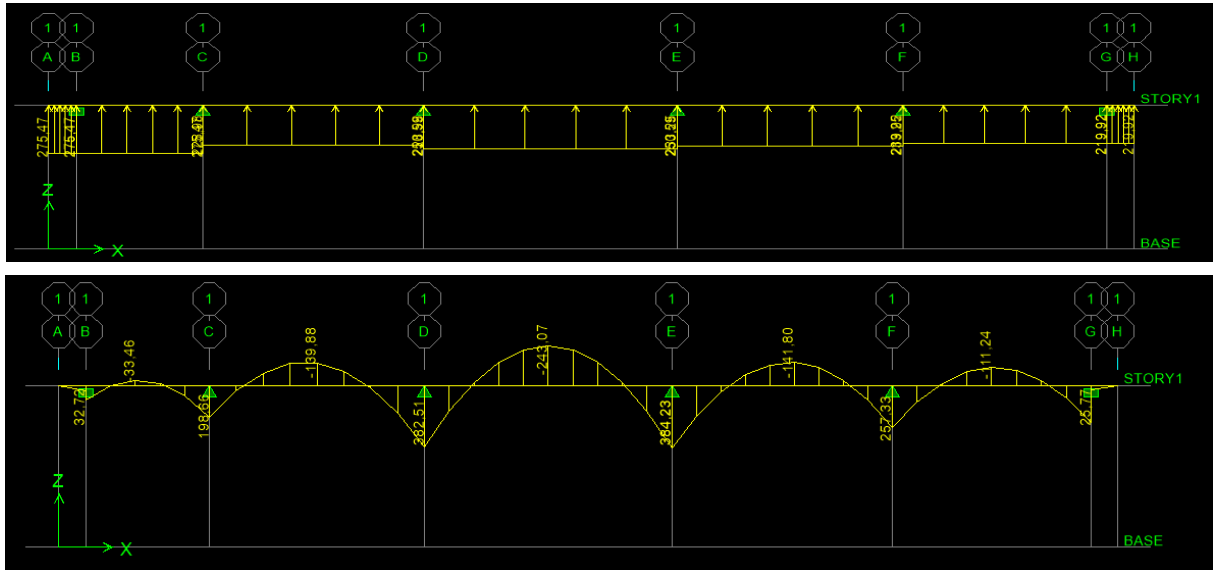


Figure VII.10 : Chargements et diagrammes des moments à L'ELS

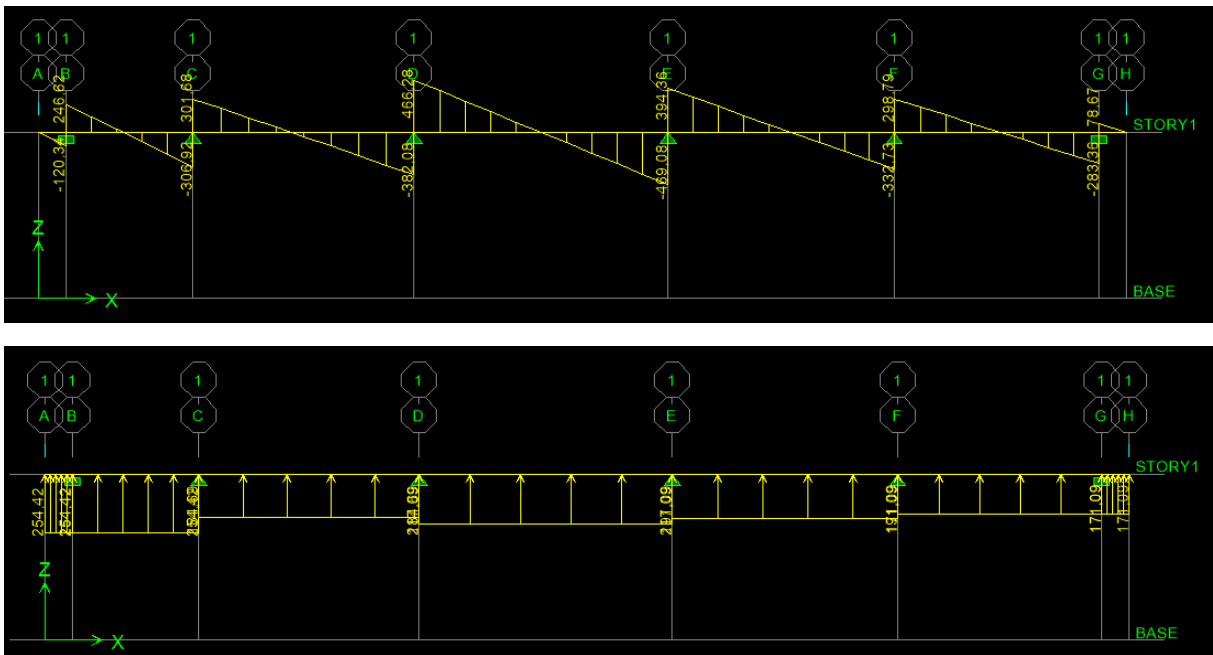


Figure VII.11 : Chargements et diagrammes des efforts tranchant à L'ELS

Sollicitation maximale :• **Sens longitudinal :**

$$M_{t_{\max}} = -238,81 [\text{KN.m}]$$

$$M_{a_{\max}} = 410,62 [\text{KN.m}]$$

$$M_{ts_{\max}} = -161,21 [\text{KN.m}]$$

$$M_{as_{\max}} = 277,04 [\text{KN.m}]$$

$$T_{u_{\max}} = 558,68 [\text{KN}]$$

• **Sens transversal :**

$$M_{t_{\max}} = -410,93 [\text{KN.m}]$$

$$M_{a_{\max}} = 607,65 [\text{KN.m}]$$

$$M_{ts_{\max}} = -243,07 [\text{KN.m}]$$

$$M_{as_{\max}} = 384,23 [\text{KN.m}]$$

$$T_{u_{\max}} = -705,67 [\text{KN}]$$

Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 [\text{cm}], h = 100 [\text{cm}], d = 95 [\text{cm}], f_{bc} = 14,2 [\text{MPa}], \sigma_{st} = 348 [\text{MPa}]$$

❖ **Exemple de calcul :**

$$M_{t_{\max}} = -410,93 [\text{KN.m}] \quad ; \quad M_{a_{\max}} = 607,65 [\text{KN.m}]$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{607,65 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,086 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,086 \longrightarrow \beta = 0,955$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{607,65 \times 10^6}{0,955 \times 950 \times 348 \times 100} = \mathbf{19,24 [\text{cm}^2]}$$

Soit : **4HA16 (filantes)+6HA16 (chapeaux)=20,1 [cm²]**

Tableau VII.8 Ferrailage des nervures à L'ELU

		M [KN.m]	μ	β	A _{cal} [cm ²]	choix	espacement	A _{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appui	410,62	0,058	0,970	12,80	4HA16 (filantes) +4HA14 (chapeaux)	St=15cm	14,19
	Travée	238,81	0,033	0,983	7,34	4HA16	St=15cm	8,04
Sens transversal	Appui	607,65	0,086	0,955	19,24	4HA16 (filantes) +6HA16 (chapeaux)	St=15cm	20,1
	travée	410,93	0,058	0,970	12,81	4HA16 (filantes) +4HA14 (chapeaux)	St=15cm	14 ,19

1) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 550 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 6,30 [cm^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

SENS X-X :

$$A_{adopté} = 4HA16 + 4HA16 + 4HA14 = 22,23 [cm^2] > A_{min} = 6,30 [cm^2]$$

—————> **Condition vérifiée.**

SENS Y-Y :

$$A_{adopté} = 4HA16 + 6HA16 + 4HA16 + 4HA14 = 34,29 [cm^2] > A_{min} = 6,30 [cm^2]$$

—————> **Condition vérifiée.**

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{umax} = 758,39 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{758,39 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,45 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ [mm]}$

On prend un 2cadre de $\phi = 8 \text{ [mm]} = 4HA8$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\} = 24 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ [cm]}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ [cm]}$$

d) Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2.475 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_t^{\min} = 2.475 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ [cm}^2\text{]}$

On opte pour 2 cadres 10mm pour les armatures transversales

2) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

		M _{smax}	h	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{st} [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	OBS
Sens X-X	Appui	277,04	1	25,13	0,483	0,895	32,62	106,25	201,63	3,25	15	Vérifiée
	Travée	161,21	1	12,56	0,245	0,921	48,29	146,69	201,63	3,03	15	Vérifiée
Sens Y-Y	Appui	384,23	1	25,13	0,483	0,895	32,62	179,825	201,63	5,51	15	Vérifiée
	Travée	243,07	1	16,58	0,283	0,916	44,52	168,47	201,63	3,78	15	Vérifiée

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

3) Les armatures de peau (BAEL99/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs sections sont au moins égales à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100[cm], la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3[\text{cm}^2/\text{ml}] = 3[\text{cm}^2] \text{ Par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}14 = 3,08[\text{cm}^2]$$

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

D'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et faciliter l'analyse et le dessin des structures.

Les avancés scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis –à-vis des actions sismiques, sans oublier le coté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

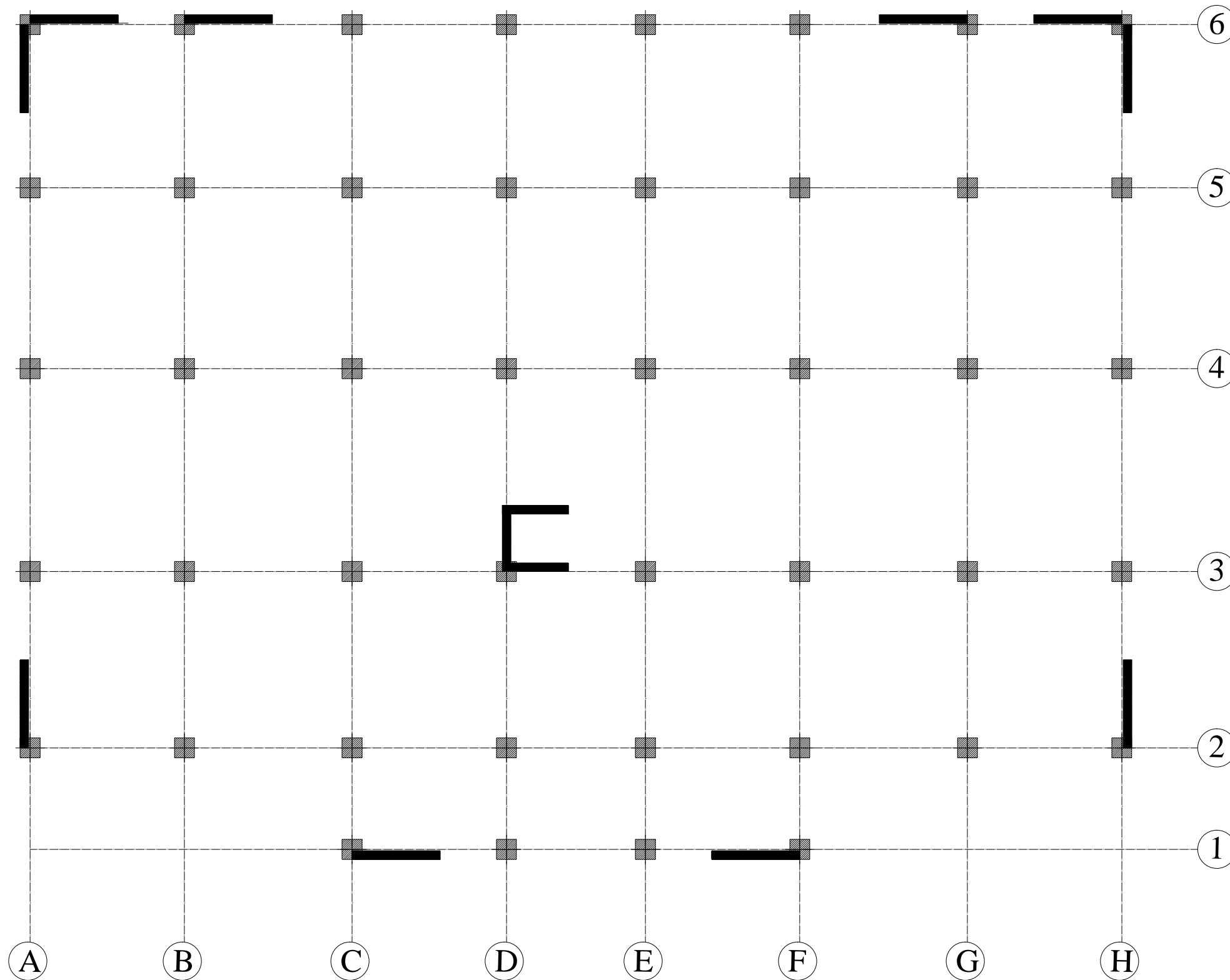
Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.0.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2014.

Ouvrage :

- Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

dispositions des voiles de contreventement

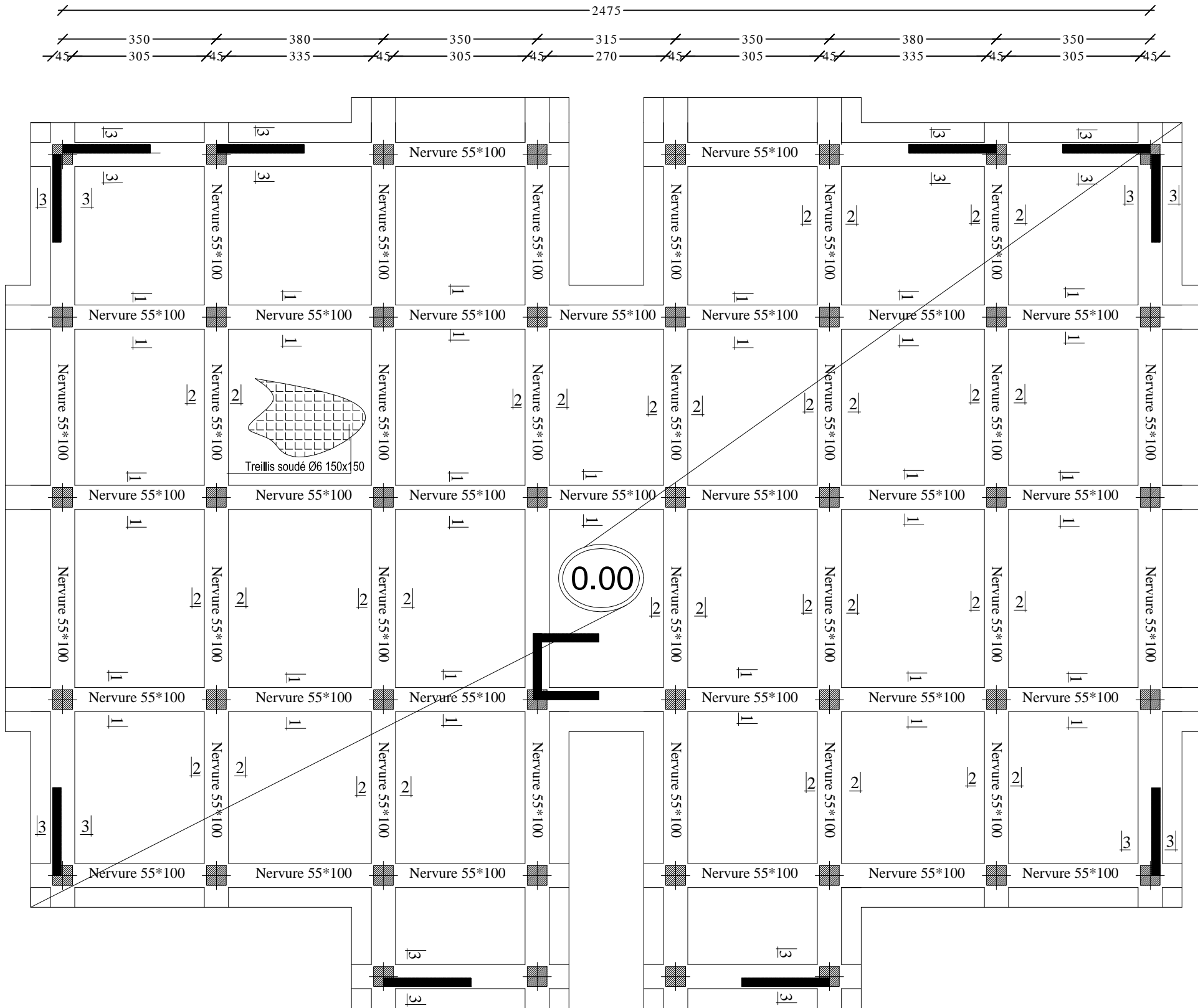


NOTA:
 Caractéristique des matériaux :

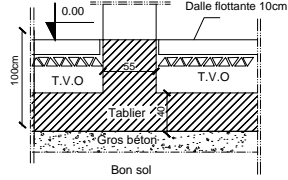
- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 $F_{c28}=25\text{Mpa}$.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPA}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPA}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5 A USAGE D'HABITATION
DISPOSITION DES VOILES
Réalise par : KAHOUCHE MHAND. BAOUALI MOHAMED. Encadrée par : MONSIEUR BENYAHIA .
promotion :2019/ 2020

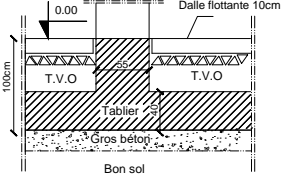
Plan de coffrage radier niveau : +0.00 m



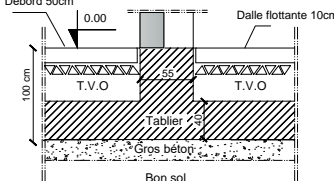
Coupe 1-1



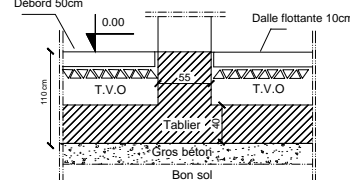
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



- NOTA:**
Caractéristique des matériaux :
- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
 - b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 - c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPA
 - d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
 - e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
 - f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

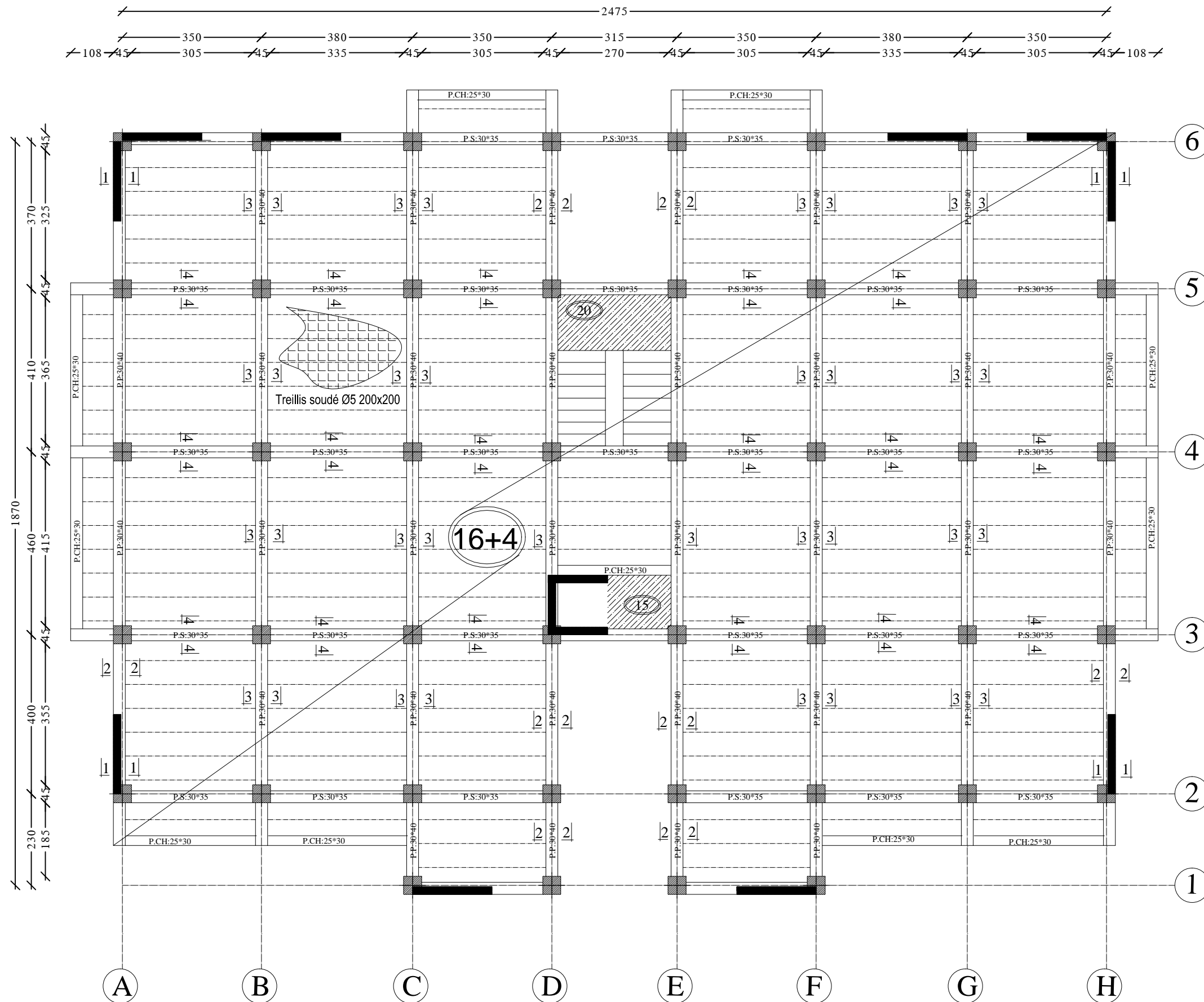
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
 A USAGE D'HABITATION

COFFRAGE / FERRAILLAGE DU RADIER

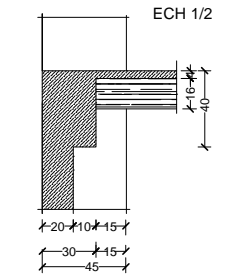
Réalise par : KAHOUCHE MHAND.
 BAOUALI MOHAMED.
 Encadrée par : MONSIEUR BENYAHJI .

promotion :2019/ 2020

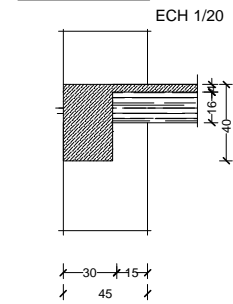
Plan de coffrage plancher niveau : +3,06;6,12;9,18;12,24 m



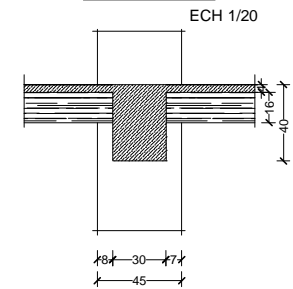
COUPE 1-1



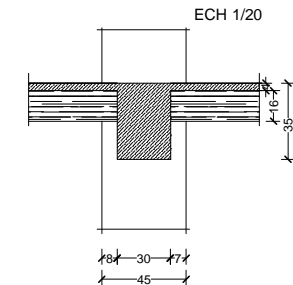
COUPE 2-2



COUPE 3-3



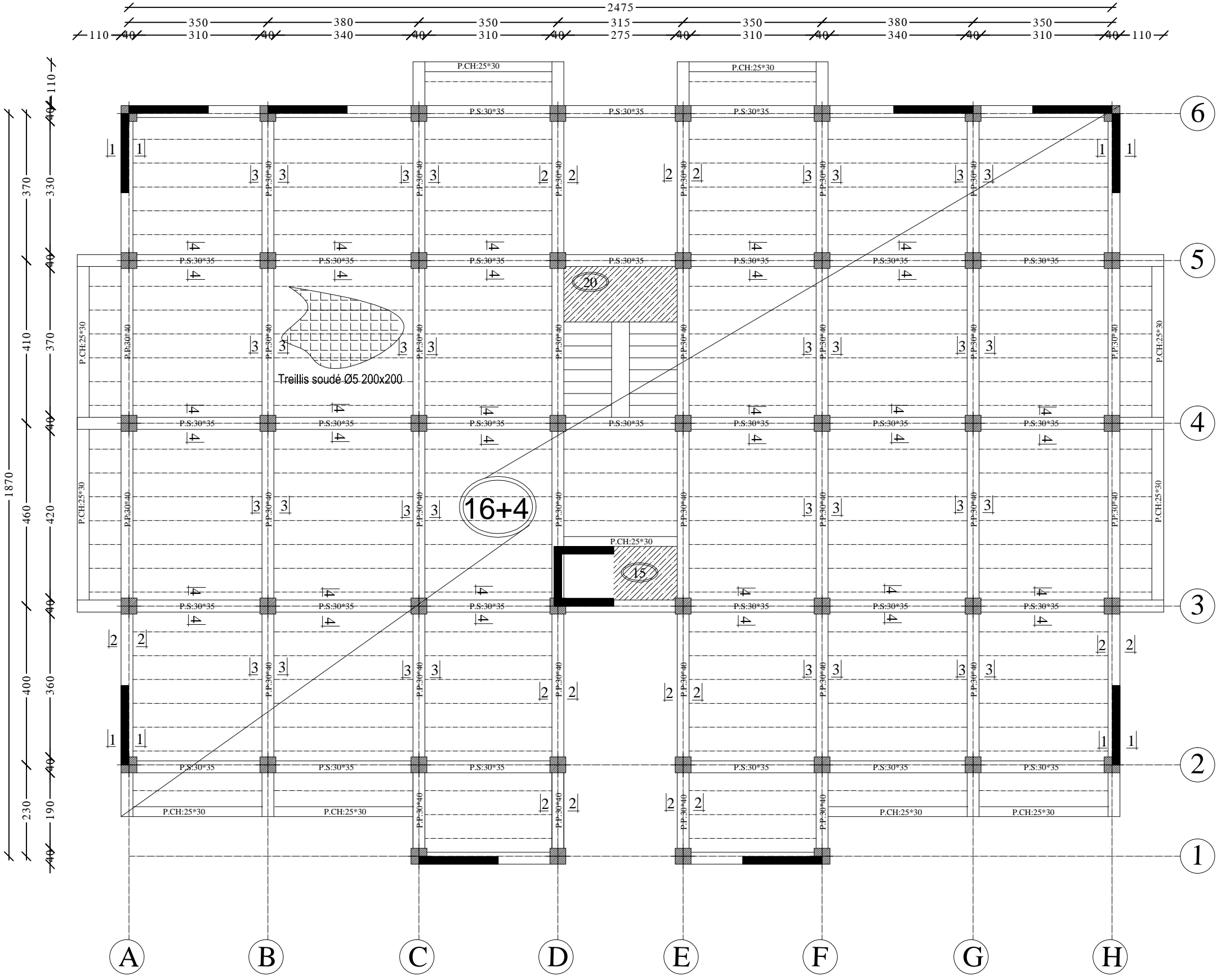
COUPE 4-4



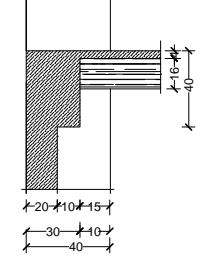
NOTA:
 Caractéristique des matériaux :
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 Fc28=25Mpa.
 b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
 d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
 e) Longueur de recouvrement est de 40 ϕ
 f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
 OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude
 PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
 A USAGE D'HABITATION
 COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER
 Réalise par : KAHLOUCHE MHAND,
 BAOUALI MOHAMED,
 Encadrée par : MONSIEUR BENYAHJI .
 promotion :2019/ 2020

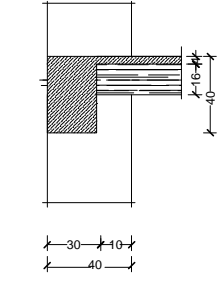
Plan de coffrage plancher niveau : +15,30 m



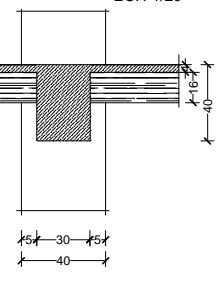
COUPE 1-1 ECH 1/2



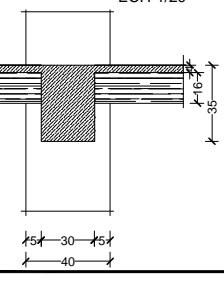
COUPE 2-2 ECH 1/20



COUPE 3-3 ECH 1/20



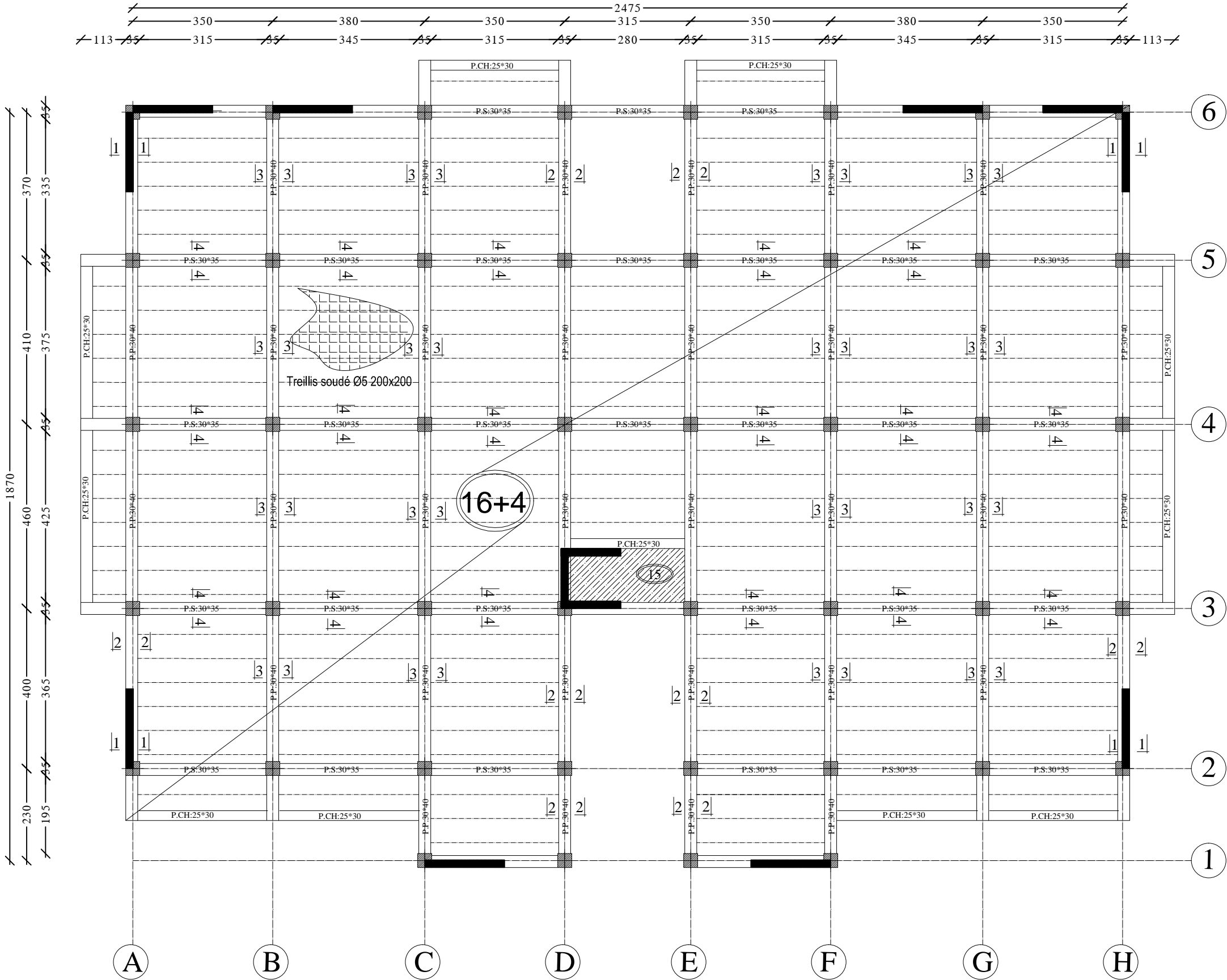
COUPE 4-4 ECH 1/20



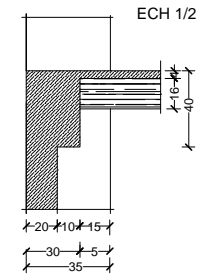
NOTA:
 Caractéristique des matériaux :
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 Fc28=25Mpa.
 b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
 d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
 e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
 f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOLOUÉ MAMMÉRI TIZI OÙZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5 A USAGE D'HABITATION
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER Réalise par : KAHOUCHE MHAND. BAOUALI MOHAMED. Encadrée par : MONSIEUR BENYAHJI .
promotion :2019/ 2020

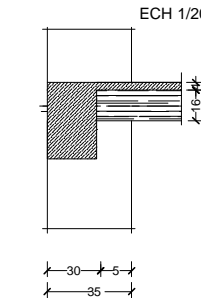
Plan de coffrage plancher niveau : +18,36 m



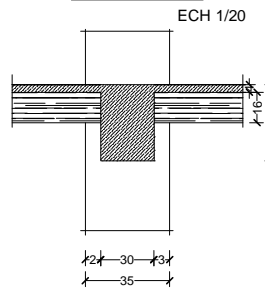
COUPE 1-1



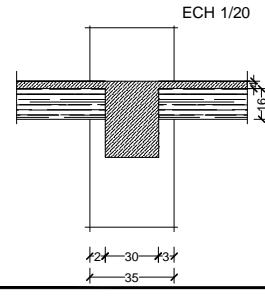
COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4

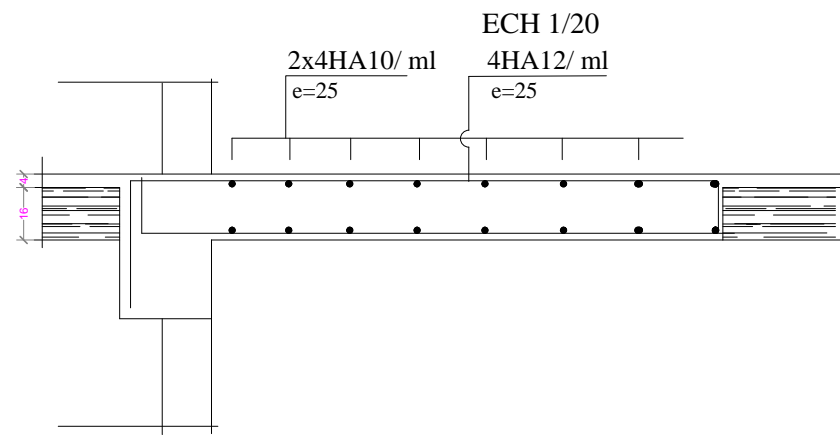


NOTA:
 Caractéristique des matériaux :
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 Fc28=25Mpa.
 b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
 d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
 e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
 f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

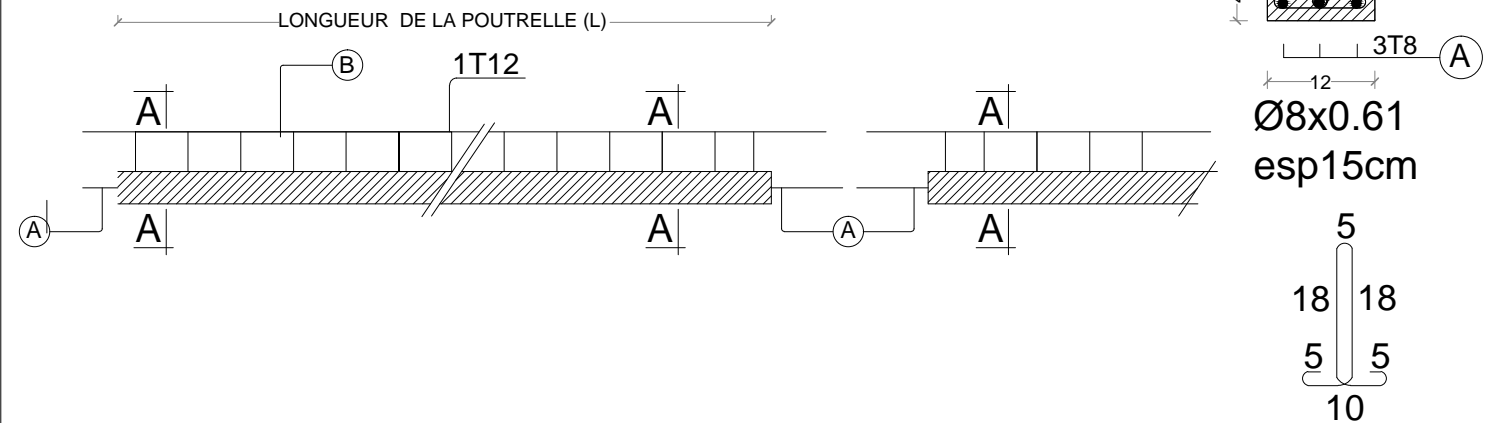
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
 OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude
 PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
 A USAGE D'HABITATION
 COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER
 Réalise par : KAHLOUCHE MHAND.
 BAOUALI MOHAMED.
 Encadrée par : MONSIEUR BENYAHJI .
 promotion :2019/ 2020

Ferrailage dalle salle machine

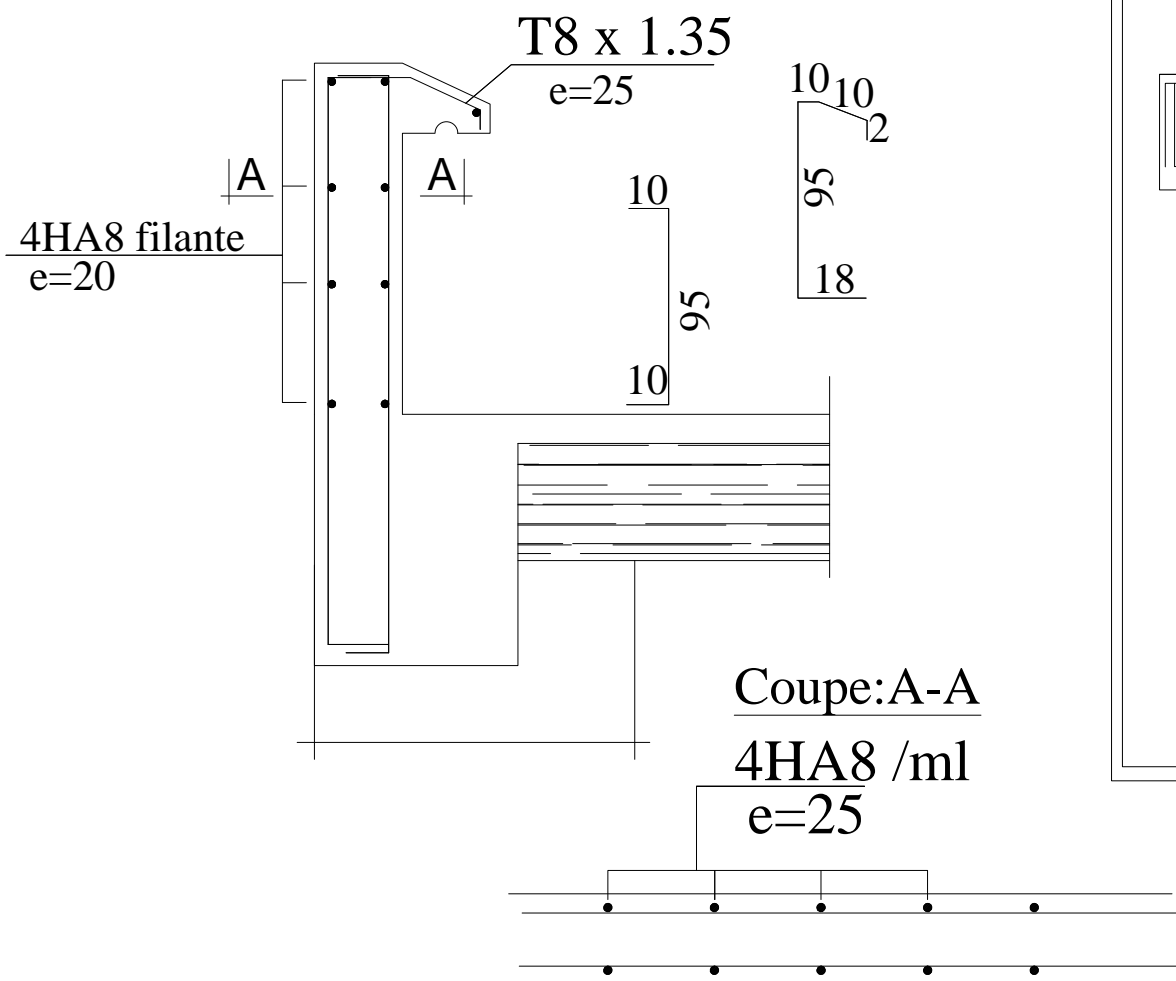
Sens lx:



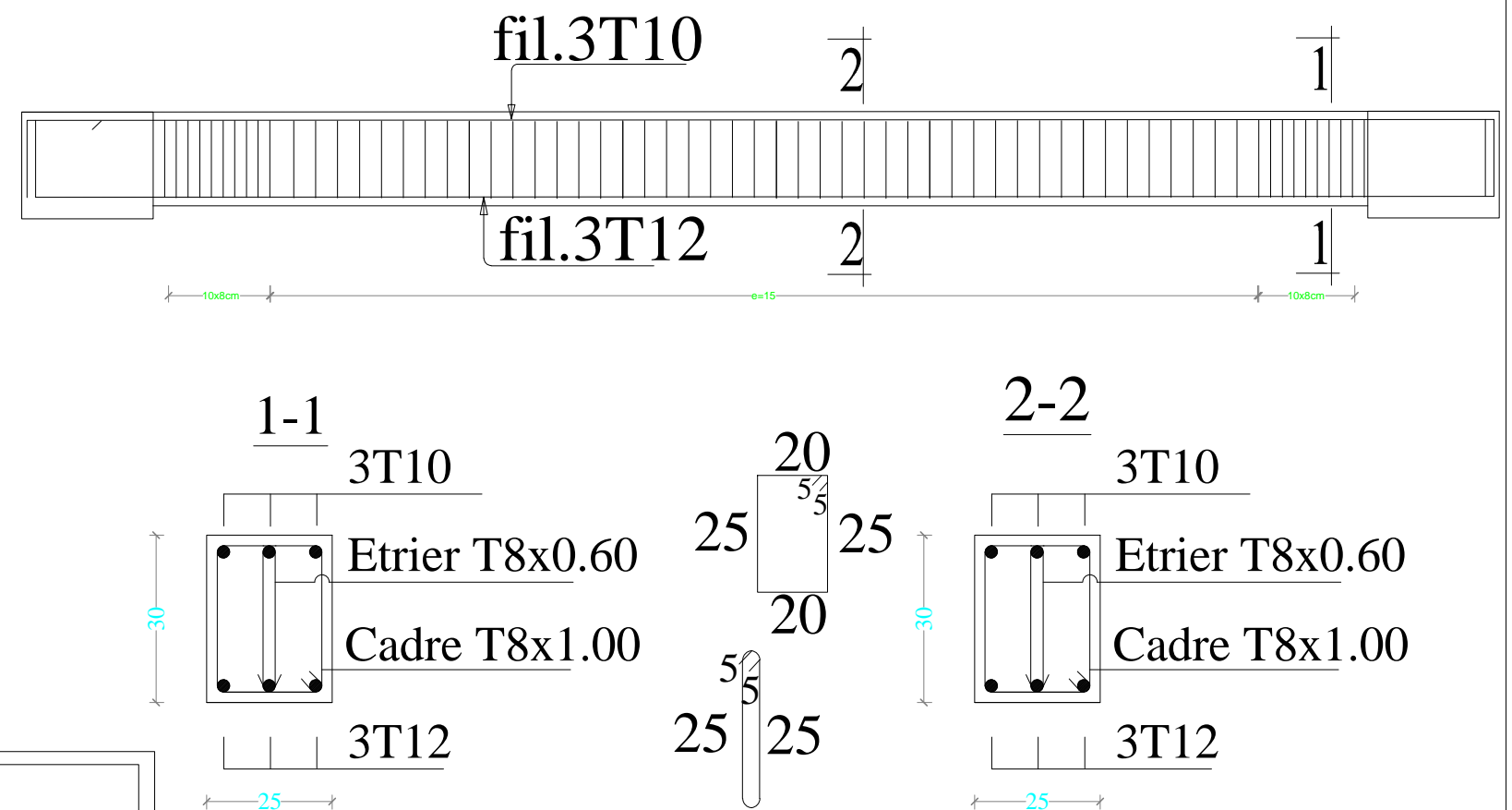
Ferrailage des poutrelles



Ferrailage de l'acrotère



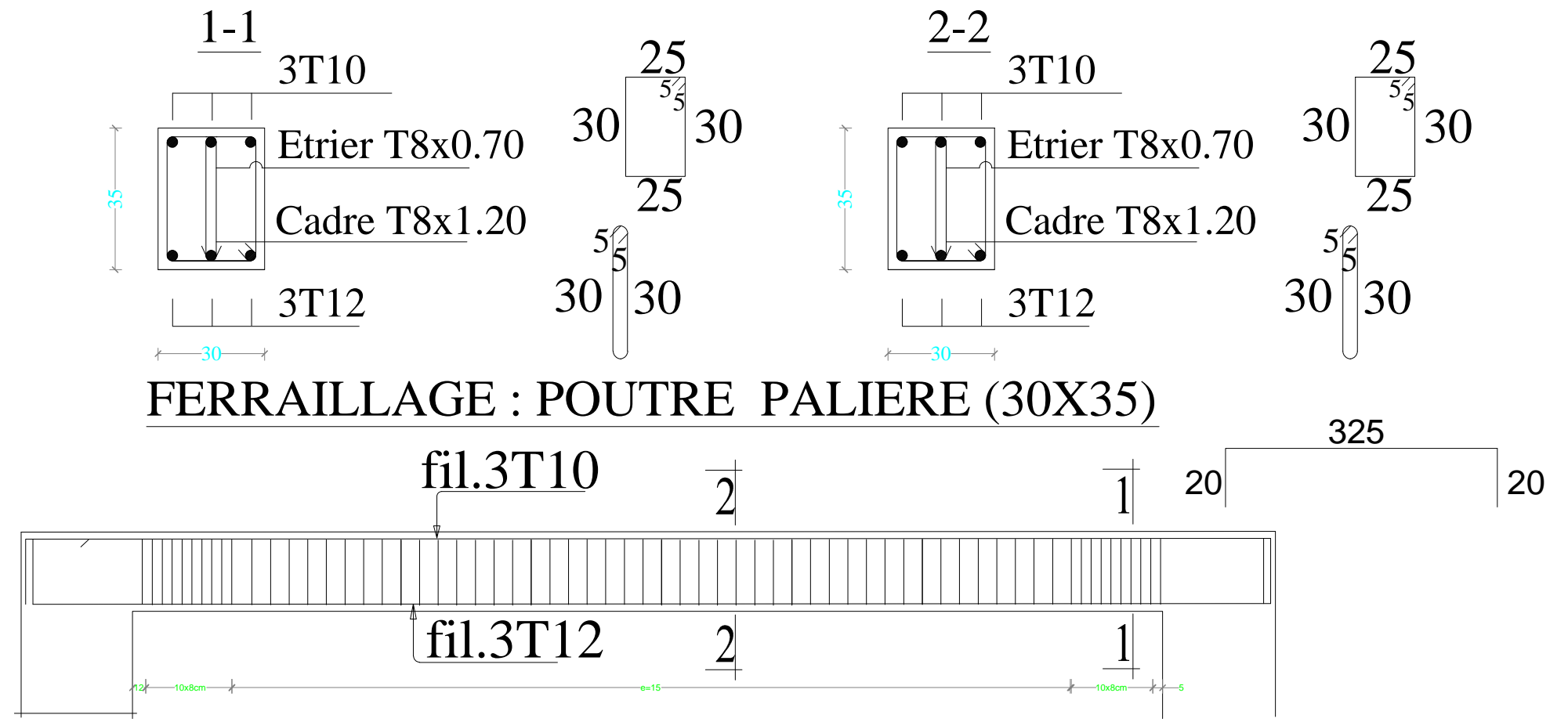
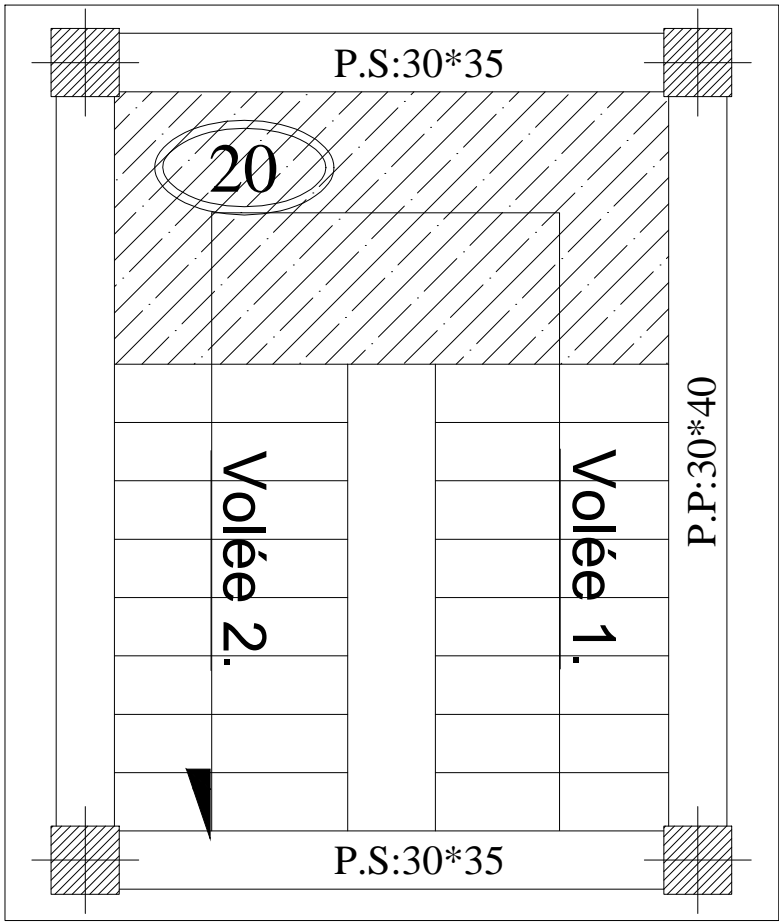
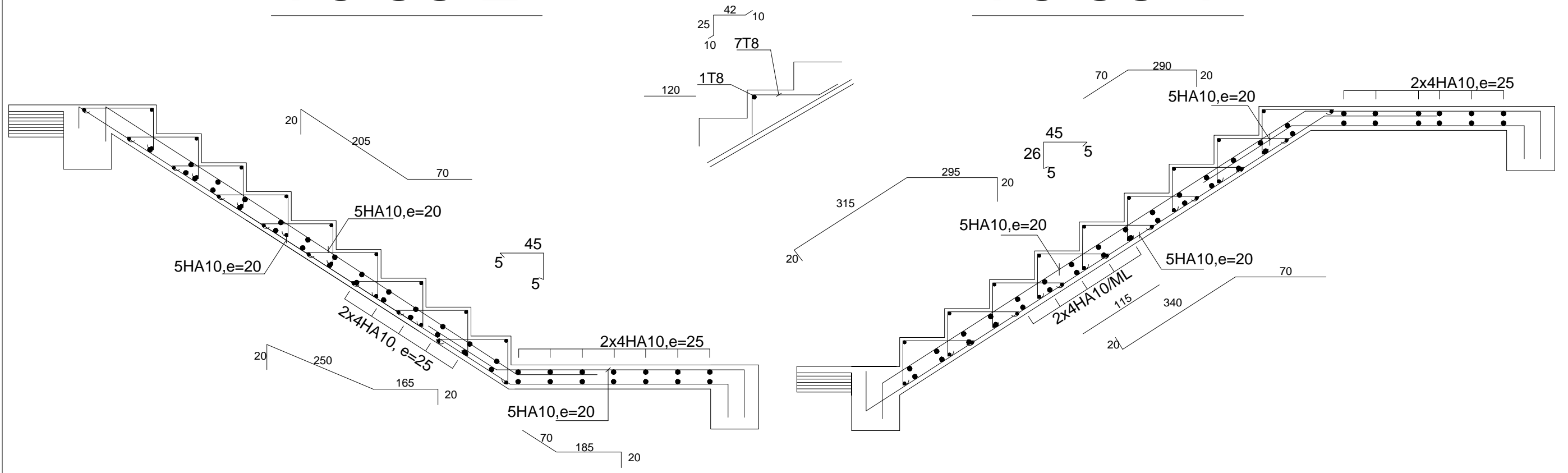
FERRAILAGE : POUTRE DE CHAINAGE (25X30)



Volée 2.

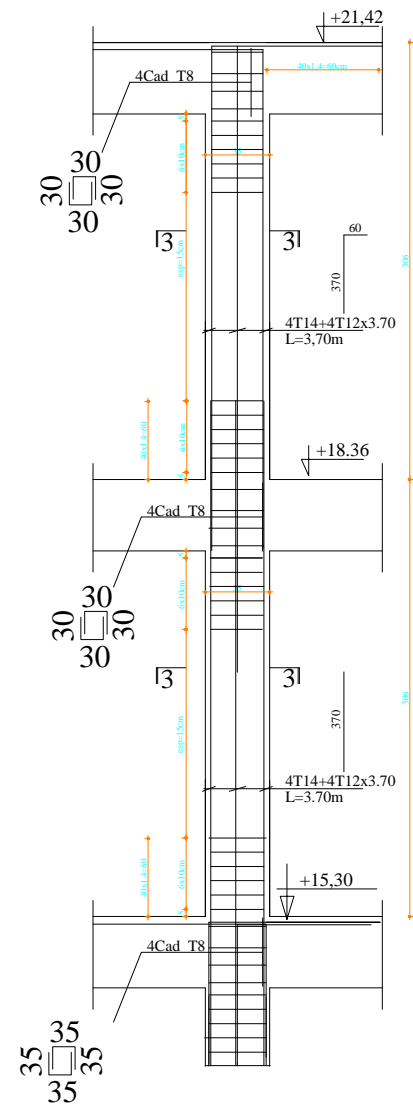
FERRAILLAGE DES MARCHES

Volée 1.

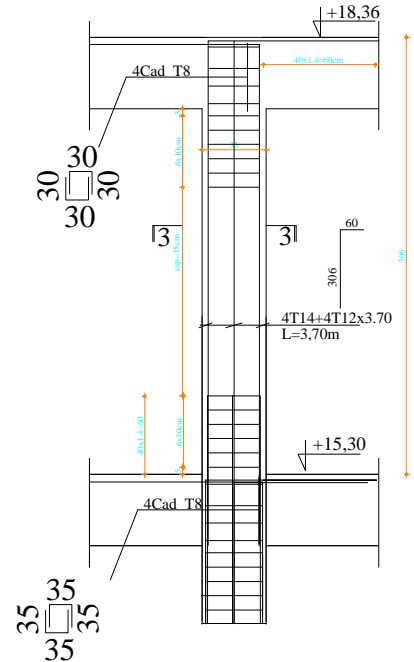


FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (30X35)

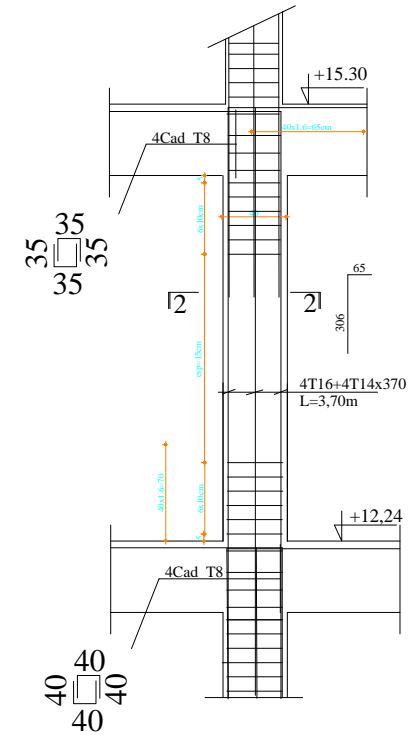
POTEAU 35*35



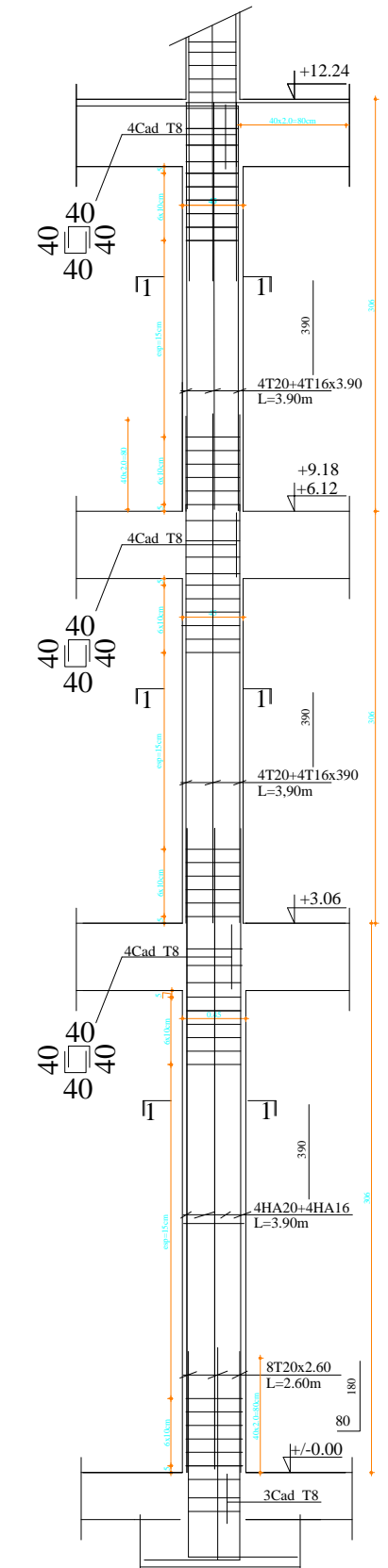
POTEAU 35*35



POTEAU 40*40

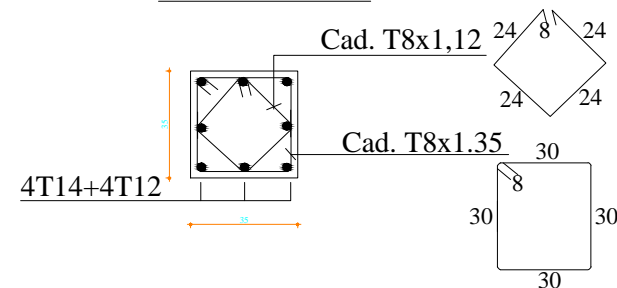


POTEAU 45*45



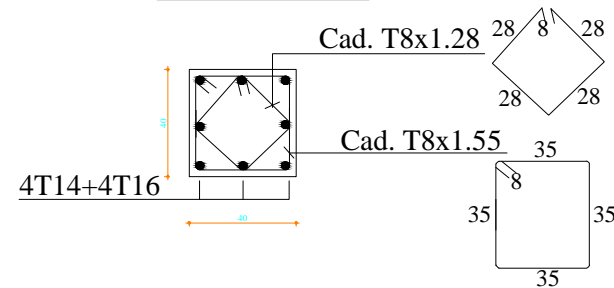
COUPE 3-3

3--3



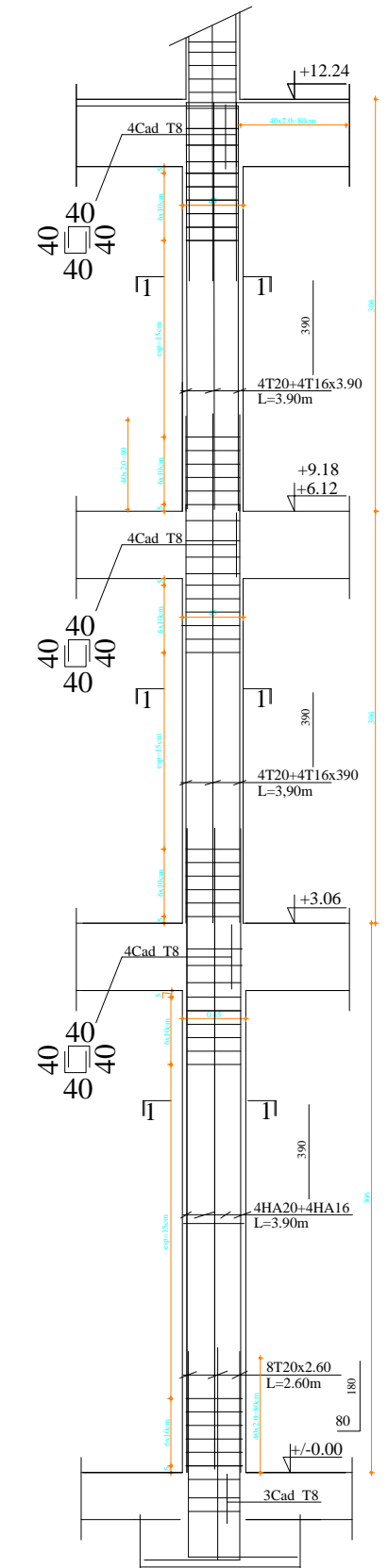
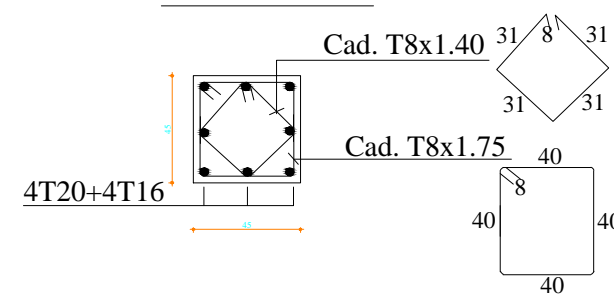
COUPE 2-2

2--2



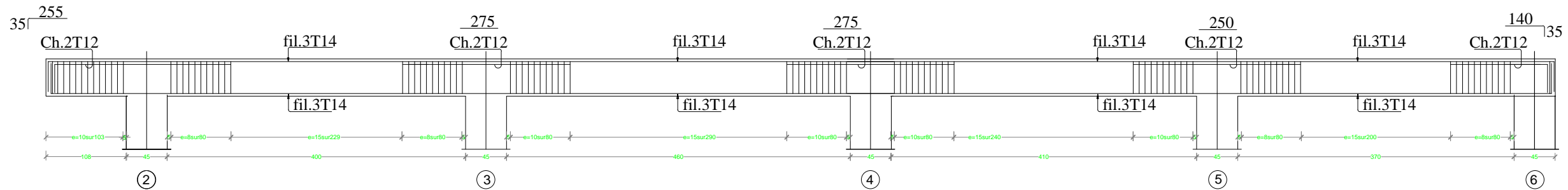
COUPE 1-1

1--1

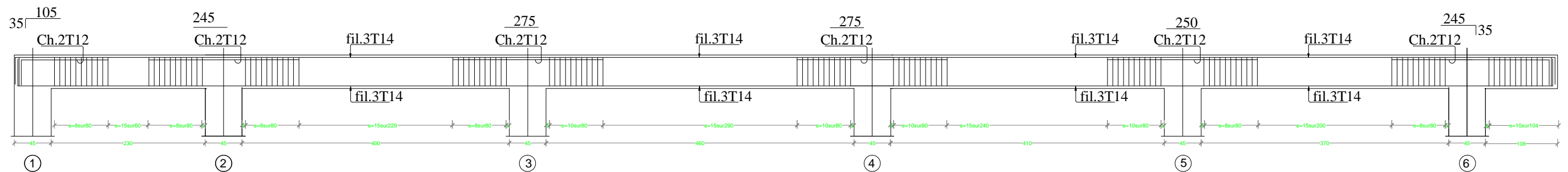


Poutres Principales:PP(30x40).

Fills *A*;*B*;*G*;*H*:

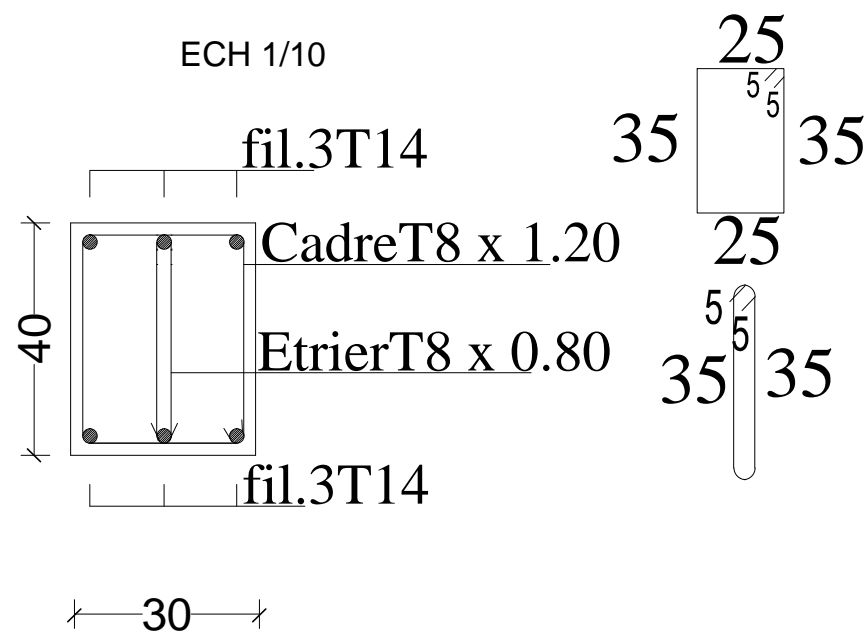


Fills *C*;*D*;*E*;*F*:



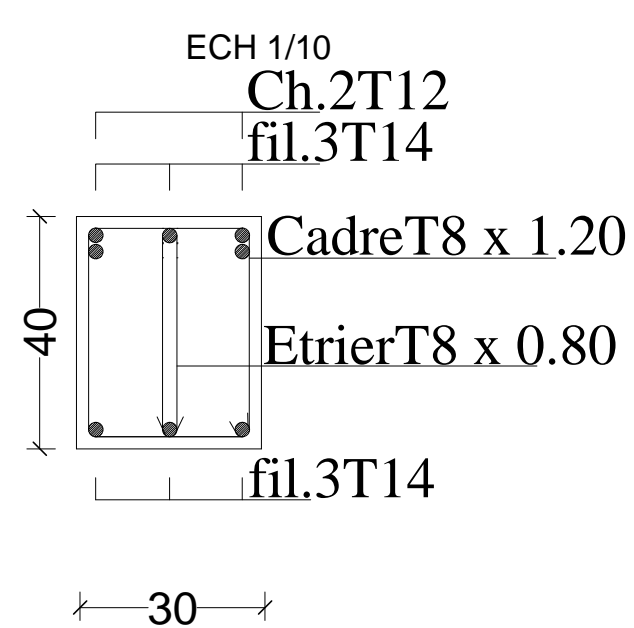
Travée

ECH 1/10



Appui

ECH 1/10

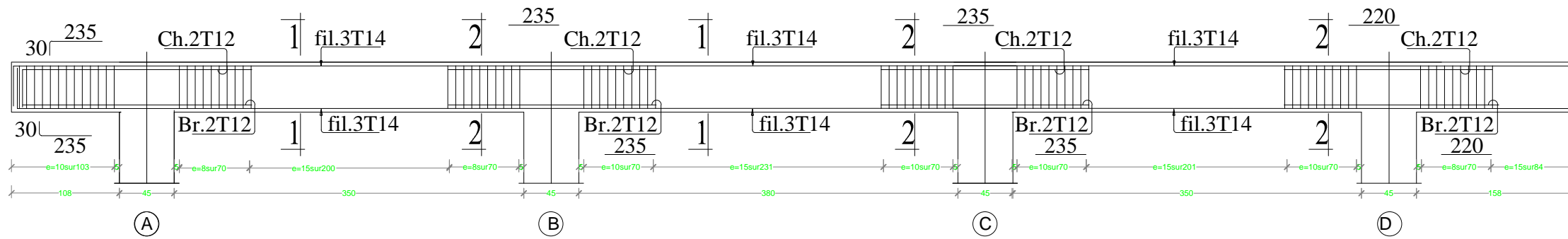


NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

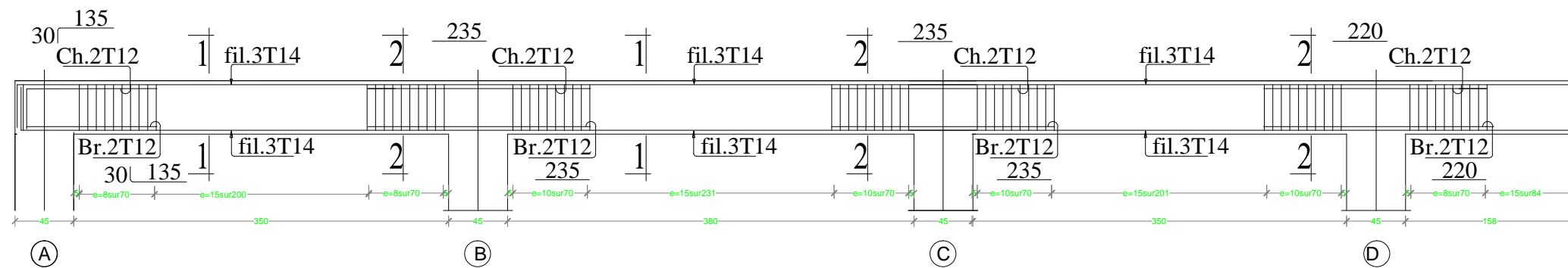
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
A USAGE D'HABITATION
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES
Réalise par : KAHOUCHE MHAND,
BAOUALI MOHAMED,
Encadrée par : MONSIEUR BENYAHJ
promotion :2019/2020

Poutres Secondaires:PS(30x35).

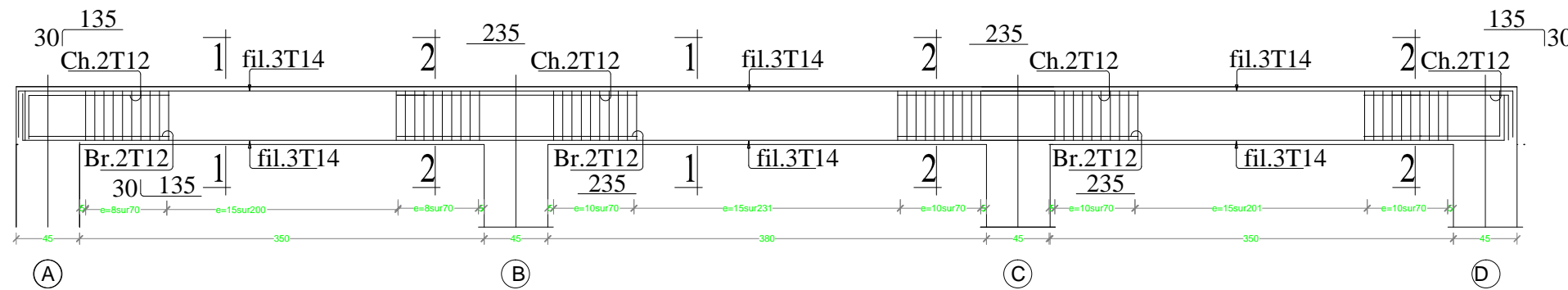
Fills *3*;*4*;*5*:



Fills *6*:

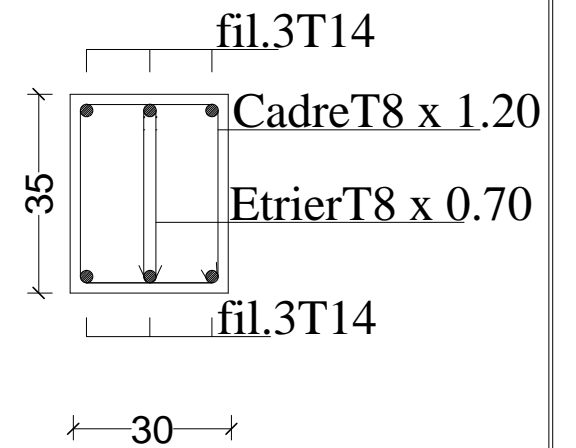


Fills *2*:



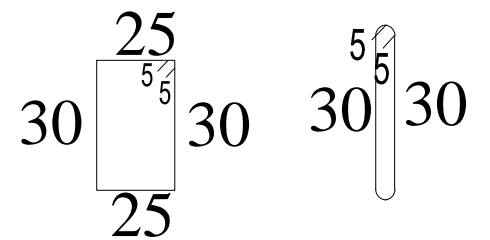
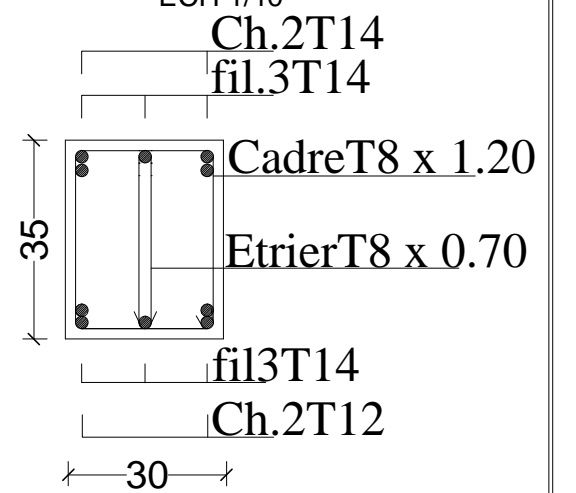
COUPE 1-1

ECH 1/10



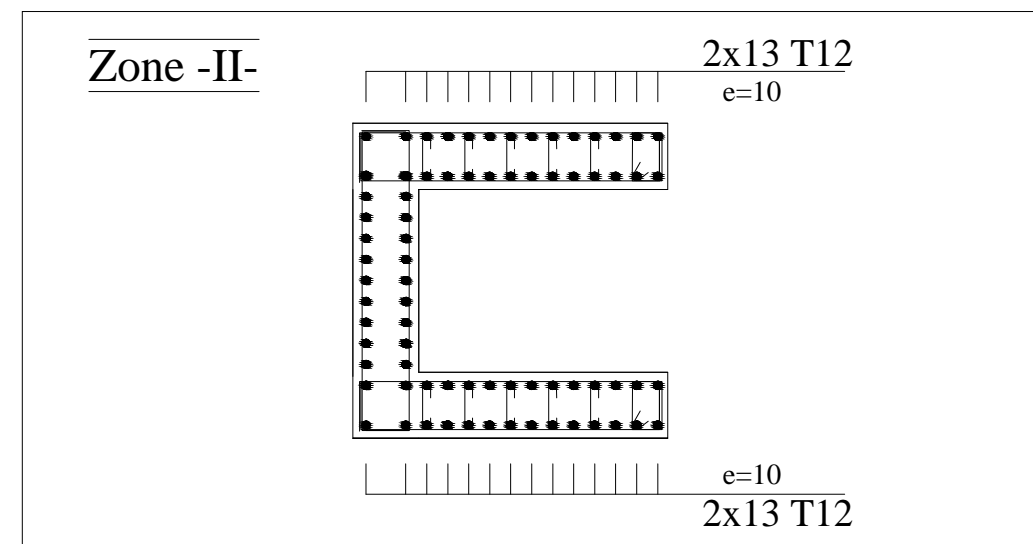
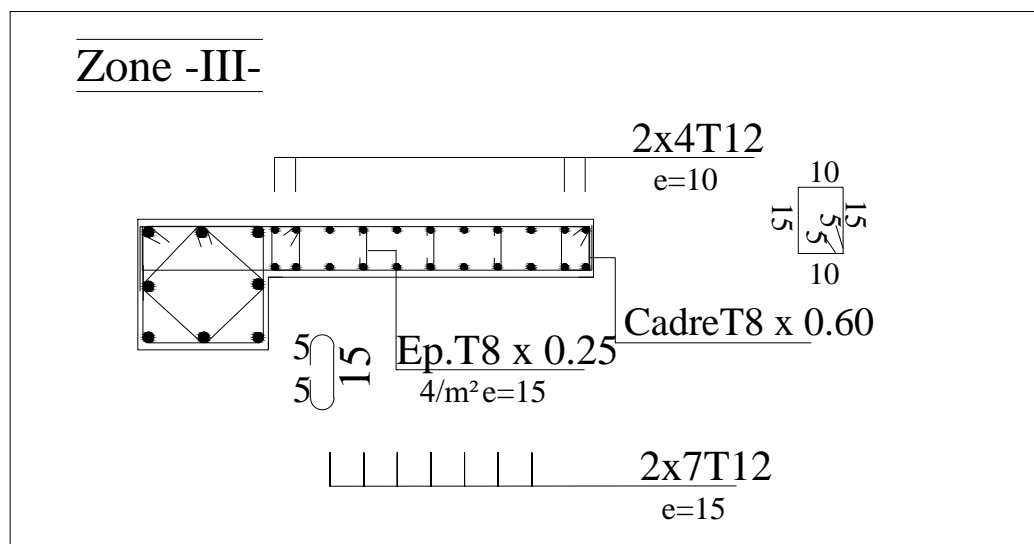
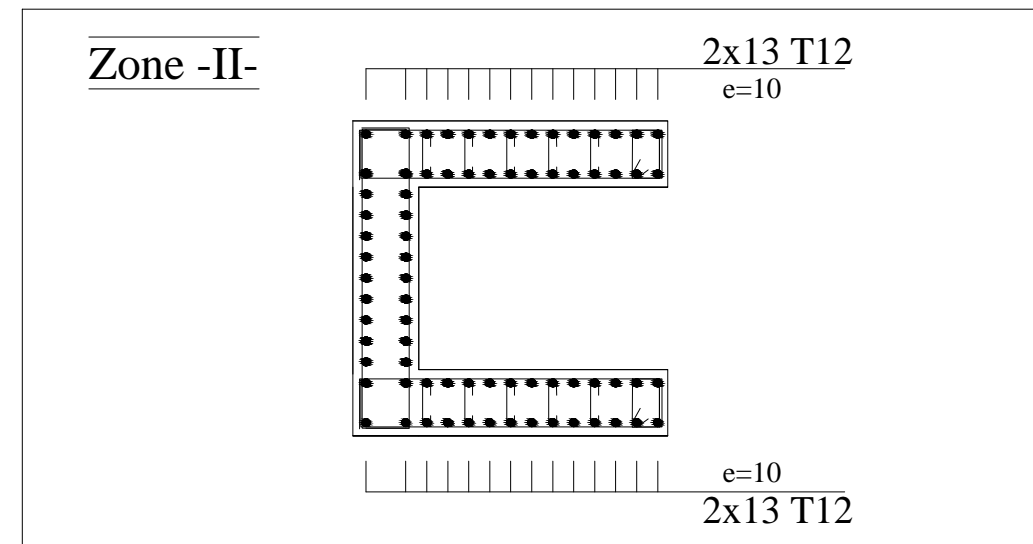
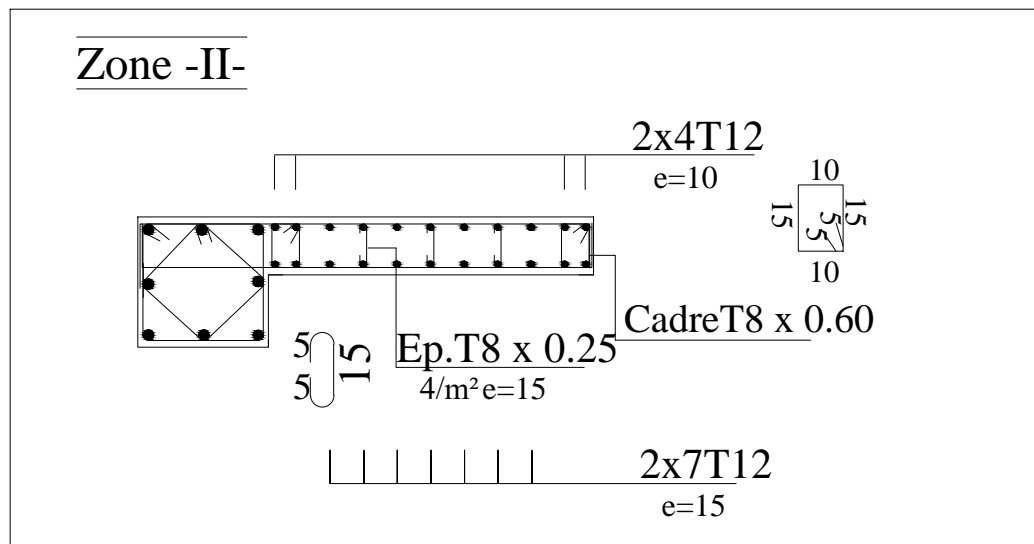
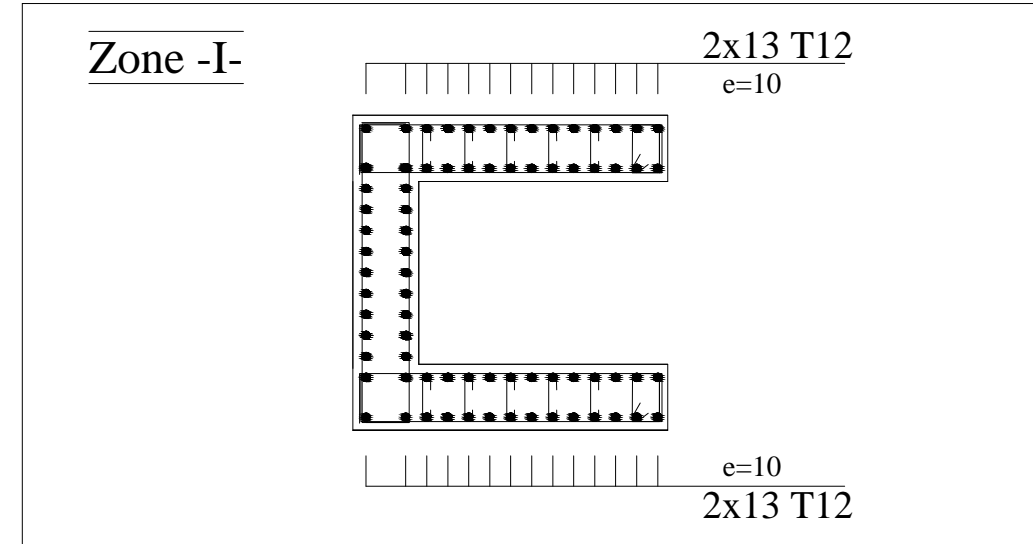
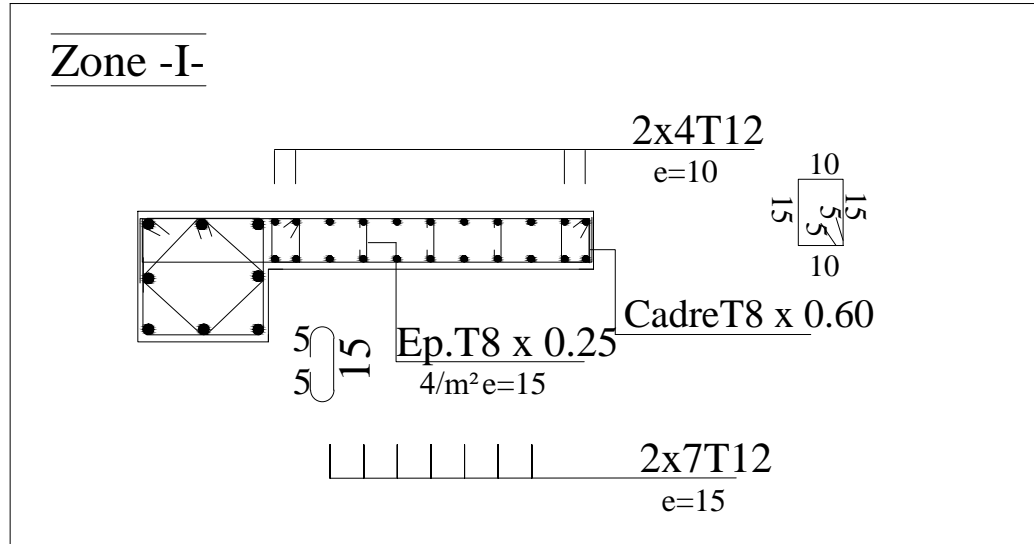
COUPE 2-2

ECH 1/10



VOILE : VT1.VL1

VOILE :SALLE MACHINE



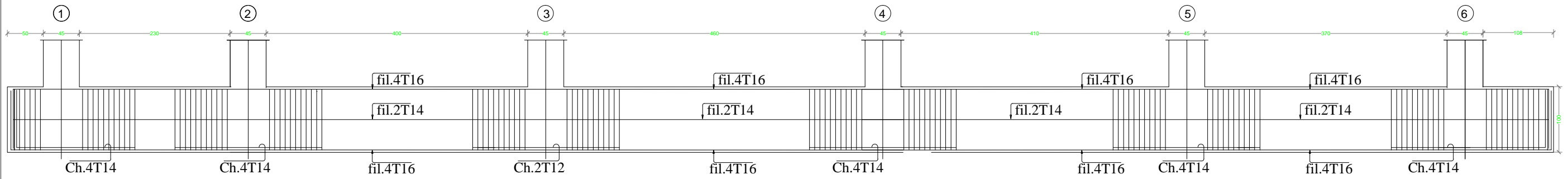
NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
- d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

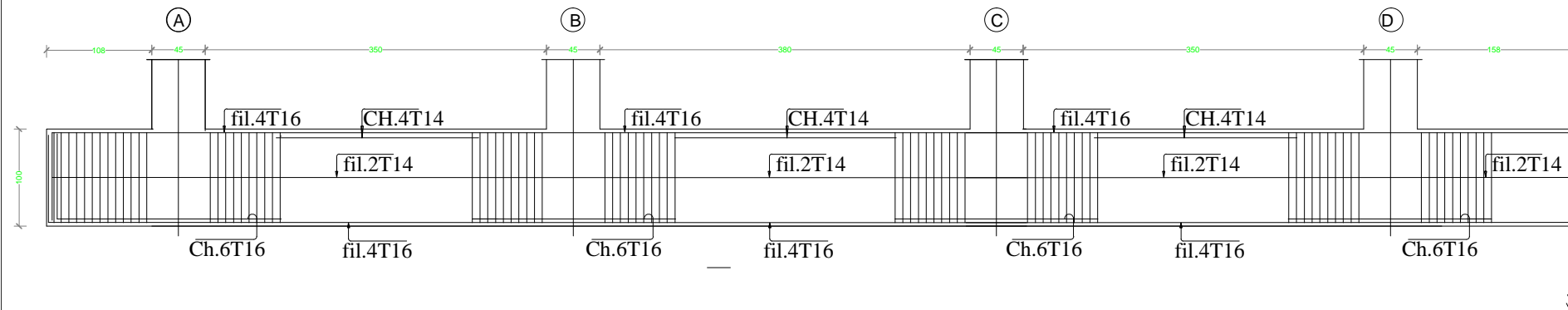
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERTI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
A USAGE D'HABITATION
Réalise par : KAHLOUCHE MHAND,
BAOUALI MOHAMED,
Encadrée par : MONSIEUR BENYAHIA
promotion :2019/ 2020

FERRAILLAGE DE LA NERVURE

Sens longitudinale X-X:

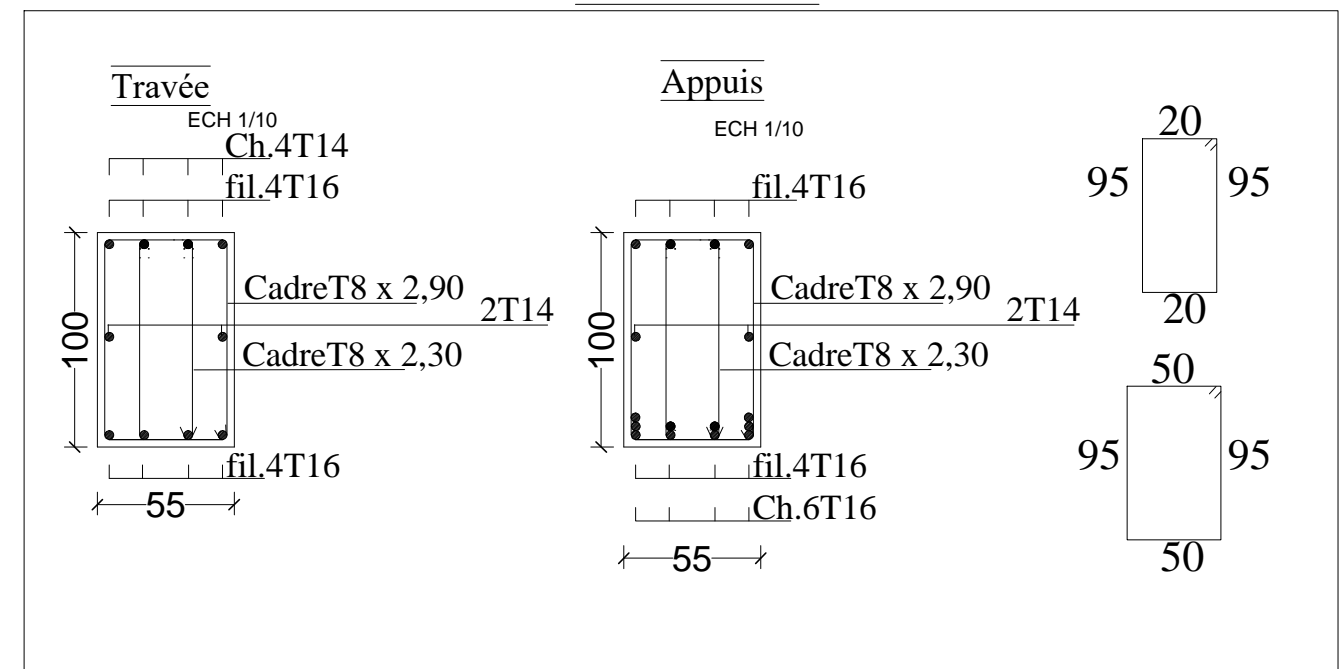
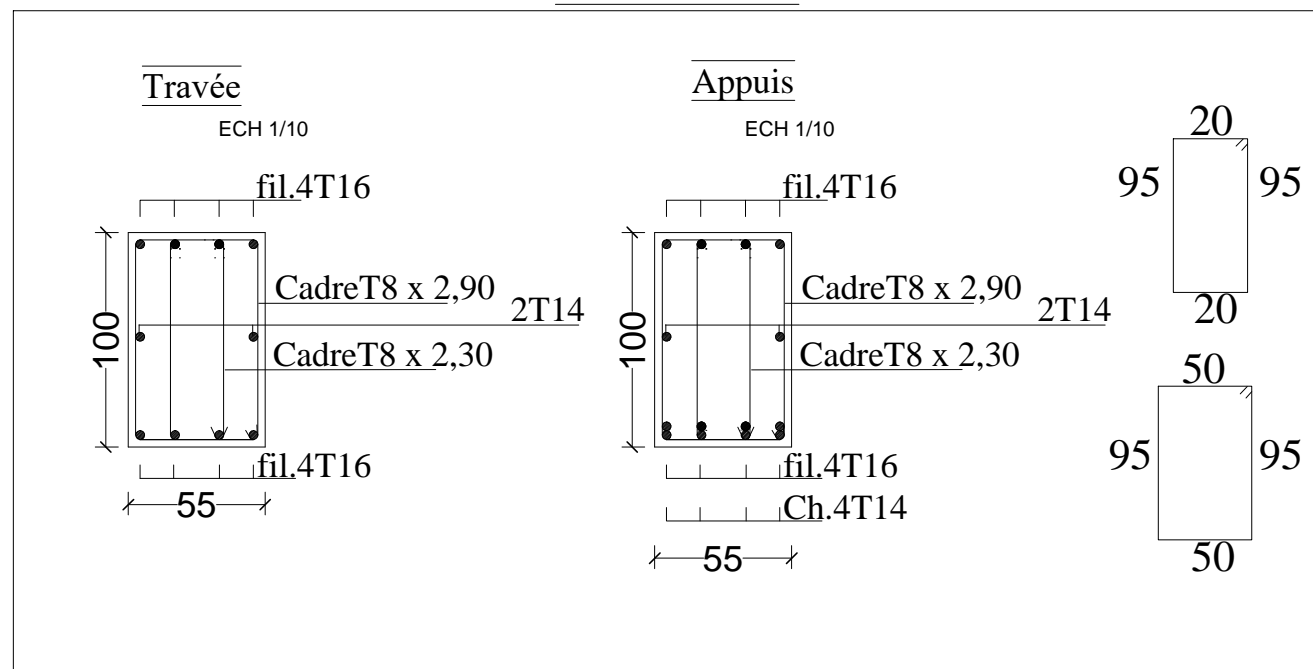


Sens TRANSVERSALE Y-Y:



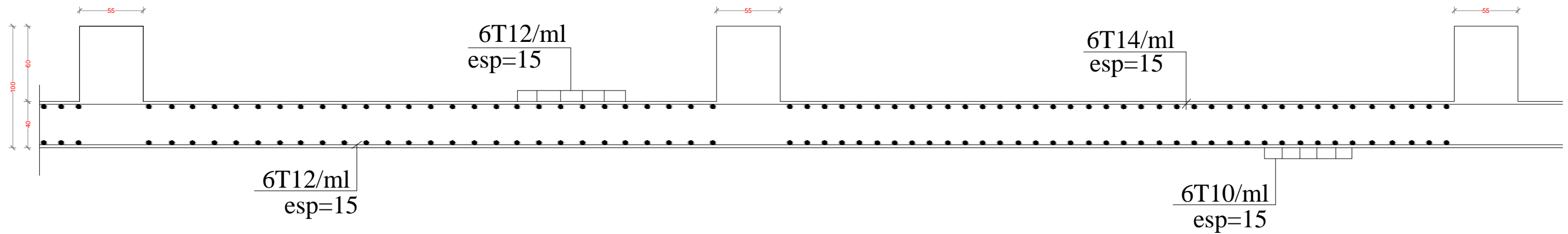
Sens X-X

Sens Y-Y

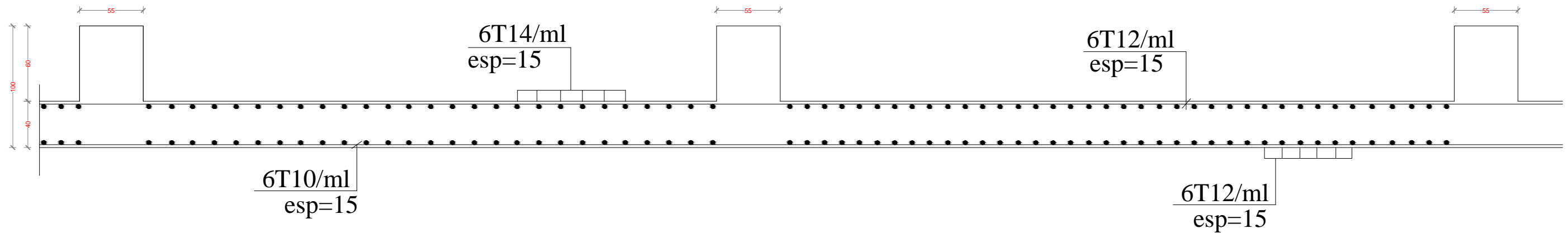


COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier

Sens longitudinale X-X:



Sens longitudinale Y-Y:



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5 A USAGE D'HABITATION FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER Réalise par : KAHLOUCHE MHAND. BAOUALI MOHAMED. Encadrée par : MONSIEUR BENYAHIA . promotion :2019/ 2020
