

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie-civil

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en génie-civil
Option : construction civil et industrielle

Etude d'une structure (R+6+2SS) à usage d'habitation
et comercial à ossature mixte

Etudié par :

M^r . Mouzarine Abderrezak

Dirigé par :

M^{me} . Cherifi

PROMOTION : 2015/2016

Remerciement

Avant tout je remercie Dieu de m'avoir donné la force et toutes les facultés afin d'atteindre ce palier d'étude et d'aller au bout de mon travail.

Je remercie ma famille, mes parents pour le soutien qu'ils m'ont apportés durant toute mon existence et qui ont contribué dans ma réussite.

Un grand a merci à tous mes ami(e)s qui m'ont apporté(e)s leurs aides d'une manière ou d'une autre



Dédicaces



JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL À:

Toute ma famille

Mes très chers parents

Mes amis

ABDERREZAK



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	page 1-7
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....	page 8-21
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III-1 : acrotère.....	page 22-29
III-2 : escalier	page 30-42
III-3 : escalier intermédiaire	page 43-46
III-4 : poutre palière	page 47-56
III-5 : plancher	Page 57-74
III-6 : salle machine.....	page 75-84
III-7 : poutre de chaînage.....	page 85-93
III-8 : balconpage 94-98
Chapitre IV : Présentation de logiciel ETABS.....	page 99-125
Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences RPA ...	page 126-138
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux.....	page 139-151
Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....	page 152-165
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....	page 166-180
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	page 183-203
Chapitre X : Etude de mur plaque.....	page 203-208

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décennies, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Suite au nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois d'importantes destructions, il est plus que nécessaire de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

I-1 Introduction:**I.1.1- Description de l'ouvrage:**

Mon projet consiste en l'étude et calcul d'éléments résistants d'une structure en (**R+6+2S.SOL**) à usage d'habitation et commerciale.

Cet ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU classée, selon le RPA99 version2003, comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

- 02 sous sol à usage d'habitation.
- 01 rez-de-chaussée à usage commercial.
- 06 étages à usage d'habitation.

I.1.2- Caractéristiques géométriques:

La présente structure a pour dimensions:

-Dimensions en plan du s.sol	17,05m x20, 65m.
-Dimensions en plan des étages courants	19,90m x20, 65m.
-Dimensions en plan du RDC	18,55m x20, 65m.
-Hauteur totale avec acrotère	22,92 m.
-Hauteur d'étage	3,06 m.
-Hauteur du RDC	3,96 m.
-Hauteur du sous sol	3,06 m.

I.1.3- Eléments de l'ouvrage:**.Planchers:****a) Planchers en corps creux:**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Dalle pleine en béton armé:

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi que pour celui de la salle machine.

.Maçonnerie:

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Murs en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10 +5+10).
- Murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

.Escalier:

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont en paillasse adjacentes avec paliers intermédiaires, réalisés en béton armé coulé sur place.

. **Cage d'ascenseur** : notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur réalisé en béton armé coulé sur place.

➤ **.Revêtements:**

-Mortier de ciment pour murs de façades et salles d'eaux.

-Plâtre pour cloisons et plafonds.

-Carrelage scellé pour planchers et escaliers.

I.1.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux:

➤ **.Béton:**

a) Caractéristiques physiques et mécaniques:

➤ **Résistance caractéristique à la compression:**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance Caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1 11 BAEL 91) :

$$F_{cj} = j \times f_{c28} / (4,46 + 0,83 j) \quad [\text{Mpa}] \quad \text{pour } j < 28 j.$$

Pour le présent projet, nous adopterons une valeur de 25 Mpa pour f_{c28} .

➤ **Résistance caractéristique à la traction:** (art A – 2. 12. BAEL 91)

Conventionnellement, elle est définie en fonction de celle à la compression par la formule suivante :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad [\text{Mpa}]$$

D' où : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

b) Contraintes limites: elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

- **Contrainte limite de compression** (art 4 - 3. 41 BAEL91) :

$$f_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \gamma_b \quad [\text{Mpa}] \quad \gamma_b : \text{coefficient de sécurité}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \text{ en situation courante} \quad f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle} \quad f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$$

θ : coefficient d'application

$$\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

- **Contrainte limite de cisaillement** (art A-5.1.21 BAEL 91) :

$$\tau_u = \min [0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] \quad \text{pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min [0,10 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] \quad \text{pour une fissuration préjudiciable.}$$

- **Contrainte de service de compression** (art A – 4. 5. 2 BAEL 91) :

$$\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \quad [\text{Mpa}]$$

D' où : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

c) Module d'élasticité:

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module d'élasticité instantané** (art A – 2. 1. 21 BAEL 91) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} \quad [\text{Mpa}]$$

D' où: pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $E_i = 32164,195 \text{ Mpa}$

➤ **Module d'élasticité différé** (art A – 2. 1. 22 BAEL 91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad [\text{Mpa}]$$

D' où: pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $E_v = 10819 \text{ Mpa}$

➤ **Module d'élasticité transversal:**

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad [\text{Mpa}] \quad \nu : \text{coefficient de poisson}$$

➤ **Coefficient de poisson** (art A – 2 1 3 BAEL 91) :

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service,

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

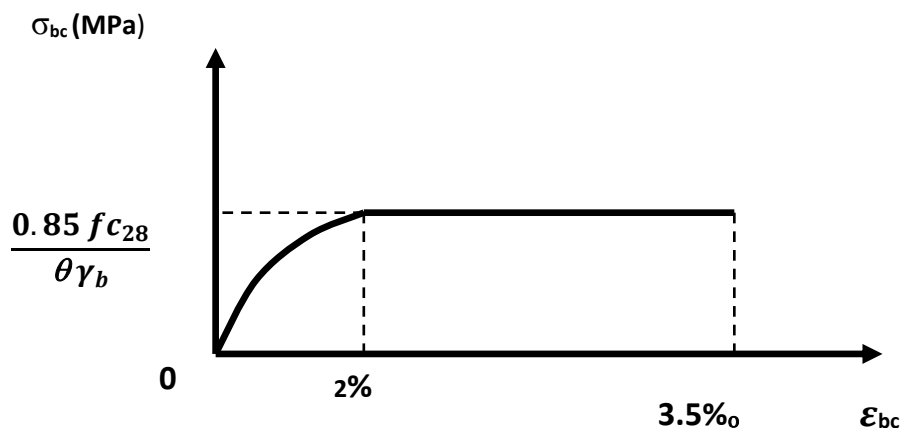
d) Diagramme contraintes-déformations:

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

➤ **A l'état limite ultime:**

Nous adoptons le diagramme parabole-rectangle ci dessous :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$



e) Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression, Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

e-1) caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance A la Rupture	Allongement Relatif à la Rupture (%)	Coefficient De fissuration	Coefficient De (Ψ) scellement
	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	520	8‰	1,3	1

e-2) Limite d'élasticité longitudinale:

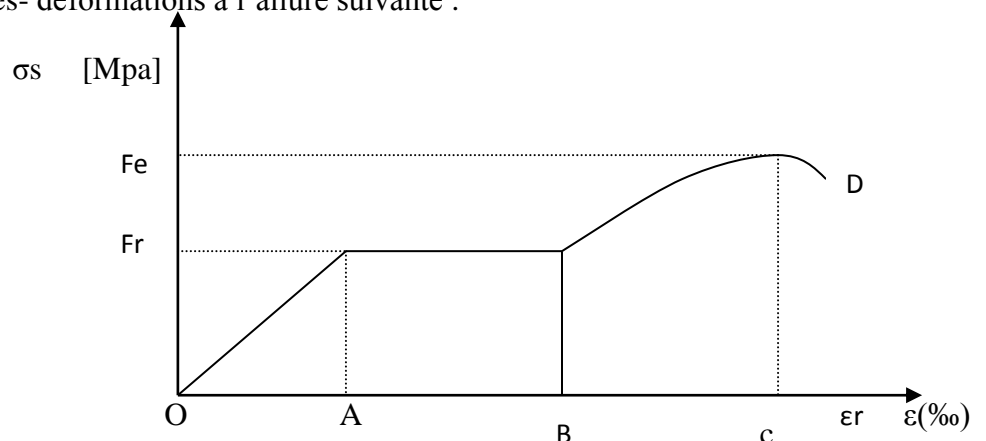
Elle est notée (Es), sa valeur est constante quelle que soit la nuance d'acier.

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

e-3) diagramme contraintes-déformations:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contraintes- déformations a l'allure suivante :



Avec: F_r : Résistance à la rupture.

F_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

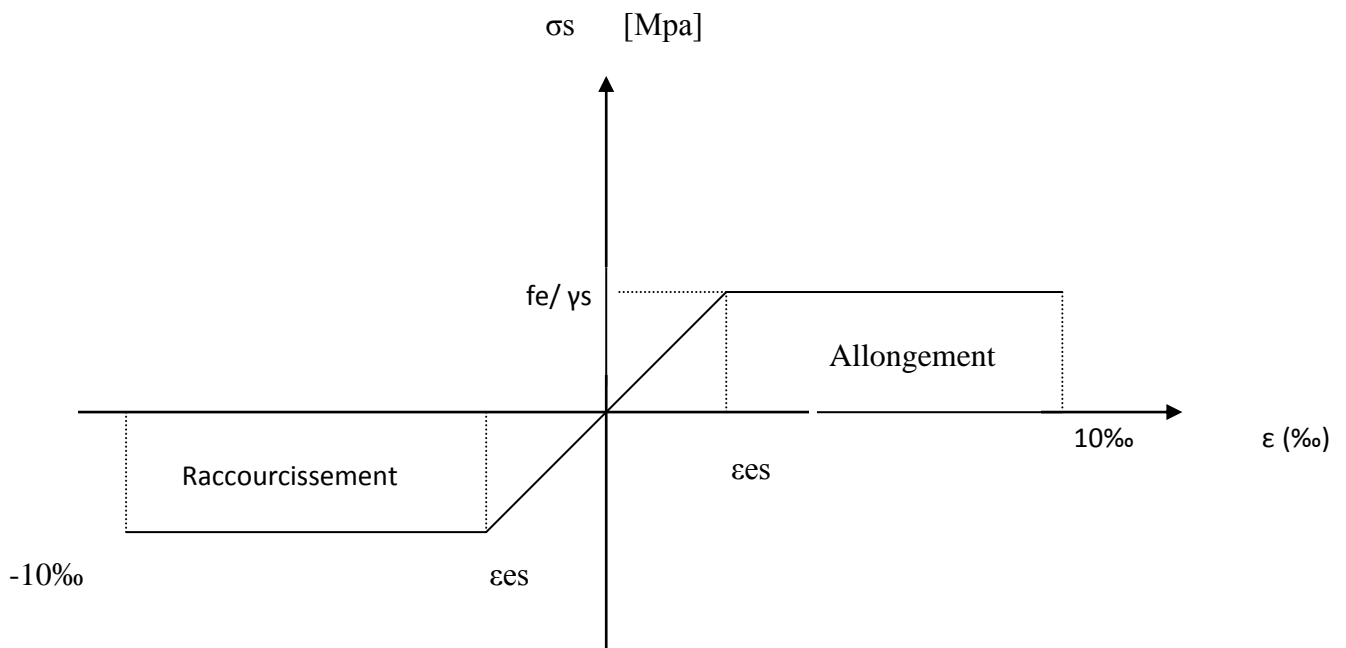
Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

e-4) Diagramme contraintes-déformations de calcul:

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :



e-4) limite d'élasticité:

$\sigma_s = f_e/\gamma_s$ où γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ en situation durable.

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

f) Protection d'armatures: (art A. 7-2 4 BAEL 91)

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

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

Conclusion :

On a défini dans ce chapitre tous les éléments que contient mon ouvrage ainsi que les Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés lors de la construction, en respectant les Règles de BAEL91 Modifié 99 et le règlement parasismique Algérien (RPA).

II -INTRODUCTION :

En respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré dimensionner tous les éléments constitutifs de la bâtisse, à savoir : les planchers, les dalles, les poteaux et les poutres.

II-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1.1 Les planchers en corps creux:

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées selon la plus petite portée, et d'une dalle de compression, armé d'un treillis soudé d'épaisseur de 5cm.

Les planchers assurent deux fonctions principales :

- fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

- fonction d'isolation :

Ces planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \text{ tel que : } h_t : \text{ la hauteur totale du plancher.}$$

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

La section minimale exigée par le **(RPA99)** pour un poteau en zone **IIa** est de **(25X25)**

Dans notre cas : $l_{\max} = 345 - 25 = 320$

$$h_t \geq \frac{320}{22,5} = 14,22$$

Ainsi on optera pour un plancher de 20 cm ; soit (16+4) cm qui sera valable pour tous les planchers .

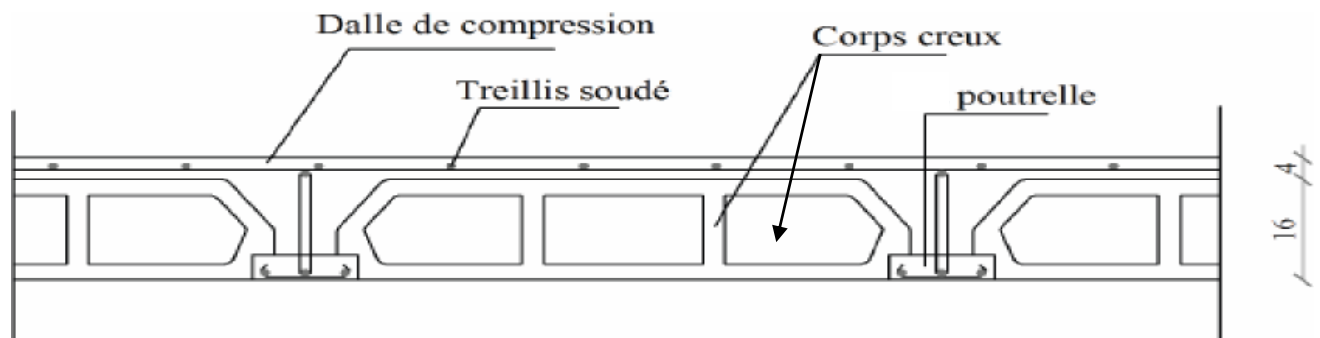


Figure II-1 : Schéma descriptif d'un plancher.

II-1-2) Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est déterminée selon leur portée ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

- Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{l_0}{10}$$

l_0 : portée libre. ; e : épaisseur de la dalle.

l_0 : 1,50 m ; e = 15 cm

On adopte l'épaisseur : e = 15 cm.

II-2 Pré dimensionnement des poutres :

II-2-1) pré dimensionnement des poutres principales :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\max \left(\frac{L_{\max}}{15} ; ht ; \frac{L_{\max}}{10} \right)$
- **Largeur** « b » : $\max (0.4 ht ; b ; 0.7 ht)$

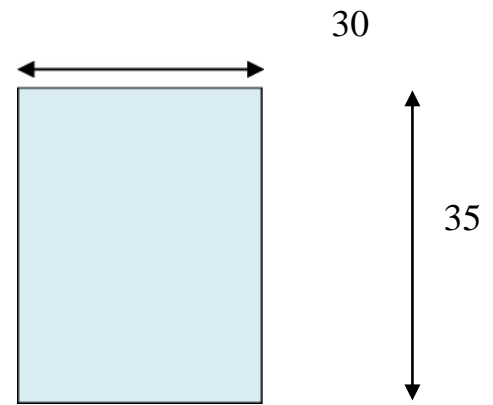
Avec : L_{\max} : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1) :

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

Pour notre cas : $L_{\max} = 345 - 25 = 320 \text{ cm}$

D'où: $\max\left(\frac{320}{15}; h_t; \frac{320}{10}\right)$



on prend $h_t = 35$ cm

La largeur de la poutre est $\max(0,4 h_t; b; 0,7 h_t)$.

$\max(14; b; 24,5)$ On prend $b = 30$ cm

$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4$ On prend $h_t = 35$ cm, $b = 30$ cm

La section des poutres principales est de $:(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II-2-2) Pré dimensionnement de la poutre secondaire :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

-entre-axes au portée libre est : $L_{max} = 340 - 25 = 315$ cm

$\max\left(\frac{l_{max}}{15}; h_t; \frac{l_{max}}{10}\right) \rightarrow \left(\frac{315}{15}; h_t; \frac{315}{10}\right) \rightarrow (21 = h_t = 31,5)$ on prend $h_t = 35$ cm

$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$ on prend $b = 30$

La section des poutres secondaires est de $:(30 \times 35) \text{ cm}$

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

$h > 30 \dots\dots\dots 35 > 30 \rightarrow$ condition vérifiée

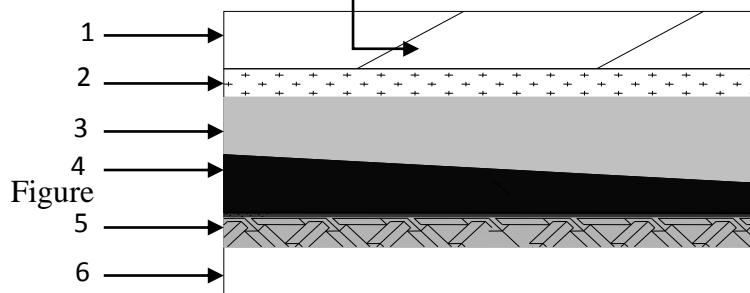
$b > 20 \dots\dots\dots 30 > 20 \rightarrow$ condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

N°	Eléments	Poids volumique γ (kn/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (kn/m ²)
01	Couche de gravier	17	0.05	0.85
02	Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
03	Béton en forme de pente	22	0.05	1.10
04	Hourdis et table de compression (16+4)	14	0.2	2.80
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16
06	Enduit sous plafond	12	0.02	0.24
				Totale $G_i = 5.27 \text{ kg/m}^2$

Tableau II-1 : Valeur de la charge permanente G_i du plancher terrasse (inaccessible)

Plancher étage terrasse



FigII.2 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Élément	La charge (KN/m ²)	Epaisseur (cm)	La charge (Kn/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.40	2	0,2
2. mortier de pose	0.54	3	0,43
3. couche de sable	0.66	3	0,66
4. dalle en corps creux	2.80	20	2,85
5. enduit de plâtre	0.20	2	0,20
6. cloison	0.90	10	0,90
			5.24

Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher étages courant et commercial.

Plancher étage courant :



FigII.3 : coupe verticale d'un plancher d'étage courant .

II-2-3) Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. enduit du ciment	2	0,36
2. brique creuse	15	1 ,30
3. lame d'air	5	/
4. brique creuse	10	0,90
5. enduit de plâtre	2	0,20
		G = 2.76

Tableau II-3 : les composants du mur extérieur.

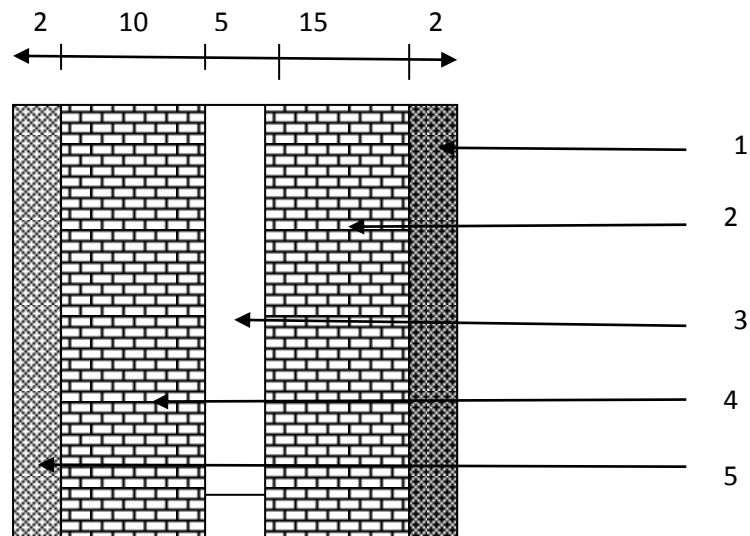


Fig II-4 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

b) Murs intérieurs :

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	2	0,20
2. Brique creuse	10	0,90
3. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 1,30

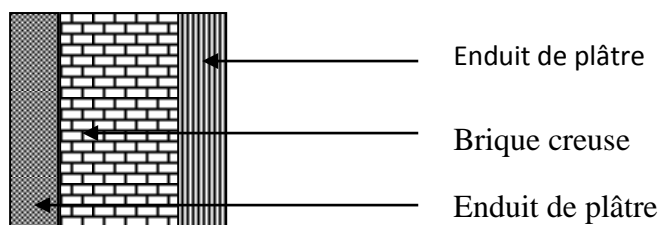


Figure 5 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

II- 2-4) Les charges d'exploitations :

Les charges sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse	$Q = 1 \text{ kn/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage commercial	$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage administratif	$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$
- L'Acrotère	$Q = 1 \text{ kn/ml}$
- L'Escalier	$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$
- Balcon	$Q = 3.5 \text{ kn /m}^2$

II-2-5) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

$N_s = G + Q$.

N_s : effort normal de compression.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : contrainte limite de compression du béton, donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par la règle BAEL91.

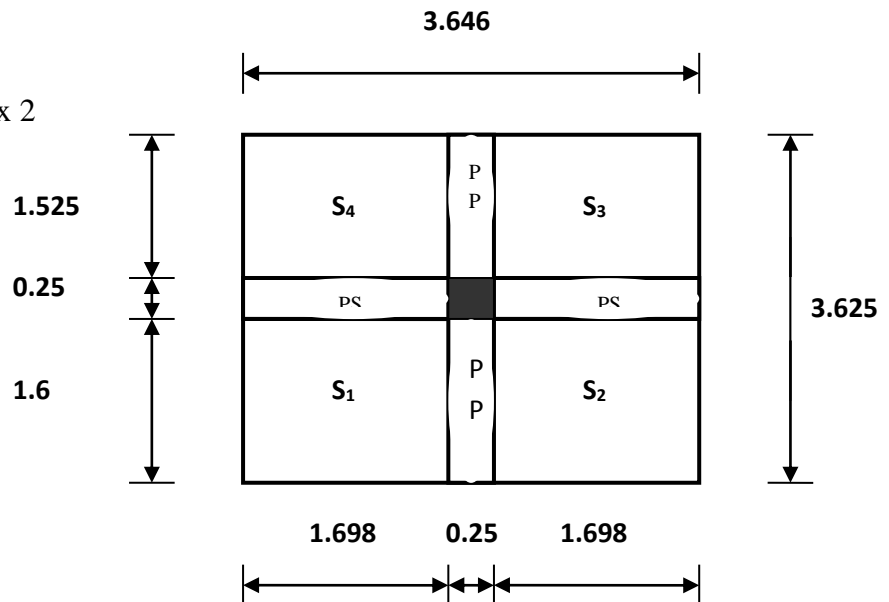
Remarque : La section minimale exigée par le (RPA99) pour un poteau en zone IIa est de (25X25).

II.3) Charges et surcharges revenant au poteau C₂

a) Surface d'influence

$$S = (1,725 \times 1,7) \times 2 + (1,65 \times 1,7) \times 2$$

$$S = 11,47 \text{ m}^2$$



FigII-5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

b) charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $G_t = 5.27 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher d'étage courant : $G_t = 5.24 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC : $G_t = 5.24 \text{ KN/m}^2$.

c) Charges permanentes totales**- Poids du plancher $P = G \times S$**

Plancher terrasse :

$$P = 5.27 \times 11.47 = 60.44 \text{ kn}$$

Plancher d'étage courant :

$$P = 5.24 \times 11.47 = 60.10 \text{ kn}$$

Plancher RDC (commercial)

$$P = 5.28 \times 11.47 = 60.56 \text{ kn}$$

Planchers sous sol :

$$P = 5.24 \times 11.47 = 60.10 \text{ kn}$$

- Poids des poutres :

Poutres principales :

$$P = 3,20 \times 0,35 \times 0,30 \times 25 = 8.40 \text{ kn}$$

Poutres secondaires :

$$P = 3,15 \times 0,35 \times 0,30 \times 25 = 8.26 \text{ kn}$$

D'ou le poids total $P = 8.40 + 8.26$ Ce qui donne : **$P = 16,66 \text{ KN}$** **d) charges d'exploitation :**

- plancher terrasse $Q_0 = 1 \times 11,47 = 11.47 \text{ kn}$
- plancher courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.50 \times 11,47 = 17.20 \text{ kn}$
- plancher commercial $Q_8 = 2.50 \times 11,47 = 28.67 \text{ kn}$

II-4) calcul du poids propre des poteaux :

- Pour calculer le poids propre des poteaux, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le RPA : $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$

Pour la zone IIa, tous les poteaux des niveaux de notre structure $b=h=25\text{cm}$

- **du 1er au 6eme étages et les sous sol :** ($h_e = 3,06 \text{ m}$)

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

- **Pour le RDC** ($h_e = 3,96 \text{ m}$)

$$G= 0.25 \times 0.25 \times 3.96 \times 25 = 6.187 \text{ KN}$$

➤ **Loi des dégressions des charges :**

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5.$$

Q_0 : charges d'exploitation à la terrasse.

Q_i : charge d'exploitation de l'étage i : 1 à 8.

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

Q_n : charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des charges.

$$\Sigma_1 = Q_0$$

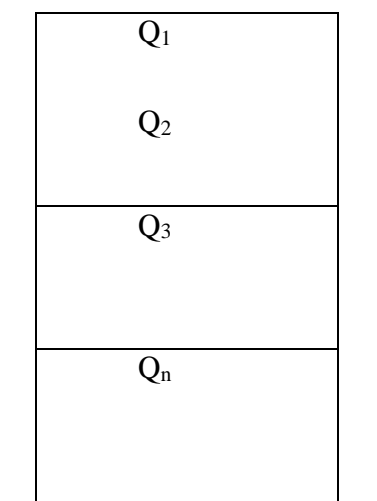
$$\Sigma_2 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Q_0



• TABII-4 :Tableau de dégression de surcharge :

Niveau		Résultats(KN)
9	$Q_0 = 11.47$	11.47
8	$Q_0 + Q_1 = 11.47 + 17.20$	28.205
7	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.47 + 0.95 (17.20 \times 2)$	44.15
6	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.47 + 0.90 (17.20 \times 3)$	63.07
5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.47 + 0.85 (17.2 \times 4)$	69.95
4	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.47 + 0.80 (17.2 \times 5)$	80.27
3	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.47 + 0.75 (17.2 \times 6)$	88.87
2	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11.47 + 0.714 (17.2 \times 7)$	97.43
1	$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11.47 + 0.687 (28.67 \times 8)$	169.04

• TABII-5 :Tableau récapitulatif de la descente de charges:

Niveaux	Charges permanentes (kn)					charges d'exploitations (kn)		Effort normal $N_s = G + Q$ (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poid des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_t	$G_{cumulé}$	Q	$Q_{cumulé}$		Section trouvée	Section adoptée
6	60.44	/	16.66	77.1	71.1	11.47	11.47	88.57	62.23	(35× 35)
5	60.10	4.78	16.66	81.48	152.58	17.20	28.67	181.25	122.27	(35× 35)
4	60.10	4.78	16.66	81.54	234.06	17.20	45.87	279.93	193.88	(35× 35)
3	60.10	4.78	16.66	81.54	315.54	17.20	63.07	378.61	259.7	(35× 35)
2	60.10	4.78	16.66	81.54	397.02	17.20	80.27	477.29	325.54	(35× 35)
1	60.10	4.78	16.66	81.54	478.5	17.20	97.47	575.97	391.36	(35× 35)
RDC	60.56	6.187	16.66	83.40	561.9	28.67	126.14	688.04	477.55	(40×40)
S SOL1	60.10	4.78	16.66	81.54	643.44	17.20	143.34	786.78	543.38	(40×40)
S SOL2	60.10	4.78	16.66	81.54	724.98	17.20	160.54	885.54	609.20	(40×40)

II.4.1) vérification relative aux coffrages

(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois. Et les dés décollage sont interdits.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e : \text{ est la hauteur libre du poteau.}$$

✓ Poteau (35x35)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 35 \geq \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm} \\ 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ Poteau (40x40)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 40 \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq 13.8 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

II.4.2) Vérification des poteaux au flambement

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = l_f/i \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

S : Section transversale du Poteau ($B=a \times b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = 2,42 l_0 / b$

1- Poteaux du 1^{er} sous sol et 2^{eme} sous sol :

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 2.76 = 2.632 \text{ m}$$

$$i = (2,134 \times 10^{-3} / 0,16)^{1/2} = 0,116 \text{ m}$$

Donc: $\lambda = 2.632 / 0,116 = 16,45 < 50$ vérifiée

2-Poteaux du RDC :

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.66 = 2.562 \text{ m}$$

$$i = 0,116 \text{ m}$$

Donc: $\lambda = 2.562/0,116 = 16,01 < 50$vérifiée

3-Poteaux d'étage courant (1.2.3) :

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 2,76 = 1,932 \text{ m}$$

$$I = 0,35^4 / 12 = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0,35^2 = 0,1225 \text{ m}^4$$

$$i = 0,1 \text{ m}$$

Donc: $\lambda = 1,932/0,1 = 19,32 < 50$vérifiée

4- Poteaux d'étage courant (4.5.6) :

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 2,76 = 1,932 \text{ m}$$

$$I = 0,30^4 / 12 = 0,675 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0,30^2 = 0,09 \text{ m}^4$$

$$i = 0,0866 \text{ m}$$

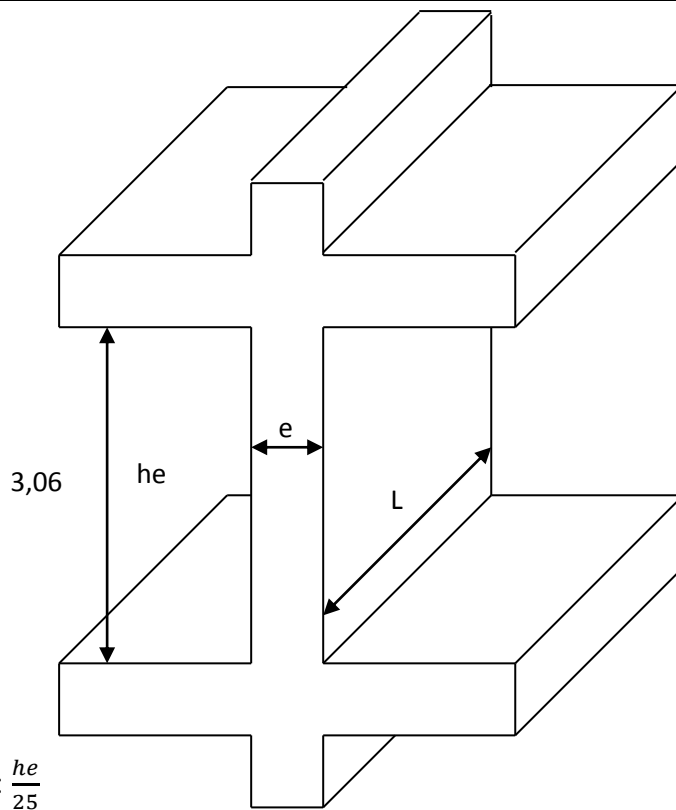
Donc: $\lambda = 1,932/0,0866 = 22,30 < 50$vérifiée

➤ Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

Selon le RPA (Art 77.1), les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$L_{voile} \geq 4 e_p$ tel que $\rightarrow L_{voile}$: portée min des voiles



1er cas : $\frac{he}{25}$

Pour les sous sol et les étages courants : $h=306$ cm

$$e = \frac{he}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm}$$

Pour le RDC $h_e = 396$ cm

$$e = \frac{he}{25} = \frac{396}{25} = 15.84 \text{ cm}$$

2^{eme} cas $\frac{he}{20}$

Pour les sous sol et les étages courants : $h=306$ cm

$$e = \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

Pour le RDC $h_e = 396$ cm

$$e = \frac{he}{20} = \frac{396}{20} = 19.8 \text{ cm}$$

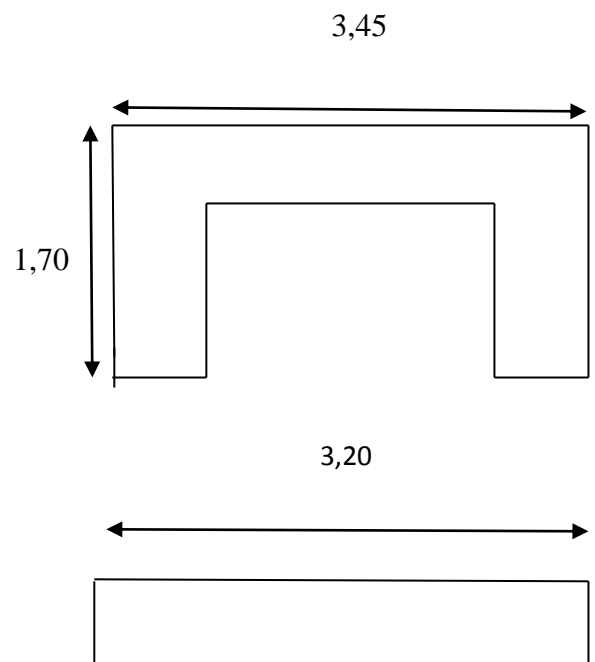
$$e \geq \max (he/25 , he/22,he/20) \Rightarrow e \geq he/20$$

On adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

➤ **Vérification des exigences du RPA :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur :

$$L_{\min} \geq 4e \text{ avec } L_{\min} : \text{portée min des voiles } L_{\min} = 1 \geq 4(20) = 80 \text{ cm} \dots \quad \text{condition vérifiée.}$$

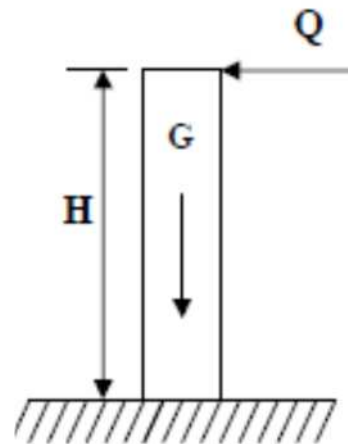
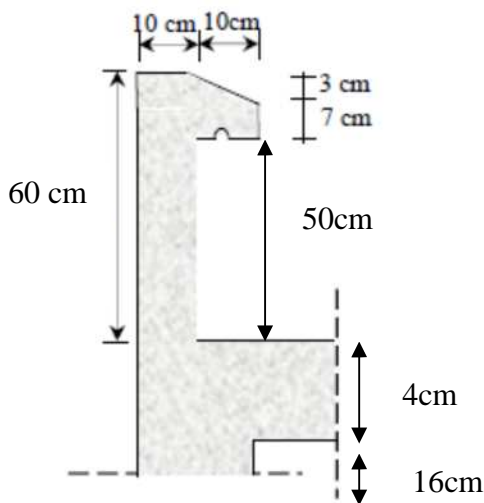


III-1) Calcul de l’acrotère:

L’acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, et permet un bon façonnage de l’étanchéité.

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

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



FigIII. 1 : coupe verticale de l’acrotère.

FigIII.2 : schéma statique de l’acrotère.

III.1.1 Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$.

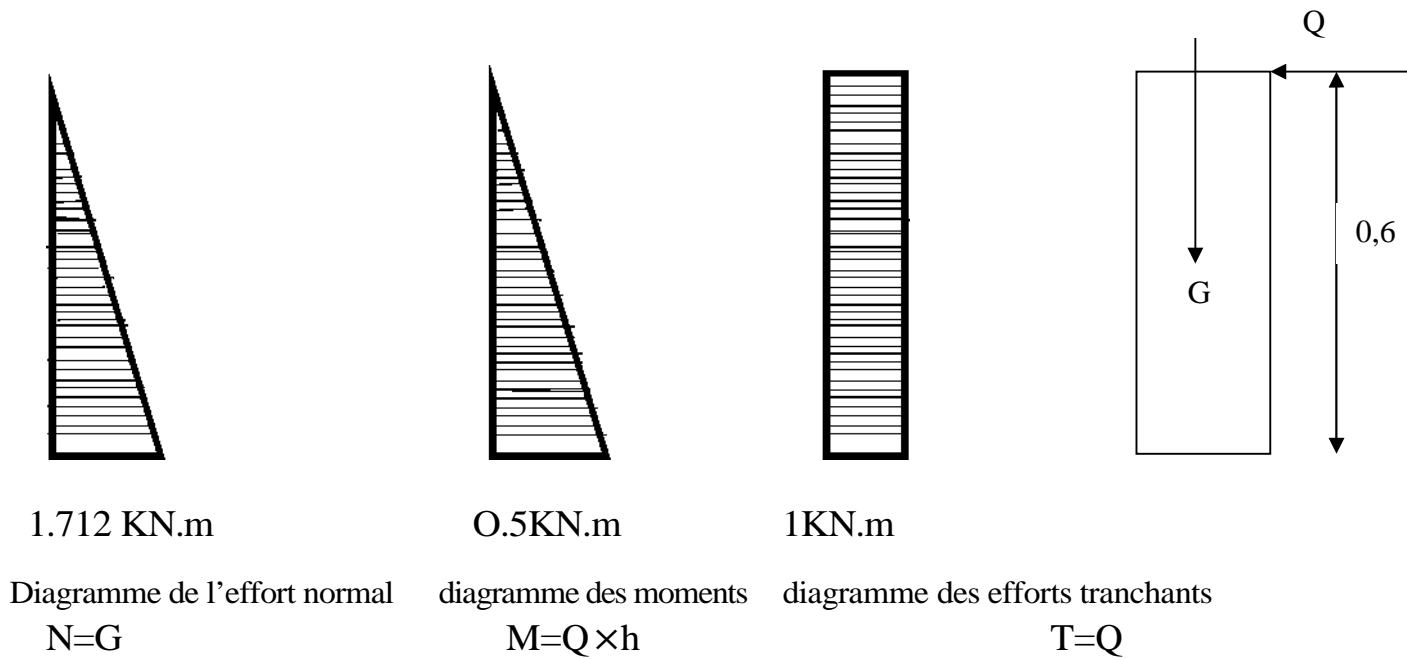
Avec : ρ : Masse volumique du béton armé.

S : Section transversale de l’acrotère.

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

Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN/m}$.

- Effort tranchant dû à la poussée latérale T : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.712 \text{ KN}$.
- Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$



FigIII.3 : Diagramme des efforts internes

III.1.2 Combinaison des charges:

- **A L'ELU:**

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

Effort normal de compression:

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.712 = 2.311 \text{ KN.}$$

Moment de renversement:

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m.}$$

- **A L'ELS:**

La combinaison de charge est:

G + Q Effort normal de compression:

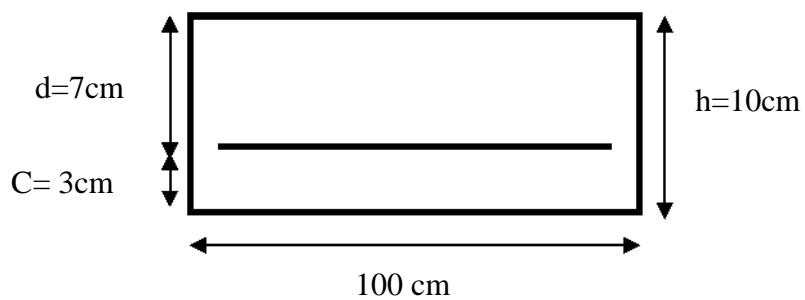
$$N_S = N_G + N_Q = 1.712 \text{ KN.}$$

Moment de renversement: $M_S = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$

III.1.3 Ferrailage: Le calcul se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS. Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

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

$$h = 10 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = 7 \text{ cm}; \quad c = 3 \text{ cm}$$



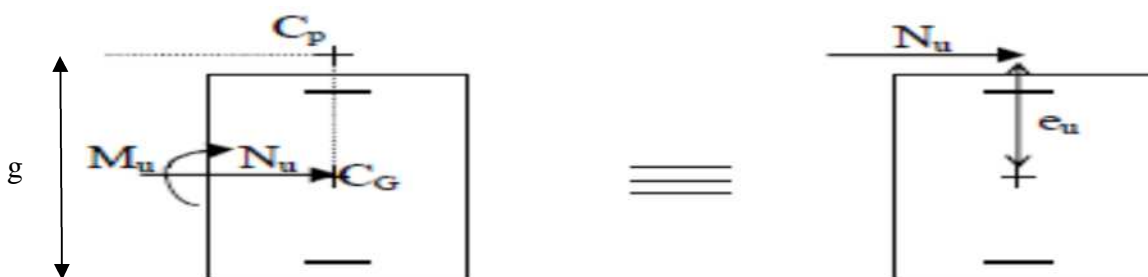
FigIII.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III.1.3.1 Calcul de l'excentricité:

$$e_u = M_u / N_u \rightarrow 0.75 / 2.311 = 0.324 \text{ m} = 32.4 \text{ cm} \approx 33 \text{ cm}$$

$$a = (h/2) - c = (10/2) - 3 = 2 < 33$$

a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.



FigIII.5: section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le centre de pression «**C_p** » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. «**N**» est un effort de compression, la section est partiellement comprimée (SPC). Donc, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «**M_f**» puis on se ramène à la flexion composée.

III.1.3.2 Calcul de la section d'armature en flexion simple:

- **Moment fictifs:**

$$M_f = N_U \times g$$

Avec:

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

$$g = e_u + 0.5h - c$$

$$g = 33 + 0.5 \times 10 - 3 = 35 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.311 \times 0.35 = 0.80 \text{ kN.cm}$$

Moment réduit:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.80 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0115$$

$$\text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0.0115 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.0115 \rightarrow \beta = 0.994$$

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{Bd \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.80 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times \frac{400}{1.15}} = 0.330 \text{ cm}^2$$

III.1.3.3 Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée:

$$A_U = A_f - \frac{N_U}{\delta_{st}} \quad \text{avec } \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_U = 0.330 - \frac{2.311 \times 10}{348} = 0.263 \text{ cm}^2$$

III.1.4) Vérification à l'ELU:**• Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91)**

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

• Armature principale:

$$A_U \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} b d}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.712} = 29.20 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{29.20 - 0.445 \times 7}{29.20 - 0.185 \times 7} \right] = 0.790 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales : $A_u = 0.263 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.790 \text{ cm}^2$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A_{\min} = 0.790 \text{ cm}^2.$$

► soit $A_{\text{adopté}} = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$

Avec un espacement $\mathbf{St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}}$

• Armature de répartition :

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

Soit $\mathbf{Ar = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2}$

Avec un espacement : $\mathbf{St = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}}$

• Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.2.2/BAEL 91)

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right)$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 ; 4) = 2.5 \text{ mpa}$$

$$\tau = \frac{Vu}{bd} \quad V_u : \text{effort tranchant} : V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{D'où} : \tau_u = \frac{1.5 \times 10}{10 \times 70} = 0.02 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.02 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

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

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

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

ψ : coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ Mpa (acier de haute adhérence).

$$\text{d'ou} \quad \tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \sum \mu i}$$

$\sum \mu i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu i = \pi \times n \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\text{D'où} : \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.237 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

donc il n'y pas risque d'entraînement des barres

- **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures principales} : St = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Armature de répartition :**

$$\text{Armatures de répartition} : St = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

- **Ancrage des barres verticales :**

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{fe}{4\bar{\tau}_s}$$

$$L_s = \frac{4 \times 400}{2 \times 3.15} = 253.16 \text{ mm} \longrightarrow \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.5) Vérification à L'ELS :(Art A.6.1,3/ BAEL 91)

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme Préjudiciable.

Les aciers sont en Fe E400 et de diamètre 8mm $\longrightarrow \eta = 1,6$

Répartition des contraintes dans l'acrotère :

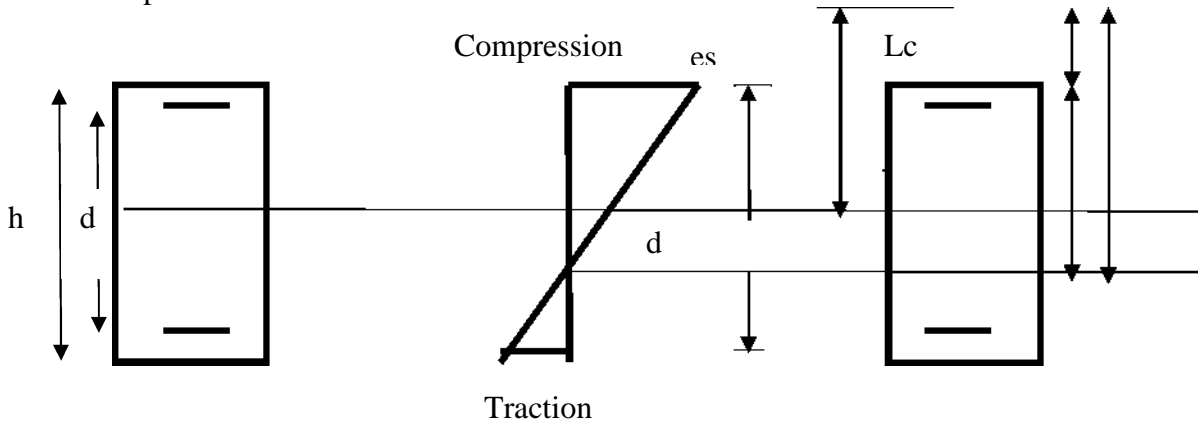


Fig III.6 : diagramme de compression et traction

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- . dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- . dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

. dans les aciers :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

On a des aciers : HA : $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$ et FeE400 , $\eta = 1,6$ (coefficient de fissuration).

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{avec } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \longrightarrow \beta_1 = 0.914$$

$$d'ou \sigma_s = \frac{0.5 \times 10^3}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 38.80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• dans le béton :

Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma = K \cdot \sigma_{st} = 0.023 \times 38.80 = 0.892 < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

III.1.6) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA 99)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

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

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_P$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : ($A = 0,15$ zone II_a ; groupe 2)

C_p : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires, $C_p = 0,3$.

WP : Poids de l'acrotère, $WP = 1.712 \text{ KN/ml}$.

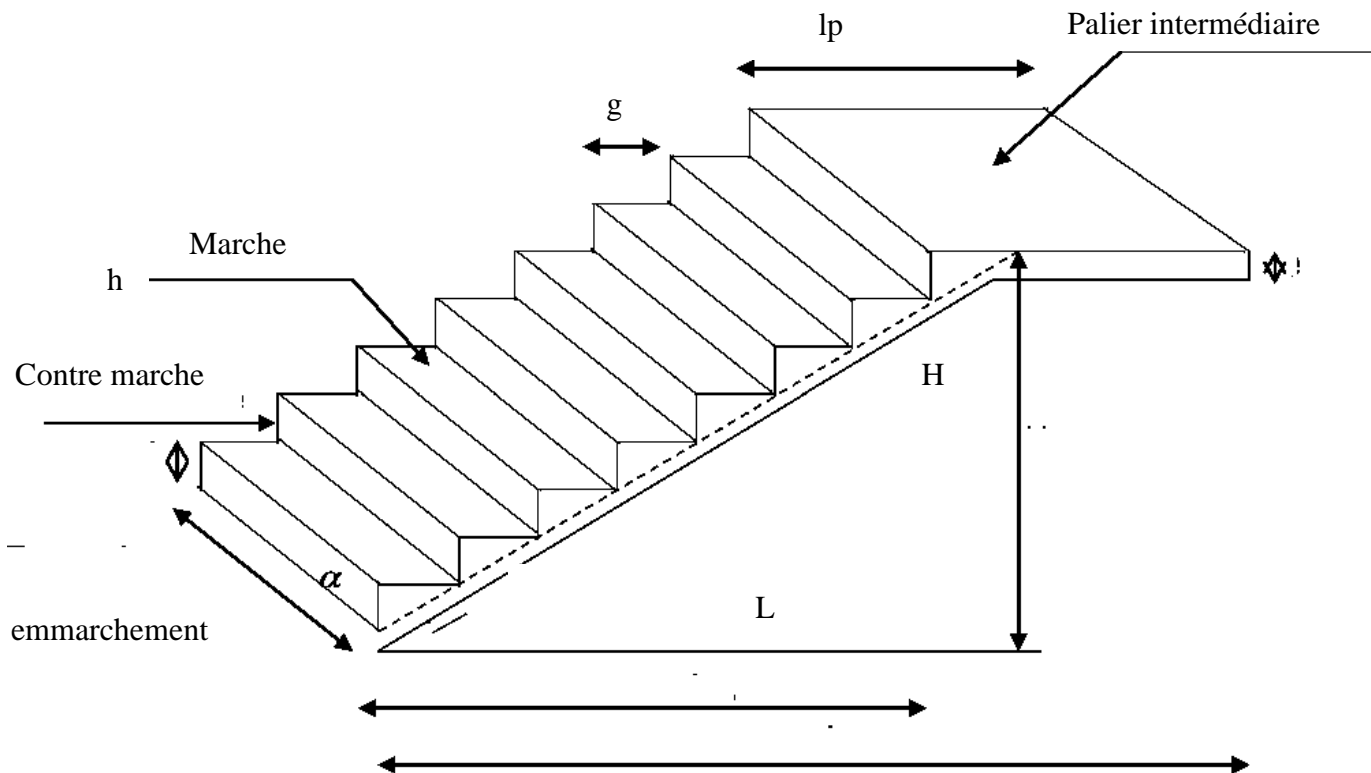
$$F_P = 4 \times 0.3 \times 0.25 \times 1.712 = 0.513 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$F_P < Q \longrightarrow$ Condition vérifiée

III.2 LES ESCALIERS

III.2.1 Généralités

III.2.1.1 Terminologie définitions



FigIII-2-1 : Terminologie de l'escalier

Un escalier est un ouvrage formé de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, de caractéristiques géométriques suivantes :

- L : Longueur des marches ;
- g : Largeur des marches ;
- h : Hauteur des marches ;

III.2.1.2) Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

III.2.2) Dimensions des escaliers

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

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

h : le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 en moyenne)

g : le plus courant varie de 22 à 33 cm (26 en moyenne).

L'embranchement peut ce variée selon le caractère de l'escalier, couramment

1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons à priori des marches de hauteur h, le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier, en prendra l'entier n' immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

Exemple de calcul

Pour un exemple plus pratique, on prendra comme calcul les escaliers de notre bâtiment qui comprend trois types à étudier qui sont ; escalier du 2^{ème} sous-sol schématisé en schéma ci-dessous :

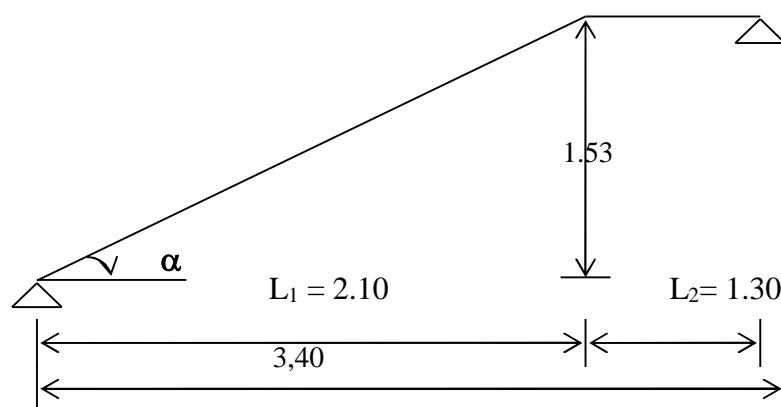


Schéma statique

a) Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a-1) marches et contremarches :

$59 < 2h + g < 66$ [cm]

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 < h < 18$ [cm].

g : le giron $28 < g < 32$ [cm] .

On adopte : $h=17$ cm.

Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$n = H/h$.

L'étage courante: $H = 3.06$ m.

Alors : $n = 306/17 = 18$.

le 1ère volée

$n=9$ et $m=8$

Le 2^{em} volée

$n = 2$ et $m=1$

Le 3^{em} volée

$n=7$ et $m=6$

m : contremarches

a-2) Calcul du giron :

- la relation de BLONDEL

$g+2h \geq 59$ cm

$g+2h \leq 66$ cm

$g \geq 59 - (2 \times 17) = 25$ cm

$g \leq 66 - (2 \times 17) = 32$ cm

On prend $g = 30$ cm.

Donc $g = 30$ cm.

- Vérification de la loi de BLONDEL :

$59 < 2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64$ cm ≤ 66 cmcondition vérifiée.

a-3) Pré dimensionnement de la paillasse

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur qui sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} < ep < \frac{L}{20}$$

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L = L_v + L_2$

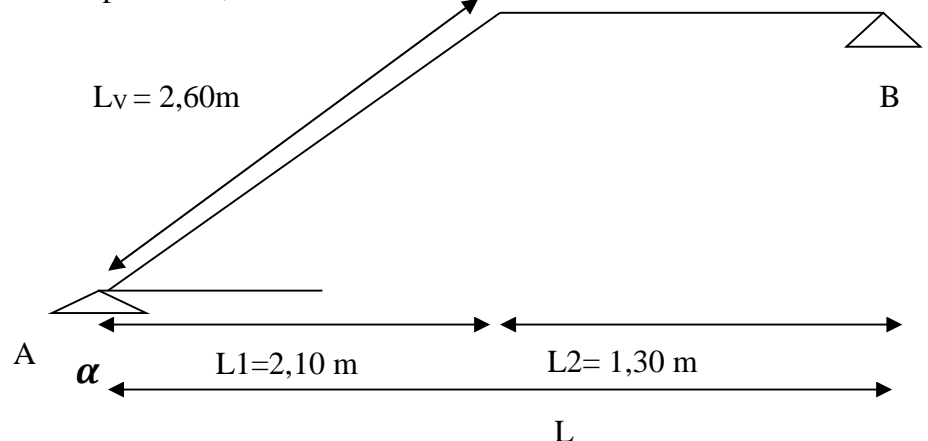


Fig III.2.2 : Schéma statique

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.10} = 0.73 \longrightarrow \alpha = 36.13^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{2.10}{L_1} = L_V = \frac{2.90}{\cos 36.13} = 2.60 \text{ m}$$

D'ou

$$L = L_1 + L_V = 2.60 + 1.3 = 3.90 \text{ m}$$

$$\frac{390}{30} < e < \frac{390}{20}$$

$$13 < e < 19.5$$

→ en prend $e = 18 \text{ cm}$

a.3.1) volée $\alpha = 36.13^\circ$

1-poids propre de la paillasse

$$P_p = \frac{25 \times 0.18}{\cos \alpha} = 5.57 \text{ KN/ml}$$

2-poids des marches

$$P_m = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13 \text{ KN/ml}$$

3-revêtement

$$P_r = 1.73$$

$$G_v = p_p + p_m + p_r = 5.57 + 2.13 + 1.73 = 9.43 \text{ KN/ml}$$

a.3.2) palier

1-poids de dalle pleine

$$P_r = 25 \times 0.18 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

2-poids de revêtement

$$P_r = 1.73$$

$$\longrightarrow G_p = 6.23 \text{ kn/ml}$$

➤ charges d'exploitation .DTR .B.C .2 .2 ($Q = 2.5 \text{ kn/ml}$)

A'ELS

$$Q_{PS} = 6.23 + 2.5 = 8.73 \text{ KN/ml} \rightarrow G+Q$$

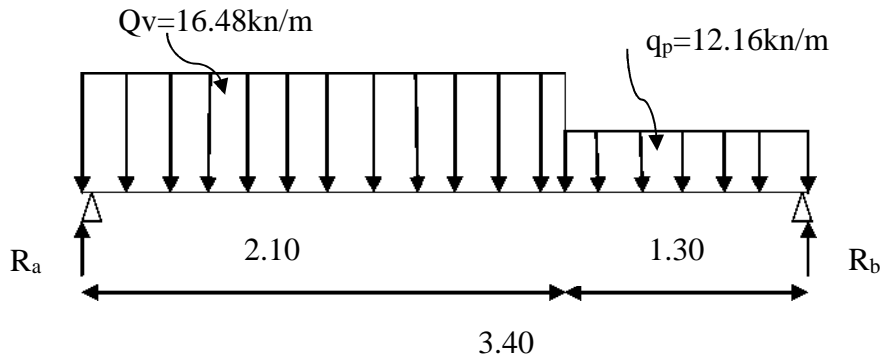
$$Q_{VS} = 9.43 + 2.5 = 12.5 \text{ kn/ml} \rightarrow G+Q$$

à ELU

$$Q_{pu} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (6.23) + 1.5 (2.5) = 12.16 \text{ KN/m}$$

$$Q_{vu} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (9.43) + 1.5 (2.5) = 16.48 \text{ KN/m}$$

b) calcul a l ELU



$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \rightarrow R_a + R_b = 51.01 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = R_b \times 3.40 - (16.48 \times 2.10 \times 1.05) - (12.16 \times 1.30 \times 2.75)$$

$$R_b = 23.47 \text{ KN}$$

$$R_a = 26.94 \text{ KN}$$

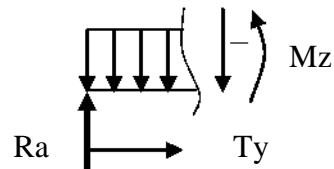
b.1) calcul des efforts internes

pour $0 < x < 2.10$

$$T_Y = -16.48x + 26.94$$

$$X = 0 \rightarrow T_Y = 26.94 \text{ KN}$$

$$X = 2.10 \rightarrow T_Y = -7.66 \text{ KN}$$

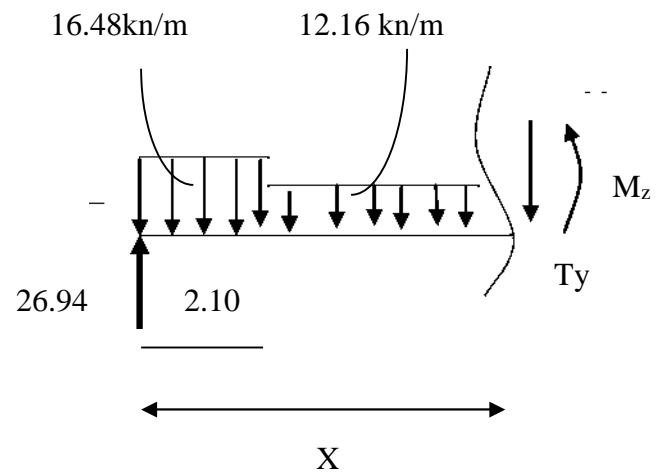


$$M_Z = -8.24 x^2 + 26.94 x$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \text{ kn.m}$$

$$X = 2.10 \rightarrow M_Z = 20.23 \text{ kn.m}$$

•Pour $2.10 < x < 3.40$



$$T_y = -12.16x + 17.86$$

$$X = 2.10 \rightarrow T_y = -7.67 \text{ KN}$$

$$X = 3.4 \rightarrow T_y = -23.48 \text{ KN}$$

$$M_z = -6.08x^2 + 17.86x + 9.52$$

$$X = 2.10 \rightarrow M_z = 20.21 \text{ KN.m}$$

$$X = 3.4 \rightarrow M_z = 0 \text{ kn.m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1.63\text{m}$ d'où $M_{z\max}=22.47\text{KN.m}$

$$M_0 = M_{z\max} = 22.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_{z\max} = -6.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{z\max} = 19.09 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts :

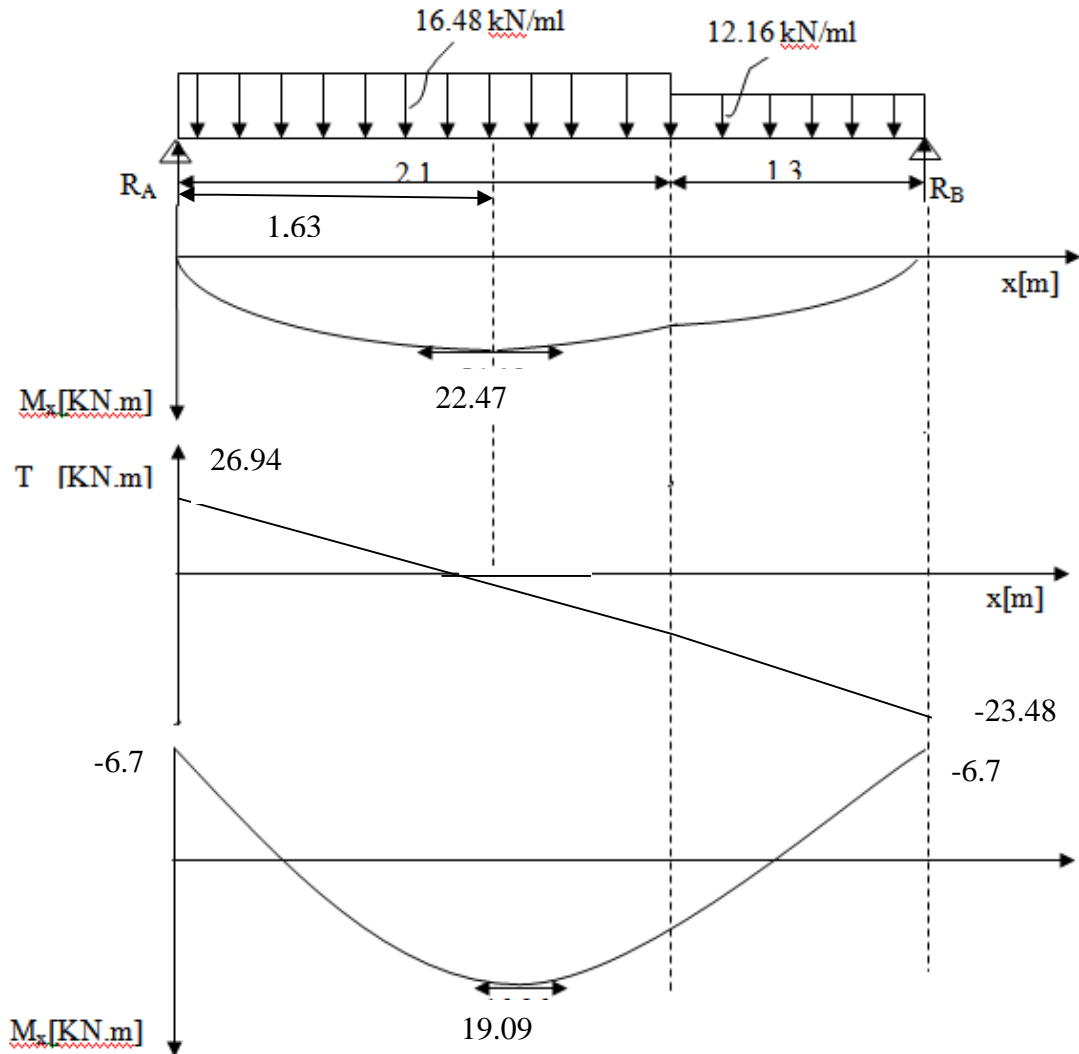
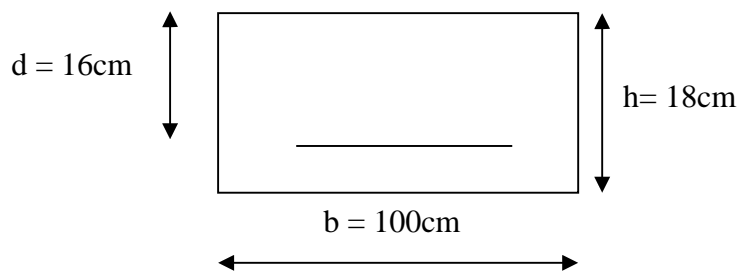


Figure III.2.2. : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELU.

C) Calcul des armatures :

C.1) armatures principales



➤ en travée

$$M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 19.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.09 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$0.052 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.052 \longrightarrow \beta = 0.973$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times f_{bu}} = \frac{19.09 \times 10^3}{0.973 \times 16 \times 348} = 3.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12/ml** ($A_t = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

C.2) armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité, on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse.

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

On opte pour **4HA8** ($A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Aux appuis :

$$M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -6.7 \text{ kN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{-6.7 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$0.018 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.7 \times 10^3}{0.991 \times 16 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8** ($A_a = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition aux appuis

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

On opte pour **4HA8** ($A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.3.) Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$$A_{ua} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- En travées

$$A_{ut} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

a) Espacement des barres

- Armatures principales :

Aux appuis :

$$e = 25 \text{ cm} < \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}) ;$$

En travées :

$$e = 25 \text{ cm} < \min \{3h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}) ;$$

Armatures de répartition :

Aux appuis :

$$e = 25 \text{ cm} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

En travées :

$$e = 25 \text{ cm} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}) ;$$

➤ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91 ; Art 5.1.2.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable :

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

$$T_u^{max} = 26.94 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{26940}{1000 \times 160} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

➤ **Justification des sections d'appuis (BAEL 91 ; Art 5.1.3)**

$$A_s \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}}$$

$$A_s = \frac{26940}{1000 \times 348} = 0.077 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.077 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 ; Art A.6.1.3)**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{u\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \Pi \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 100.48 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26940}{0.9 \times 160 \times 100.48} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91 ; Art 6.1.23)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

Avec

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 48 = 20 \text{ cm}$$

b) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

➤ **Influence sur le béton :** On doit vérifier que:

$$V_u^{\max} = \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 16 \times 100}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 26.94 < 960 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \text{ avec } Ma = -6.7 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(26.94 - \frac{6.7 \times 10^2}{0.9 \times 16} \right) \right] = -0.56 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2$

III.2.4) Calcul à l'état limite de service

$$q_{\text{svolée}} = G + Q = 10 + 2.5 = 12.50 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 6.23 + 2.5 = 8.73 \text{ KN/ml}$$

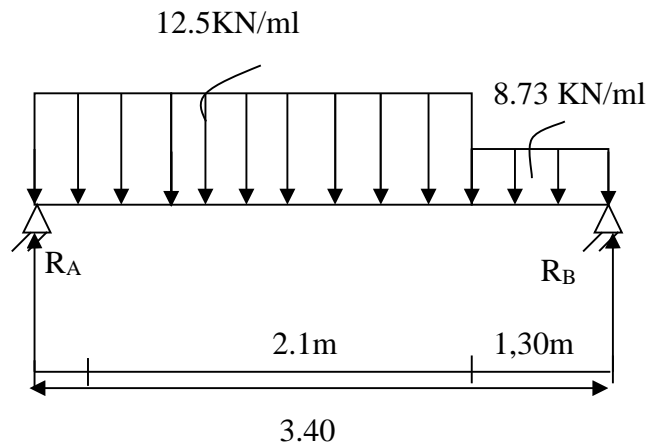


Fig III.2.3 : Schéma statique à l'ELS

a) Calcul des réactions aux appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = (12.5 \times 2.1) + (8.73 \times 1.30) = 37.6 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$(q_{\text{spalier}} \times L_{\text{palier}}) \times \frac{L_{\text{palier}}}{2} + (q_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}}) \times \left(\frac{L_{\text{paillasse}}}{2} + L_{\text{palier}} \right) - R_A \times (L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}) = 0$$

Nous obtenons :

$$R_A = 20 \text{ kn}$$

$$R_B = 17.6 \text{ Kn}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.1\text{m}$

- Effort tranchant

$$T_y = -12.5x + 20$$

Pour $x=0$

$$T_y = 20 \text{ kN,}$$

Pour $x = 2.1 \text{ m} :$

$$T_y = -6.25 \text{ Kn}$$

- Moment fléchissant

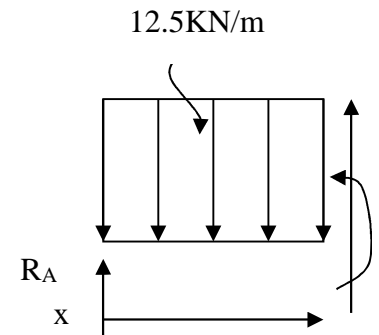
$$M_z = -6.25x^2 + 20x$$

Pour $x = 0 :$

$$M_z = 0$$

Pour $x = 2.1\text{m} :$

$$M_z = 14.43 \text{ kN.m}$$



2^{ème} tronçon : $2.1 \leq x \leq 3.40\text{m}$

- Effort tranchant

$$T_y = -8.73x + 12.08$$

Pour $x = 2.1 :$

$$T_y = -6.25 \text{ kN}$$

Pour $x = 3.40 \text{ m} :$

$$T_y = -17.6 \text{ kN,}$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -4.36x^2 + 12.08x + 8.34$$

Pour $x = 2.1 :$

$$M_z = 14.48 \text{ kn.m}$$

Pour $x = 3.40 \text{ m} :$

$$M_z = -0.99 \text{ kN.m}$$

Point du moment maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow 8.73x - 12.08 = 0$$

Nous obtenons : $x = 1.38 \text{ m.}$

Le moment $M_z(x)$ est au max pour la valeur $x = 1.38\text{m.}$

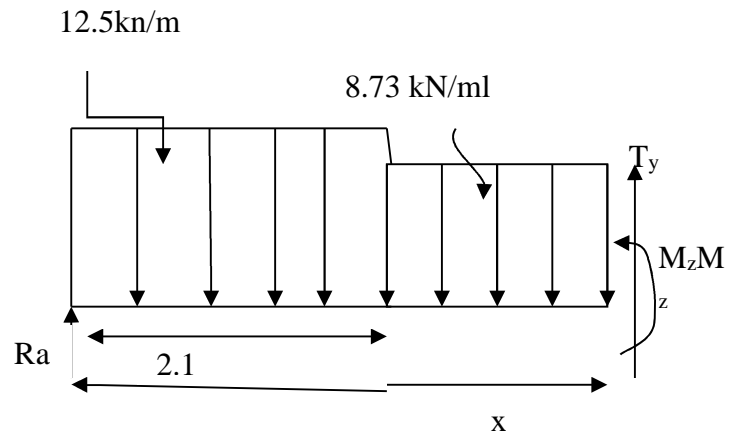
Donc :

$$M_z^{\text{max}} = 16.7 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a^s = -0.3 M_z^{\text{max}} = - 5.01 \text{ kN.m}$

- en travées : $M_t^s = 0.85 M_z^{\text{max}} = 14.19 \text{ kN.m}$



Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

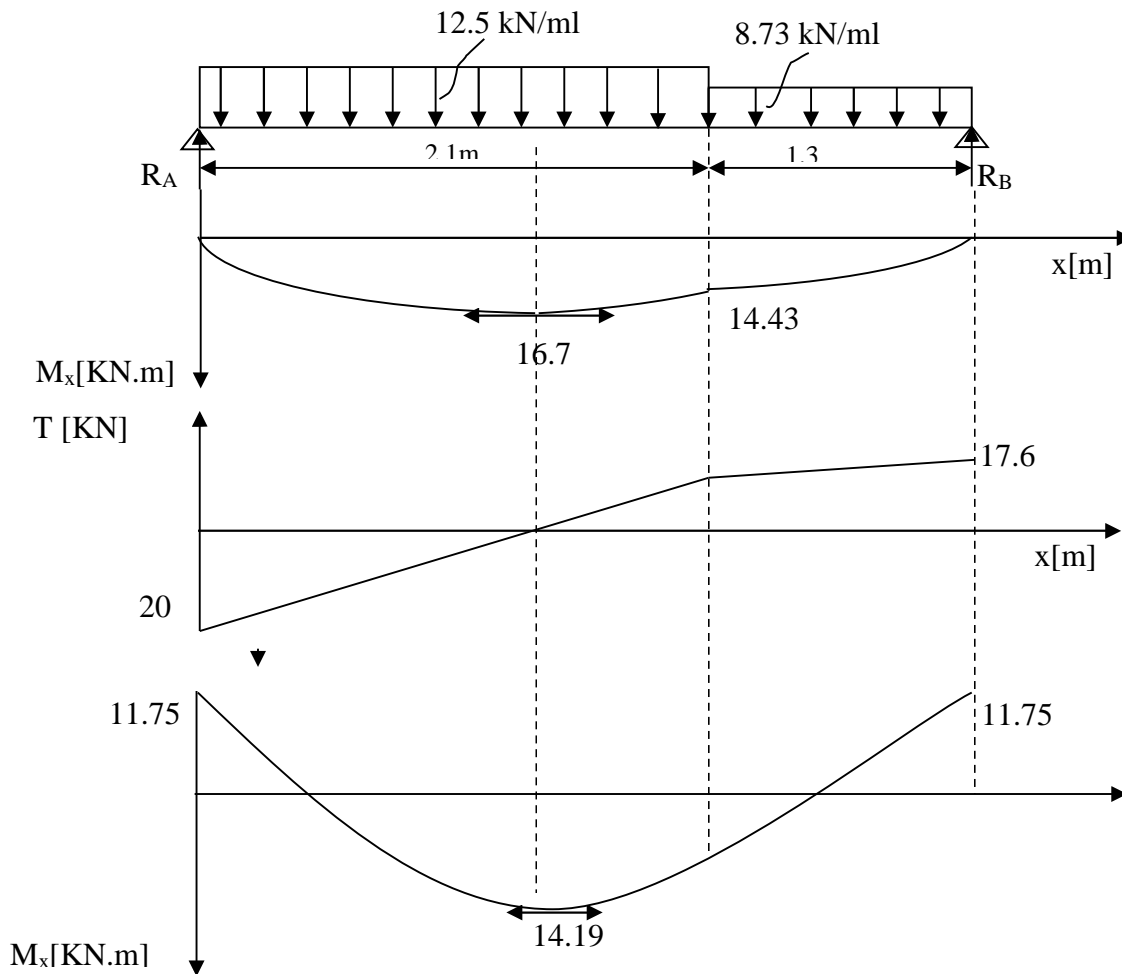


Figure III.2.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.2.5) Vérification à L'ELS :

a) L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

• En travée : $M_t = 14,19$ KN.m

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0,353 \text{ .}$$

$$\rho_1 = 0,353 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 \Rightarrow K = 39,35$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{14.19 \times 10^3}{0,908 \times 16 \times 4.52} = 216.09 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 5.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

• Appuis A : $M_a = 5.01 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 16} = 0,126$$

$$\beta_1 = 0,9414 ; K = 69.75$$

$$\sigma_s = \frac{5.01 \times 10^3}{0,9414 \times 16 \times 2,51} = 132.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 1.90 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{18}{340} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

$$\frac{18}{340} = 0.052 < \frac{14.19}{10 \times 16} = 0.084 \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

$$\frac{4.52}{100 \times 16} = 0.00282 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

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

$$f_v = \frac{5}{384} \times \frac{q_s L^4}{E_v \times I_0} ; \quad \bar{f} = 0.05 + \frac{L}{1000}$$

Avec

f_v : flèche due aux charges différées,

E_v : Module de la déformation instantanée

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

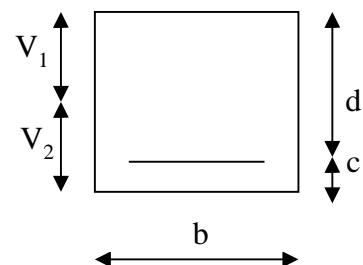
$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

S_{xx} : Moment statique ;

B_0 : Aire de la section homogénéisée ;

$$B_0 = b \times h + 15 A_t$$



$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 4.42} = 9.25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.25 = 8.75 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.25^3 + 8.75^3) + 15 \times 4.52 \times (8.75 - 2)^2$$

$$I_0 = 51733.43 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.5 \times 10^5 + 3.4^4}{10818.86 \times 10^6 \times 51733.43 \times 10^{-8}} = 0.388 \text{ cm}$$

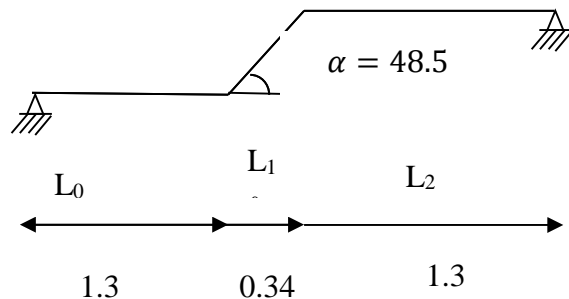
$$\bar{f} = 0.05 + \frac{340}{1000} = 0.73 \text{ cm}$$

Donc $f_i < \bar{f}$ cm..... condition vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

III.3) Etude de la volée intermédiaire



$$L_0 = 1.3$$

$$H = m.h = 2 \times 0.17 = 0.34$$

$$L_1 = (n-1)g = 0.3$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{l_1} = \frac{0.34}{0.3} = 1.13 \rightarrow \alpha = 48.5^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{0.3}{L'} = L' = 0.45 \text{ m}$$

$$L = l_0 + L_1 + L_2$$

$$\frac{350}{30} < e < \frac{305}{20} \rightarrow 10.16 < e < 15.25$$

Nous opte l'épaisseur de 1^{er} volée $e = 18 \text{ cm}$

a) charge permanent :

a) la volée

*poid propre de la paillasse $p_p = \frac{25 \times 0.18}{0.66} = 2.13 \text{ kn/m}$

*poid des marches $p_m = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13 \frac{kn}{m}$

*revêtement $p_r=1.73 \text{ kn/m}$

$P_t = 10.67 \text{ kn/m}$

Poid de la dalle pleine

$$P = 25 \times 0.18 = 4.5 \text{ kn/m}$$

Poid de revêtement

$P_r=1.73 \text{ kn/m}$

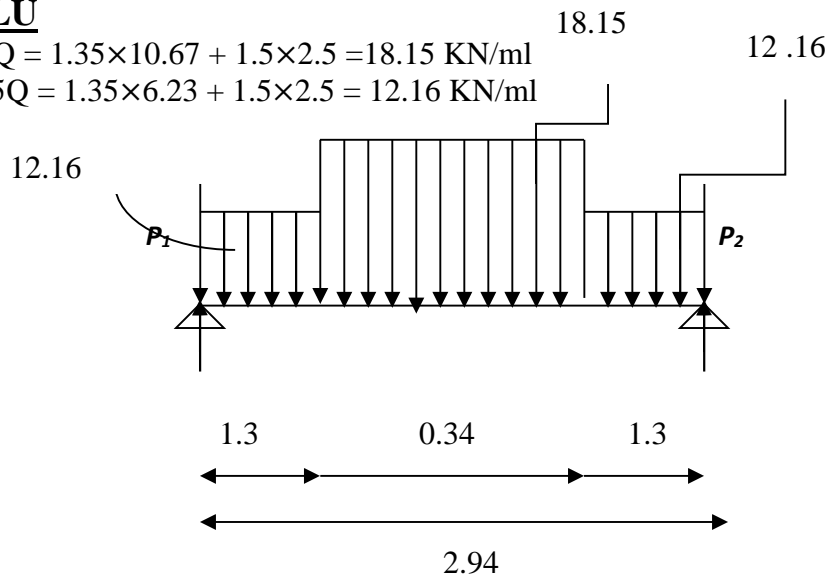
$P_t = 6.23 \text{ kn/m}$

$Q = 2.5 \text{ kn/m}$

III.3.1)calcul à l'ELU

$$q_{\text{volée}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.67 + 1.5 \times 2.5 = 18.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.23 + 1.5 \times 2.5 = 12.16 \text{ KN/ml}$$



a)Calcul des réactions aux appuis

$$\sum F=0$$

$$R_A + R_B = (12.16 \times 1.3) \times 2 + (18.15 \times 0.34) = 37.78 \text{ kN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$(q_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) \times \frac{L_{\text{palier}}}{2} + (q_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}}) \times \left(\frac{L_{\text{paillasse}}}{2} + L_{\text{palier}} \right) - R_A \times (L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}) = 0$$

Nous obtenons :

$$R_A = 19.02 \text{ kN}$$

$$R_B = 18.76 \text{ kN}$$

b)Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

12.16 kN/ml

- Effort tranchant

$$T_y = -12.16x + 19.02$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = 19.02 \text{ kN}$$

Pour $x = 1.3 \text{ m}$:

$$T_y = 3.21 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant

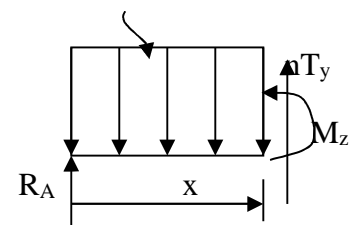
$$M_z = -6.08x^2 + 19.02x$$

Pour $x = 0$:

$$M_z = 0$$

Pour $x = 1.3 \text{ m}$:

$$M_z = 14.45 \text{ kN.m}$$



2^{ème} tronçon : $1.3 \leq x \leq 1.64\text{m}$

- Effort tranchant

$$T_y = -18.15x + 26.81$$

Pour $x = 1.3$:

$$T_y = 3.21\text{kN}$$

Pour $x = 1.64\text{ m}$:

$$T_y = -2.95\text{kN},$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -9.07x^2 + 26.8x - 5.05$$

Pour $x = 1.3$:

$$M_z = 14.46\text{ kn.m}$$

Pour $x = 1.64\text{ m}$:

$$M_z = 14.50\text{ kN.m}$$

3^{em} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$

- Effort tranchant

$$T_y = 18.15x - 18.76$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = -18.76\text{kN},$$

Pour $x = 1.3\text{ m}$:

$$T_y = 5.45\text{kN},$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -9.07x^2 + 18.76x$$

Pour $x = 0$:

$$M_z = 0$$

Pour $x = 1.3\text{ m}$:

$$M_z = 9.05\text{kN.m}$$

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow 18.15x - 18.76 = 0$$

Nous obtenons : $x = 1.48\text{ m}$.

Le moment $M_z(x)$ est au max pour la valeur $x = 1.48\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -9.07(1.48)^2 + 18.76(1.48)$$

$$M_z^{max} = 14.74\text{kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

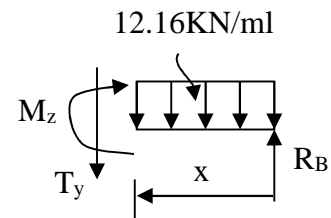
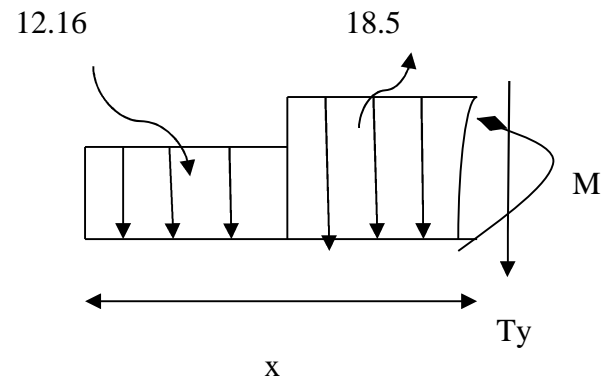
- Aux appuis : $M_a^u = -0.3 M_z^{max} = -4.42\text{ kN.m}$

- en travées : $M_t^u = 0.85 M_z^{max} = 12.52\text{kN.m}$

REMARQUE : les moments trouvés dans le 1^{ère} cas du calcul (1^{ère} palier) > au deuxième cas (2 paliers)

Donc en adopte le ferrailage de cas le plus défavorable celui de 1^{ère} palier

Les résultats trouvés figurent sur les diagrammes suivants :



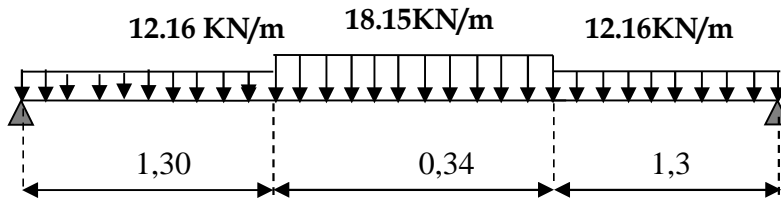


FIG III.2.5 : Diagramme de chargement de la paillasse

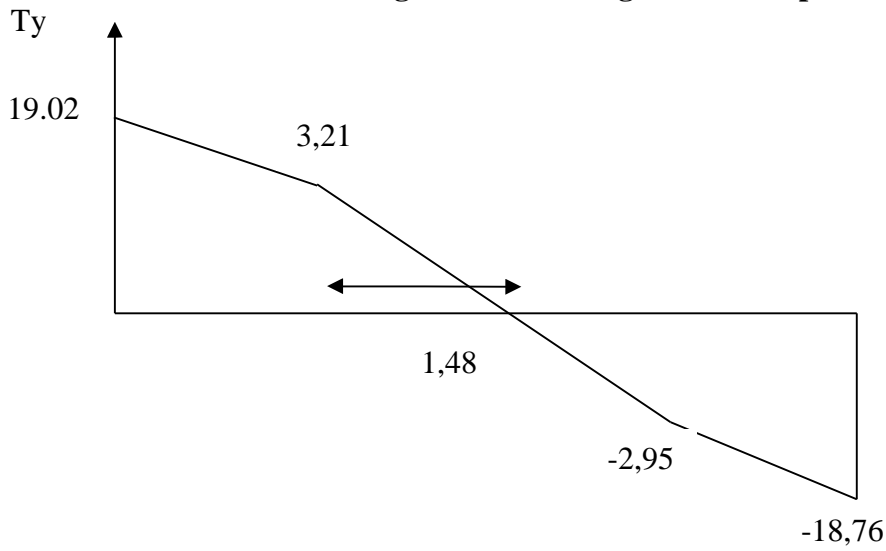


Diagramme efforts tranchants

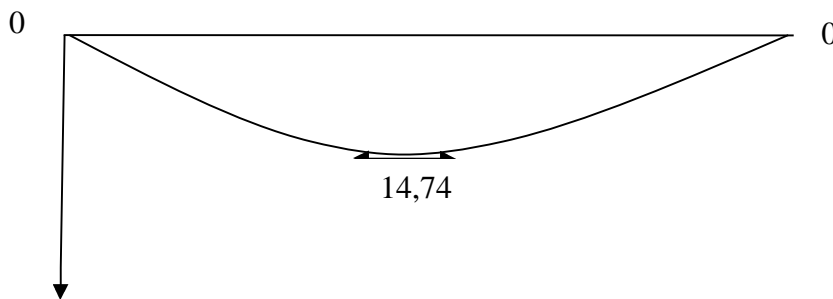


Diagramme Moment isostatique

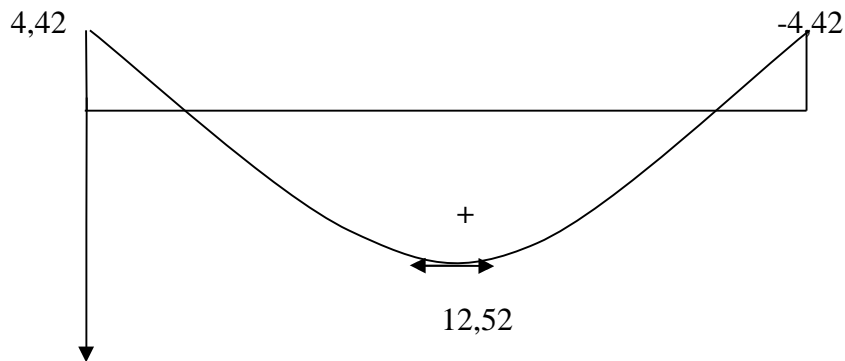


Diagramme des moments fléchissants

❖ Armatures principales :

En travée : **4HA12** (esp=25cm) $A_t=4.52 \text{ cm}^2$

- Aux appuis : **4HA8** (esp=25cm) $A_t=2.01 \text{ cm}^2$

❖ Armatures de répartition:

- En travée : **4HA8** (esp=25cm) $A_r= 2.01 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : **4HA8** (esp=25cm) $A_r= 2.01 \text{ cm}^2$

Remarque :

On adopte les même calcule que le 1^{ere} et le 3^{eme} volée donc :

- ✓ On aura le même ferrailage pour la volée intermédiaire.
- ✓ Tout les conditions seront donc vérifie.

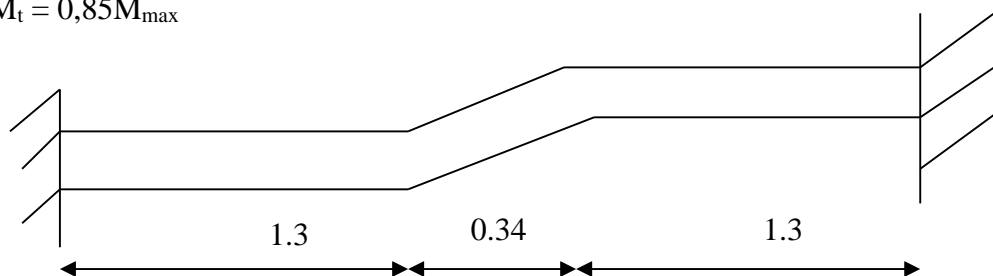
III-4) Poutre palière:

III-4-1) Introduction:

C'est une poutre de section rectangulaire. Elle supporte son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier Cette poutre est considérée comme étant semi-encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est $L = 2.90 \text{ m}$, on prend :

$$M_a = -0,3M_{\max}$$

$$M_t = 0,85M_{\max}$$



III.4.2) pré dimensionnement :

Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{294}{15} \leq h \leq \frac{294}{10} \Rightarrow 19.6 \text{ cm} \leq h \leq 29.4 \text{ cm}.$$

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour $h_t = 30 \text{ [cm]}$

Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28cm$$

Selon le RPA99 $\begin{cases} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 [cm]$ Donc les dimensions de notre poutre palière est

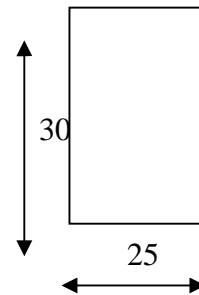
$$bxh = (30 \times 25) \text{ cm}$$

III.4.3) charge revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre :

Volée : $0.25 \times 0.3 \times 25 \times \frac{1}{\cos 48,5} = 2,82 \text{ KN/ml}$

Palier : $G_{pA} = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.87 \text{ KN / ml}$



- Poids total :

Volée : $G_A = 2,82 + 1.3 = 4,12 \text{ KN / ml}$

Palier : $G_B = 1,87 + 1.3 = 3.17 \text{ KN / ml}$

✓ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

Partie 1 : $4.12 \times 1.53 = 6.30 \text{ KN/ml}$
 Partie 2 : $3.17 \times 1.19 = 3.77 \text{ KN/ml}$
 On aura un chargement trapézoïdal

Poids du mur : $G_{mur} = 1.30 \times 1 = 1.30 \text{ kN/ml}$
 Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 19.02 \text{ kN}$
 Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 13.58 \text{ Kn}$

III.4.4) Calcul de la poutre palière

III.4.4.1) Calcul des efforts internes

a) Calcul à l'ELU:

a.1) Combinaison de charges :

$$q_u = \left(1.35 \times G_A + 2 \times \frac{RA}{L} \right)$$

Volée : $q_u = (1.35 \times 4.12 + 6.30) + 12.93 = 27 \text{ KN / ml.}$

Palier : $q_u = (1.35 \times 3.17 + 3.77 + 12.93) = 22.29 \text{ KN / ml.}$

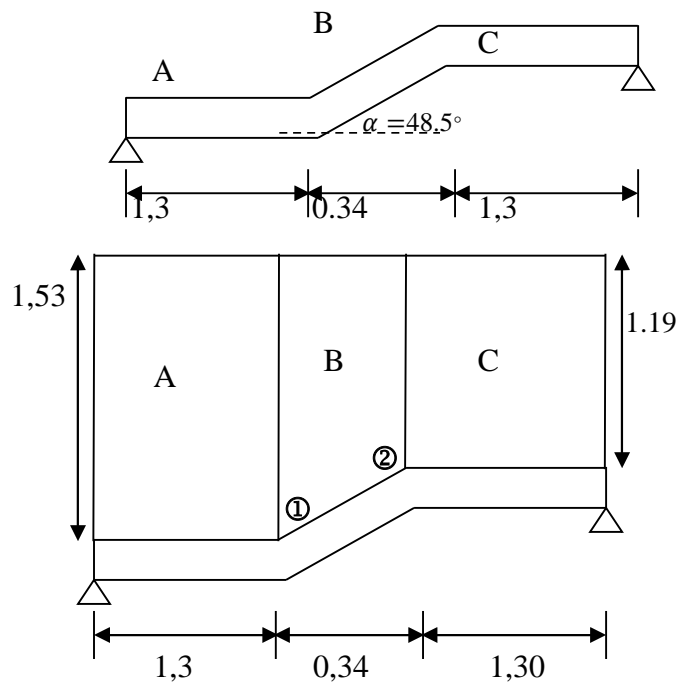


Figure.III.4.1 : Répartition des Chagres

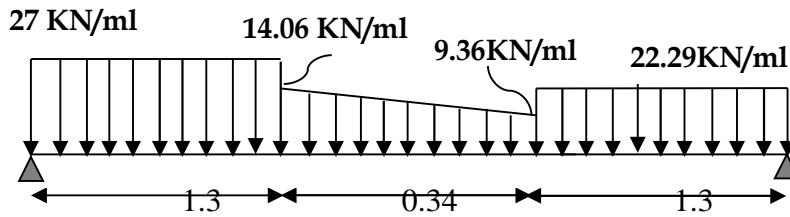


Fig III.4.2 Diagramme des charges est surcharge

Les réactions d'appuis :

$R_A = 47.42 \text{ KN}$

$R_B = 32.30 \text{ KN}$

b) Calcul du moment et de l'effort tranchant :

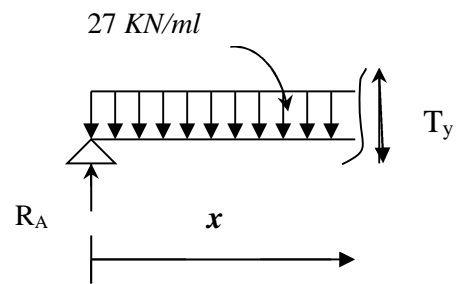
✓ Efforts tranchants :

➤ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.3m$

$\sum F/Y = 0 ; \quad T_y = -27x + 47.1.$

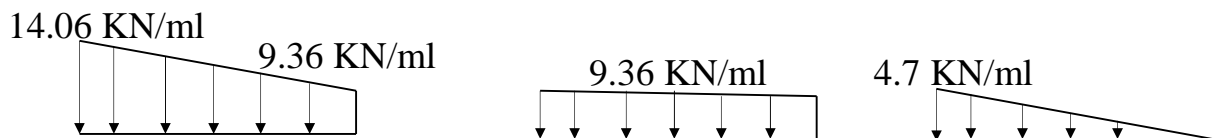
$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = 47.1 \text{ KN}$

$x = 1.3m \Rightarrow \quad T_y(1.3) = 12 \text{ KN}$



➤ **2^{ème} tronçon** : $0m \leq x \leq 0.34m$

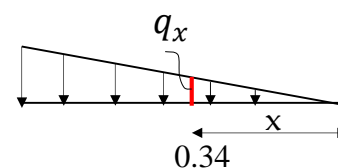
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



Détermination de la charge q en fonction de x

A partir des triangles semblables nous avons :

$x/q_x = 0.34/4.7 ; \quad q_x = x/0,07 = 13.8x$



$$M_z = -2.16x^3 - 4.68x^2 + 12.32x + 35.32$$

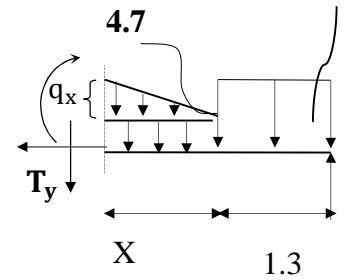
$$X = 0 \rightarrow M_z = 35.32 \text{ KN.M}$$

$$X = 0.34 \rightarrow M_z = 47.01 \text{ KN.m}$$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = -6.48x^2 - 9.36x + 12.32$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = 12.32 \text{ KN}$$

$$X = 0.34 \rightarrow T_y = 14.77 \text{ KN}$$



➤ **3^{ème} tronçon** : $0m \leq x \leq 1.3m$

$$\sum F/Y = 0 ; \quad T_y = 22.29x - 32.30$$

$$x = 0m \Rightarrow T_y(0) = -32.30 \text{ KN}$$

$$x = 1.3m \Rightarrow T_y(1.3) = -3.32 \text{ KN}$$

✓ **Moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.3m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 47.42x - 13.5x^2$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

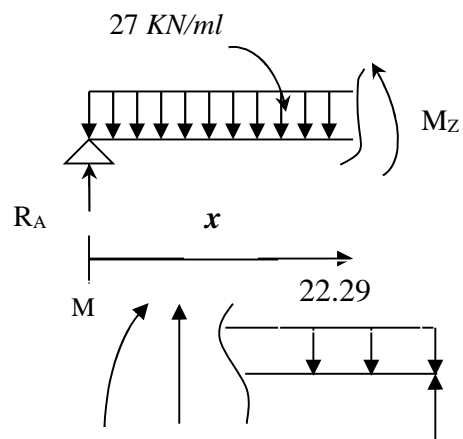
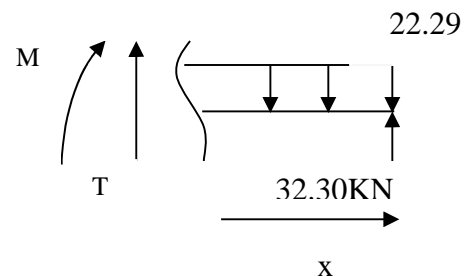
$$x = 1.3m \Rightarrow M(1.3) = 38.83 \text{ KN.m}$$

➤ **3^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.4m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 32.30x - 11.29x^2$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.3m \Rightarrow M(1.3) = 22.90 \text{ KN.m}$$

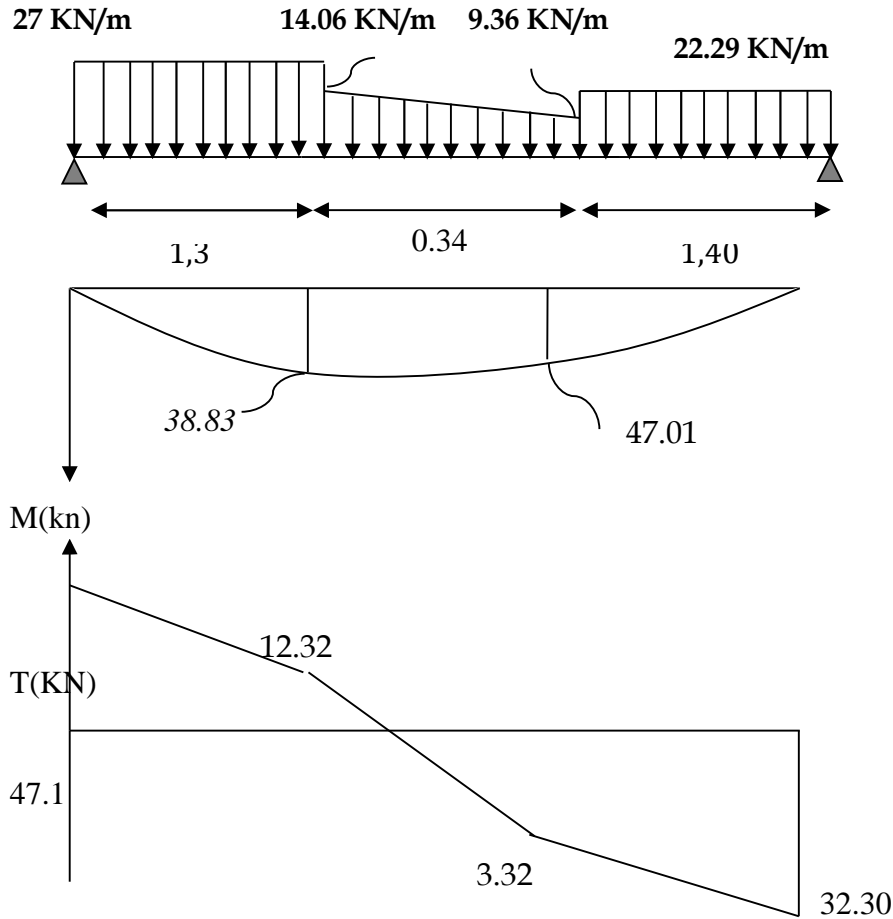


➤ **Moment aux appuis :**

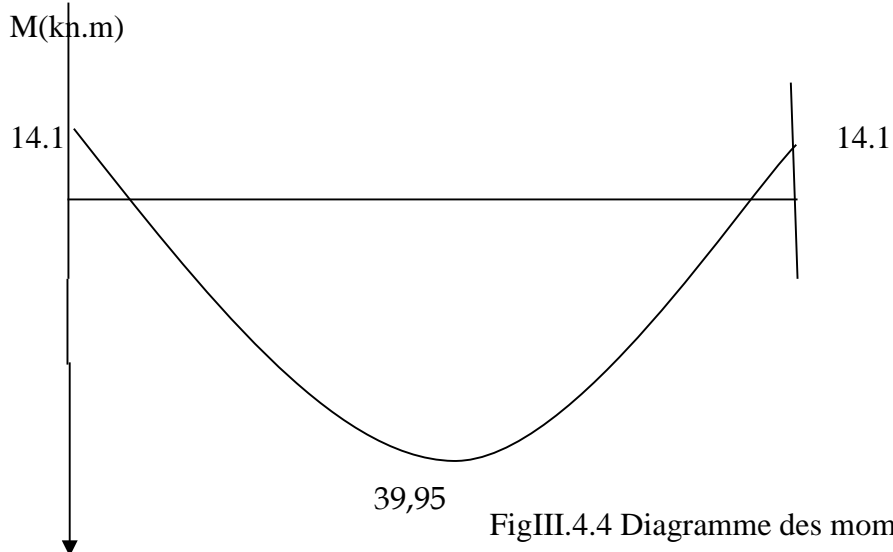
$$M_a = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 47.01 = -14.103 \text{ KNm}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 47.01 = 39.95 \text{ KNm}$$



FigIII.4.3 : diagramme des efforts tranchants



FigIII.4.4 Diagramme des moments fléchissants

III.4.4) Ferrailage :

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39.95 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} = 0.15 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

tableau

$$\mu_b = 0.15 \longrightarrow \beta = 0.918.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{39.95 \times 10^6}{0.918 \times 270 \times 348} = 4.63 \text{ cm}^2.$$

Soit : **3HA14= 4.62cm².**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.1 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0.05 < 0.392 = \mu_R \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0.05 \longrightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.1 \times 10^6}{0.974 \times 280 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A_{app}=3HA12=3.39 cm²**

III.4.5) Vérification à l' ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91, Art.A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.
- en travées : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)**

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

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

$$\tau_u = \frac{47 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

- Influence sur le béton:

$$T_u = 47 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 27.1 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 250 \times 280 \frac{25}{1,5} = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur les armatures inférieures :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(47 \times 10^3 + \frac{14.1 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 2.95 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_u = 2.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,3 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 11,3} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres aux appuis :** (Art.A.6.127/BAEL91)

$$l_s = \frac{\Phi}{4 \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s \cdot f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4l_s$

$$L_c = l_s \times 0,4 = 42,33 \times 0,4 = 16,93 \text{ cm}$$

➤ **les armatures transversales (BAEL91Art722) :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12, 10, 25 \} = 10 \text{ mm. } \Phi_t \leq 10 \text{ cm}^2 .$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²** (un cadre + étrier)

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : longueur de la poutre.

Φ_t : Diamètre minimum des armatures tendues du 1^{ier}lit maintenues par cadres.

On prend $\Phi = 12\text{mm}$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

• **Aux appuis :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30\right) = 7.5\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

• **En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}.$$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement

III.4.6) Calcul à l'ELS :

a) **Combinaison de charges :**

Partie A : $q_u = (4.12 + 6.30) + 13.50 = 23.92\text{KN/MI}$.

Partie C : $q_u = (3.77 + 3.17) + 13.50 = 20.44\text{ KN/MI}$

Partie B : Point 1 : $q_u = (4.12 + 6.30) + 0 = 10.42\text{ KN/MI}$.

Point 2 : $q_u = (3.77 + 3.17) + 0 = 6.94\text{ KN/MI}$.

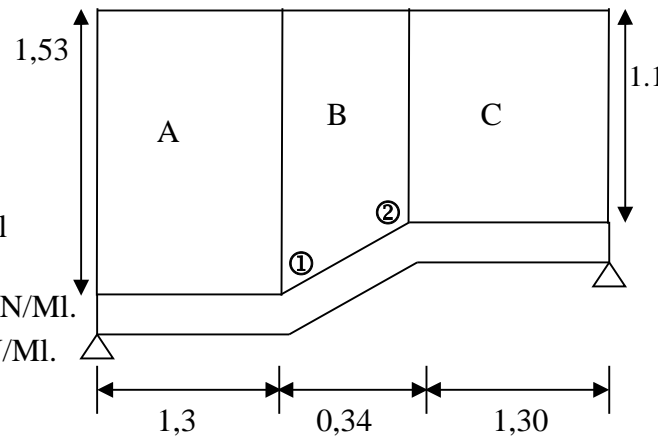


Figure.III.4.5: Répartition des Chagres

RA = 30.68 KN

RB = 29.93 KN

a. Diagramme des moments à l'ELS :

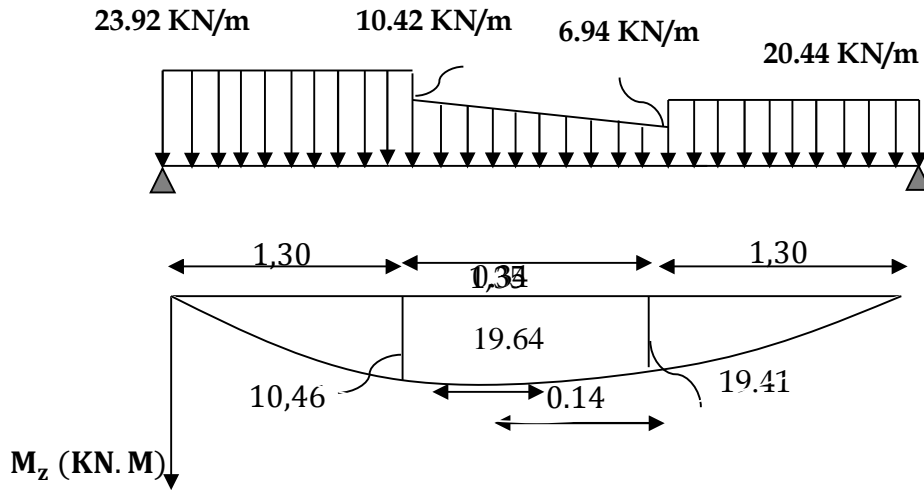


Figure III.4.6 : Diagramme moment fléchissant

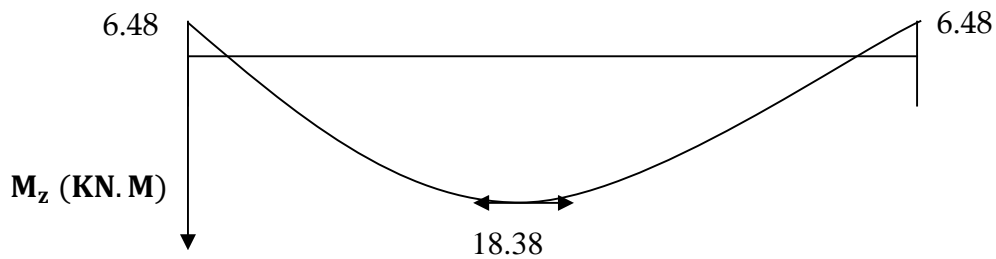


Figure III.4.7: Diagramme corrigé moment fléchissant

III.4.7) Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture de fissures:

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

b) Etat limite de résistance à la compression de béton:

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ avec } : \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.64$$

On va prendre du tableau la valeur : 0.64

$$\rho = 0.64 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.882 \\ k = 27.37 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{18.38 \times 10^6}{0.882 \times 280 \times 339} = 219.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{219.54}{27.37} = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho = 0.484 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ k = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6.48 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 339} = 76.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{76.27}{32.62} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche est indispensable si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

[d'après les règles de BAEL91 (Art B-6-5.1)]

- $h/L > 1/16$
- $h/L > M_t / 10 \times M_0$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e}$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} = \frac{30}{294} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4.52}{25 \times 28} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} = 0.10 \geq \frac{M_s^{\max}}{10 \cdot M_0} = \frac{18.38}{10 \times 21.63} = 0.08 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées; donc, n'est pas nécessaire de calculer la flèche

III.5) Calcul des planchers

III.5.1) Plancher en corps creux

Dans notre projet, le rez-de-chaussée et les étages courants et les sous sol sont constitués de planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III.5.1.1) Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le (BAEL 91/art B.8.6, 423)

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures,
- l'entre axe des poutrelles est comprise entre 50 cm et 80 cm ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$),
- les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

avec

A_{\perp} : (cm²) par mètre linéaire,

L : entre axe des poutrelles (L=65 cm),

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e = 520 \text{ MPa}$).

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

Nous adoptons 4 T₄ à un $A_{\perp} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$, et un espacement $e_s = 20 \text{ cm}$.

b) Les armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons 4 T₄ à un $A_{\parallel} = 0. \text{ cm}^2/\text{ml}$, et un espacement $e_s = 20 \text{ cm}$.

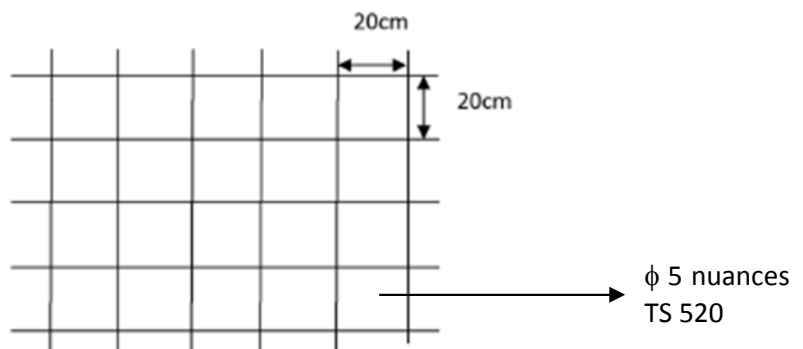
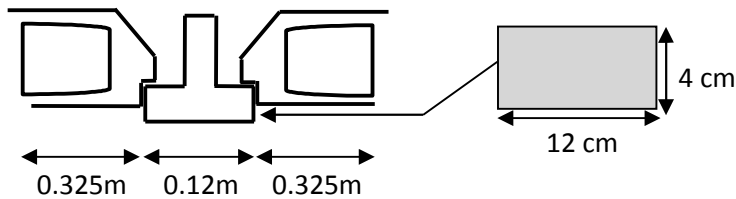


Fig III.5.1: Schéma du treillis soudé avec un espacement (20x20)

III.5.1.2) Calcul des poutrelles

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12x4) cm², reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier. La poutrelle est disposée selon la petite portée (3.40m), mais pour le calcul nous prendrons en considération la portée (3.45 m) qui va nous donner le moment le plus défavorable.



a) Avant coulage de la dalle de compression

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$

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

- charges d'exploitation :

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

➤ Ferrailage de la poutrelle à l'ELU :

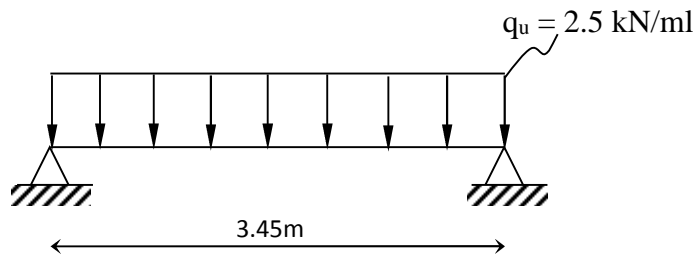


Fig III.5.2 :Schéma statique

Combinaison de charges :

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

Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.45^2}{8} = 3.71 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.45}{2} = 4.31 \text{ KN}$$

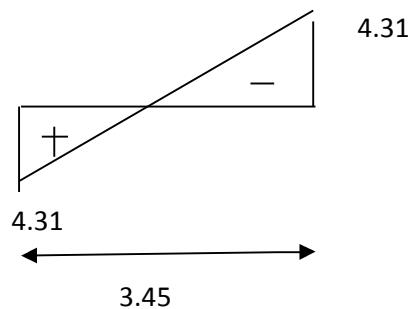
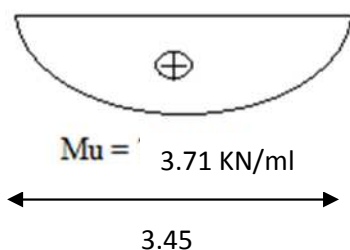


Fig III.5.3 : schéma du moment max en travée et de l'effort tranchant

Calcul des armatures :

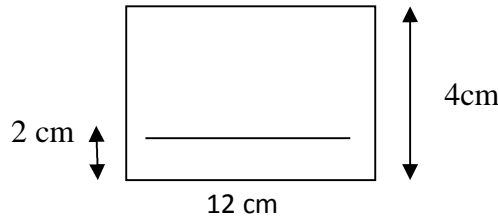


Figure III.5.4 : section de la poutelle

Calcul de μ_b :

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

avec

- un enrobage $c = 2$ cm,
- une largeur $b = 12$ cm,
- une hauteur $h = 4$ cm,
- une hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm,
- $f_{bu} = 14.2$ MPa.

$$\mu_b = \frac{3.71 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 5.44 \gg \mu_l = 0.392$$

Nous aurons une section doublement armée (SDA).

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue la faible section de la poutelle, alors nous allons prévoir des étais intermédiaires pour supporter les charges d'avant coulage. Ces étais sont généralement distant de 80 cm à 120 cm

b) Après coulage de la dalle de compression

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

III.5.1.3) Largeur efficace de la table de compression :

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

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

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

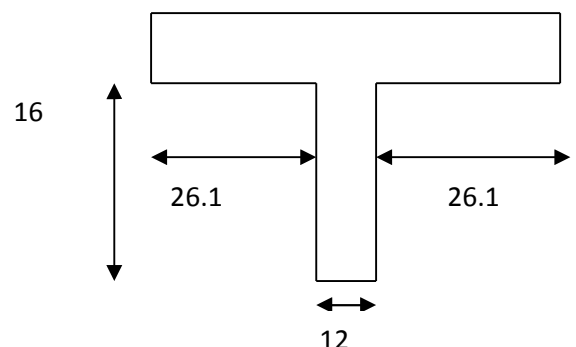
La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{345}{10} = 34.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 115 \text{ cm}$$

On prend : $b = \min(b_1) = 26.5$ cm



FIGIII.5.5 : Dimension de la poutelle

III.5.2) Choix de la méthode :

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

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

III.5.2.1) Méthode forfaitaire :

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

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

$$Q = 2.5 \text{ (commercial)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/m}^2\} = 2G \text{ KN/m}^2$$

Avec $G = 5.24 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 10.48 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ *la condition est vérifiée*

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow *la condition est vérifiée.*

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{340}{335} = 1.01$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{340}{340} = 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

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

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M₀ » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode :

Le calcul se fera à l'ELU.

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

avec

α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérées.

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

✓ M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.

✓ M_w et M_e : valeur aux valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

✓ M_t : moment Max en 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.

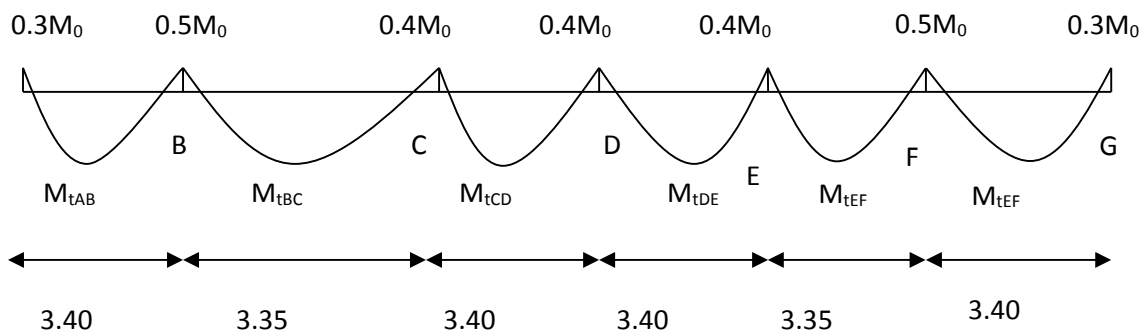
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 -----> 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.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (07) appuis et une autre reposant sur (05) appuis, on aura les diagrammes suivants :



III.5.2.2) calcul des chargements**Tab III.5.1** : Evaluation des chargements selon les niveaux de la structure

Niveau	Charge permanente G (kN/ml)	Surcharge d'exploitation Q (kN/ml)	ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q$ (kN/ml)	ELS $q_s = G + Q$ (kN/ml)
Plancher RDC	$5.24 \times 0.65 = 3.40$	$2.5 \times 0.65 = 1.62$	7.02	5.02
Plancher Terrasse	$5.27 \times 0.65 = 3.42$	$1 \times 0.65 = 0.65$	5.59	4.07
Planchers étages courants et les s.sol	$5.24 \times 0.65 = 3.40$	$1.5 \times 0.65 = 0.97$	6.04	4.37

$$Q_u (\text{Terrasse}) < Q_u (\text{RDC, étages courants})$$

Le plancher RDC est le plus défavorable, on va se référer à lui pour le calcul des moments.

a) Calcul des combinaisons de chargesELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3.40 + 0.12) + 1.5(1.62)$$

$$q_u = 7.18 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_s = G + Q = (3.40 + 0.12) + 1.62$$

$$q_s = 5.14 \text{ kN/m}$$

b) calcul du rapport de charges α

$$\alpha = \frac{2.5}{2.5 + 5.24} = 0.322, \quad 0 < \alpha < 0.66$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.09$$

$$\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = 0.548 \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = 0.64 \text{ (travée de rive)}$$

c) calcul des moments fléchissant

Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

$$M_{01} = \frac{7.18 \times (3.40)^2}{8} = 10.375 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.18 \times (3.35)^2}{8} = 10.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{7.18 \times (3.40)^2}{8} = 10.375 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_G = -0.3 M_{01} = -0.3 \times 10.375 = -3.112 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_F = -0.5 M_{02} = -0.5 \times 10.072 = -5.036 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = -0.4 M_{03} = -0.4 \times 10.375 = -4.15 \text{ kN.m}$$

d) Calcul des moments en travée:

Travée de rive (AB) :

$$M_{tAB} \geq (1+0.3 \alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} \quad \rightarrow \text{en prend } M_{tAB} = 7.24 \text{ KN.M}$$

$$M_{tAB} \geq 1.09 \times 10.375 - \frac{3.112 + 5.036}{2} = 7.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{tAB} \geq 0.64 \times 10.375 = 6.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{tFG} \geq (1+0.3 \alpha) M_{01} - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_{tFG} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} \quad \rightarrow \text{en prend } M_{tFG} = 7.24 \text{ KN.M}$$

$$M_{tFG} \geq 1.09 \times 10.375 - \frac{3.112 + 5.036}{2} = 7.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{tFG} \geq 0.64 \times 10.375 = 6.64 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire (BC) :

$$M_{tBC} \geq (1+0.3 \alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} \quad \rightarrow \text{en prend } M_{tBC} = 6.38 \text{ KN.M}$$

$$M_{tBC} \geq 1.09 \times 10.072 - \frac{5.036 + 4.15}{2} = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq 0.548 \times 10.072 = 5.51 \text{ Kn}$$

$$M_{tCD} \geq (1+0.3 \alpha) M_{02} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{tCD} \geq 1.09 \times 10.072 - \frac{4.15 + 4.15}{2} = 6.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 0.548 \times 10.072 = 5.51 \text{ kN.m}$$

\rightarrow en prend $M_{tCD} = 6.82 \text{ KN.M}$

$$M_{tDE} \geq (1+0.3 \alpha) M_{02} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{tDE} \geq 1.09 \times 10.072 - \frac{4.15 + 4.15}{2} = 6.82 \text{ kN.m} \quad \text{en prend } M_{tDE} = 6.82 \text{ KN.M}$$

$$M_{tDE} \geq 0.548 \times 10.072 = 5.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} \geq (1+0.3 \alpha) M_{02} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{tEF} \geq 1.09 \times 10.072 - \frac{4.15+5.036}{2} = 6.38 \text{ kN.m} \rightarrow \text{en prend } M_{tEF} = 6.38 \text{ kN.M}$$

$$M_{tEF} \geq 0.548 \times 10.072 = 5.51 \text{ kN.m}$$

Travée de rive (FG):

$$M_{tFG} \geq (1+0.3 \alpha) M_{01} - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_{tFG} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{tFG} \geq 1.09 \times 10.375 - \frac{5.036+3.112}{2} = 7.24 \text{ kN.m} \rightarrow \text{en prend } M_{tFG} = 7.24 \text{ KN.M}$$

$$M_{tCD} \geq 0.64 \times 10.375 = 6.64 \text{ kN.m}$$

Récapitulatif:

$$M_{tAB} = 7.24 \text{ kN.m}$$

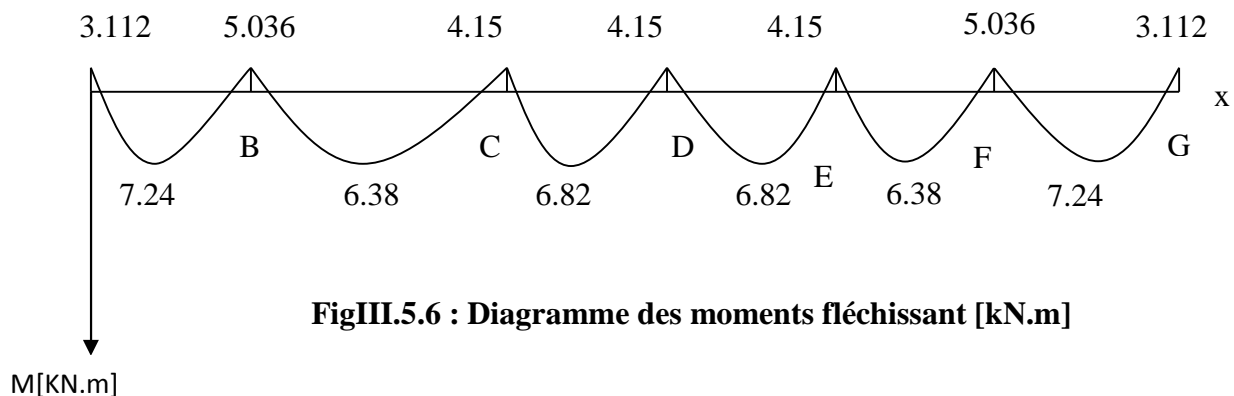
$$M_{tFG} = 7.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = 6.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = 6.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} = 6.82 \text{ KN.M}$$

$$M_{tEF} = 6.38 \text{ KN.M}$$



e) Calcul de l'effort tranchant :

$$V^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M^{i+1} - M^i}{l}$$

$$V^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M^{i+1} - M^i}{l}$$

➤ **La travée A - B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7.18 \times 3.40}{2} + \frac{(-5.036) - (-3.112)}{3.40} = 11.64 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7.18 \times 3.40}{2} + \frac{(-5.036) - (-3.112)}{3.40} = -12.49 \text{ KN}$$

➤ **La travée B-C**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{7.18 \times 3.35}{2} + \frac{(-4.15) - (-5.036)}{3.35} = 12.29 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.18 \times 3.35}{2} + \frac{(-4.15) - (-5.036)}{3.35} = -11.76 \text{ KN}$$

➤ **La travée C-D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = V_C = \frac{7.18 \times 3.40}{2} + \frac{(-4.15) - (-4.15)}{3.30} = 12.20 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7.18 \times 3.40}{2} + \frac{(-4.15) - (-4.15)}{3.40} = -12.20 \text{ KN}$$

➤ **La travée D-E**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7.19 \times 3.40}{2} + \frac{(-4.196) - (-4.196)}{3.40} = 12.20 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{7.19 \times 3.40}{2} + \frac{(-4.196) - (-4.196)}{3.40} = -12.20 \text{ KN}$$

➤ **La travée E-F**

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_E = V_E = \frac{7.18 \times 3.35}{2} + \frac{(-5.036) - (-4.15)}{3.35} = 11.76 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = V_F = -\frac{7.18 \times 3.35}{2} + \frac{(-5.036) - (-4.15)}{3.35} = -12.29 \text{ KN}$$

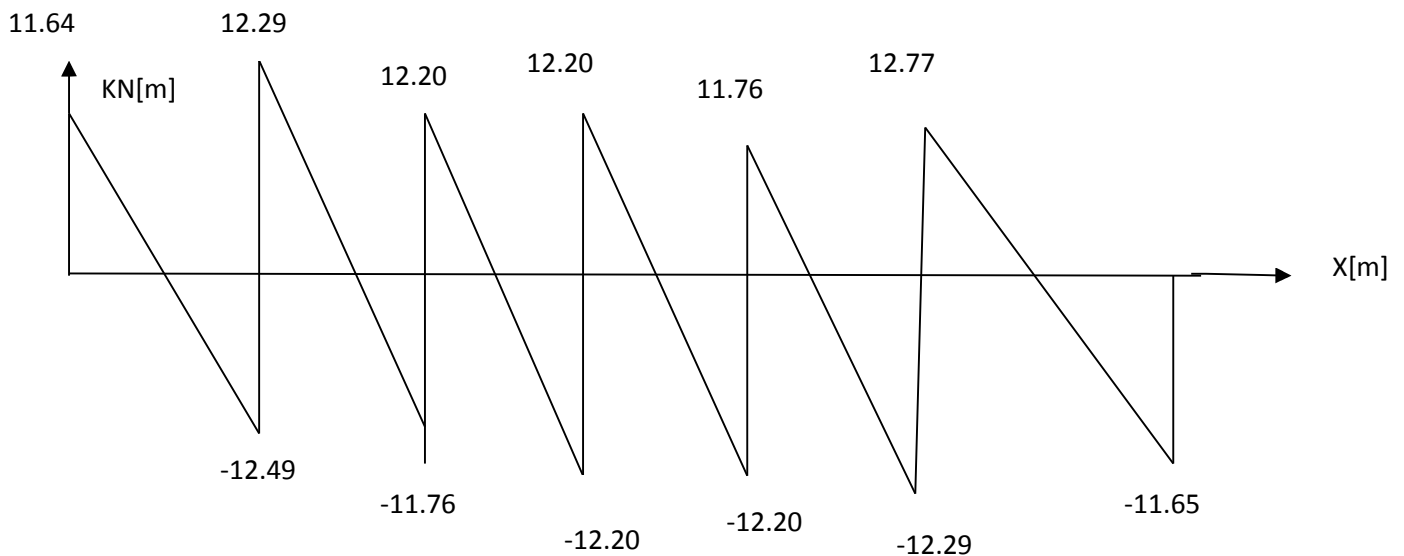
La travée F-G

$$V_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_F = \frac{7.18 \times 3.40}{2} + \frac{(-3.112) - (-5.036)}{3.40} = 12.77 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_G = V_G = -\frac{7.18 \times 3.40}{2} + \frac{(-3.15) - (-5.036)}{3.40} = -11.65 \text{ KN}$$

**FigIII.5.7 : diagramme des efforts tranchants****III.5.3) Ferrailage à l'ELU :****a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 7.24 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5.036 \text{ KN.m}$$

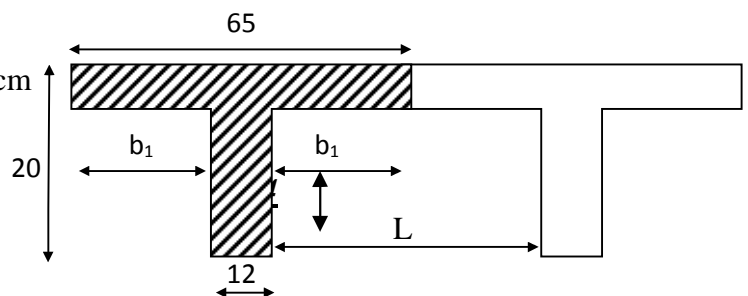
La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 7.24 \text{ KN.m}$$

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



$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 7.24 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression ;

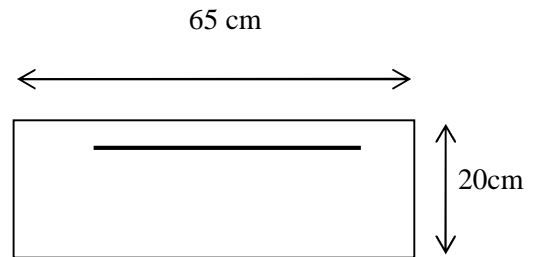
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.24 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.24 \times 10^5}{0,988 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.17 \text{ cm}^2$$



Remarque:

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : **3 HA10 = 2.35 cm²**

➤ **Aux appuis :**

$M_a^{\max} = 5.036 \text{ KN.m}$, La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**

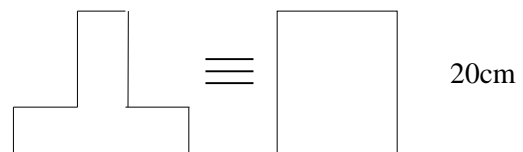
$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.036}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.09$$

$$\mu = 0,09 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.036 \times 10^4}{0,995 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

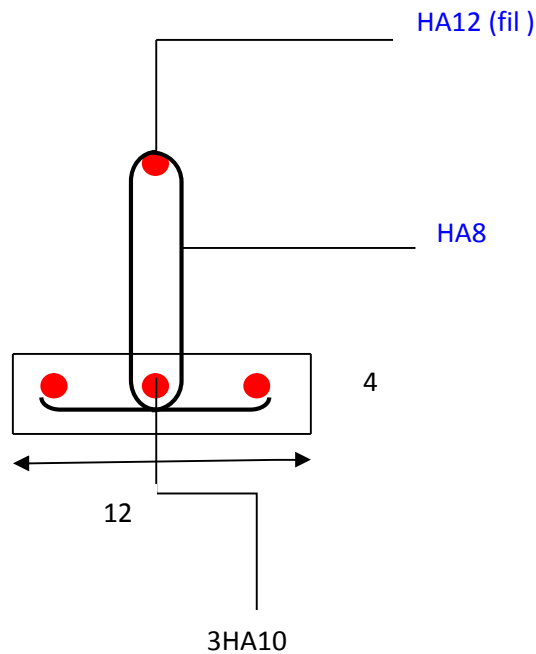
$A_a = 0.84 \text{ cm}^2$. On adopte **1HA12=1.13 cm²**



Conclusion :

En travée: **3HA10 = 2.35 cm²**.

Aux appuis : 1HA 12= 1.13 cm².



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée

b) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4\right) = 0,68\text{cm}$$

On adopte : 2 HA8 = 1.00 cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

c) Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

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

$$\Rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

III.5.4) condition de non fragilité :

➤ En travée :

III.5.4.1) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41\text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

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

$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

a) Vérification de l'effort tranchant

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

$$\tau_u^{\max} = 12.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d}$$

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

$$\tau_u = \frac{12.77 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa},$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 91 ; A.5.1)

b) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}:$$

$$\tau_{se} = \frac{12.77 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113.04} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 ; A.5.1.313)

$$T_u^{\max} \leq 0.4 b_0 \alpha \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \alpha = 0.9 d$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 129.4 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 12.77 \text{ kN} < 129.4 \text{ kN},$$

(Condition vérifiée).

Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL 91 ; A.5.1.312)

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{a \max}}{0.9 d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(12.77 + \frac{5.036 \times 10^5}{0.9 \times 18} \right) = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 0.93 \text{ cm}^2,$$

(Condition vérifiée).

Donc les armatures choisies sont suffisantes.

➤ Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_0 \alpha} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{12.77 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.659 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.67 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).
(BAEL 91 ; A.5.1.322)

➤ **l'ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

Pour $f_e E400$, acier HA, $L_s = 40 \phi L_s = 42.40 \text{ cm}$

Les règles du BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_{u \max} = 12.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12.77 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.10$$

$$\tau_u = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4.347 / 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.2.3) calcul à l'ELS :

III.5.4.3.1 Moment de flexion à l'ELS : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s/q_u = 0.716$

$$\left. \begin{aligned} q_u &= 1.35 G + 1.5 Q = 7.18 \text{ KN / ml} & q_s/q_u &= 0.71 \\ q_s &= G + Q = 5.14 \text{ KN / ml} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Les moments en travées :**

$$M_{TAB} = 7.24 \times 0.71 = 5.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{TBC} = 5.74 \times 0.71 = 4.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} = 7.23 \times 0.71 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{TDE} = 7.23 \times 0.71 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{TEF} = 6.71 \times 0.71 = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{TFG} = 7.24 \times 0.71 = 5.14 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments en appuis :**

$$M_A = 3.147 \times 0.71 = 2.33 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 5.24 \times 0.71 = 3.72 \text{ KN.m}$$

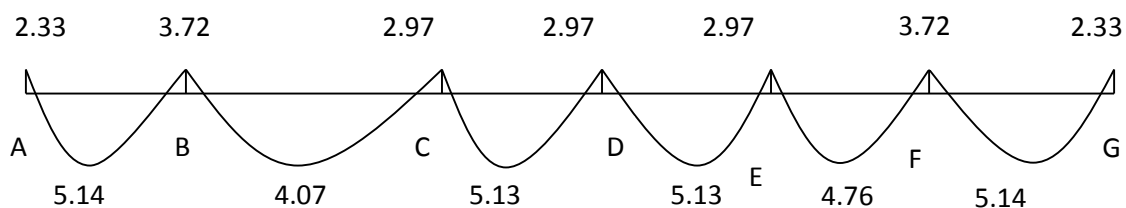
$$M_C = 4.196 \times 0.71 = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 4.196 \times 0.71 = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 4.196 \times 0.71 = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 5.24 \times 0.71 = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 3.147 \times 0.71 = 2.33 \text{ KN.m}$$



FigIII.5.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELS [kN.m]

III.5.4.2.2) Effort tranchant à l'E.L.S :

➤ **Travée A – B :**

$$V_A = 11.64 \times 0.71 = 8.26 \text{ KN}$$

$$V_B = -12.77 \times 0.71 = -9.06 \text{ KN}$$

➤ **Travée B – C :**

$$V_B = 12.29 \times 0.71 = 8.72 \text{ KN}$$

$$V_C = -11.76 \times 0.71 = -8.34 \text{ KN}$$

➤ **Travée C – D :**

$$V_C = 12.20 \times 0.71 = 8.66 \text{ KN}$$

$$V_D = -12.20 \times 0.71 = -8.66 \text{ KN}$$

➤ **Travée D – E :**

$$V_D = 12.20 \times 0.71 = 8.66 \text{ KN}$$

$$V_E = -12.20 \times 0.71 = -8.66 \text{ KN}$$

➤ **Travée E – F :**

$$V_E = 11.76 \times 0.71 = 8.34 \text{ KN}$$

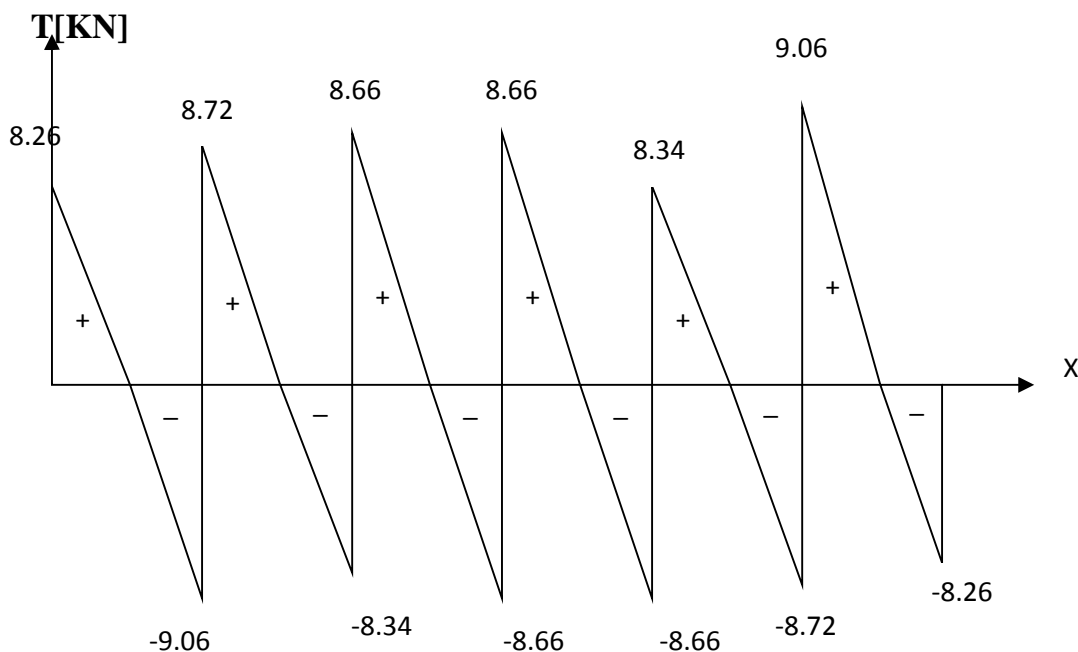
$$V_F = -12.29 \times 0.71 = -8.72 \text{ KN}$$

➤ **Travée F – G :**

$$V_F = 12.77 \times 0.71 = 9.06 \text{ KN}$$

$$V_G = -11.65 \times 0.71 = -8.27 \text{ KN}$$

Effort tranchant : Pour la poutre continue reposant sur 07 appuis :



FigIII.5.9 : Diagramme des efforts tranchants de la poutre continue reposant sur 07 appuis
III.5.2.3) Vérification à l'E.L.S :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

Etat limite de résistance du béton à la compression

Nous vérifierons que dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Et que dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1; K_1$: valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui est égale à :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b_0 d}$$

(BAEL 91 ; A.4.5.2)

1) Contrainte dans l'acier :

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.08 \quad \longrightarrow \beta = 0.856 ; \alpha = 0.435 ; K_1 = 19.48$$

$$\sigma_s = \frac{5.14 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 141.95 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 141.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

En appui :

$$\rho = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.52 \quad \longrightarrow \beta = 0.892 ; \alpha = 0.324 ; K_1 = 31.30$$

$$\sigma_s = \frac{3.72 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 1.13 \times 10^2} = 205.03 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 205.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

1) Contrainte dans le béton :

En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1}{19.48} \times 141.95 = 7.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

(Condition vérifiée).

En appui

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1}{31.30} \times 205.03 = 6.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

(Condition vérifiée).

b) état limite de déformation

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$

(BAEL 91 ; B.6.8.424)

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 ,$$

(Condition vérifiée),

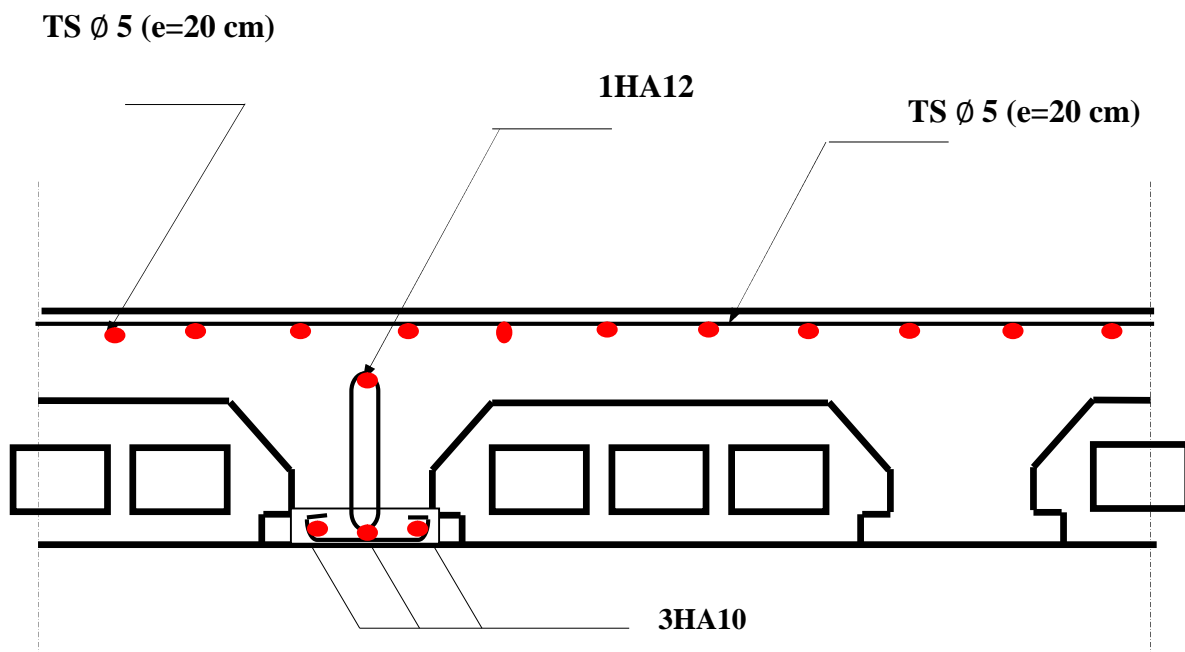
$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 ,$$

(Condition non vérifiée),

$$\frac{h}{L} = 0.05 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{5.14}{15 \times 7.42} = 0.046 ,$$

(Condition vérifiée).

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



Ferrailage du plancher

III.6) La salle machine

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (6 niveaux y compris les sous sols et RDC), deux ascenseurs sont prévus. La surface de sa cabine est de: $(1.75 \times 1.85) = 3.23 \text{ m}^2$; Ce système de levage reprends :

- Poids de la cabine vide : 2.70 tonnes.
- cabine : 6.296 tonnes.

Le poids total qui sera repris est de :

$$P = 6.296 + 2.70 = 8.996 \text{ tonnes} \approx 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ kN}$$

III.6.1) Dimensionnement de la salle machine

III.6.1.1) Calcul de l'épaisseur de la dalle

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{185}{30} = 6.16$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$.

Nous adoptons une hauteur : **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

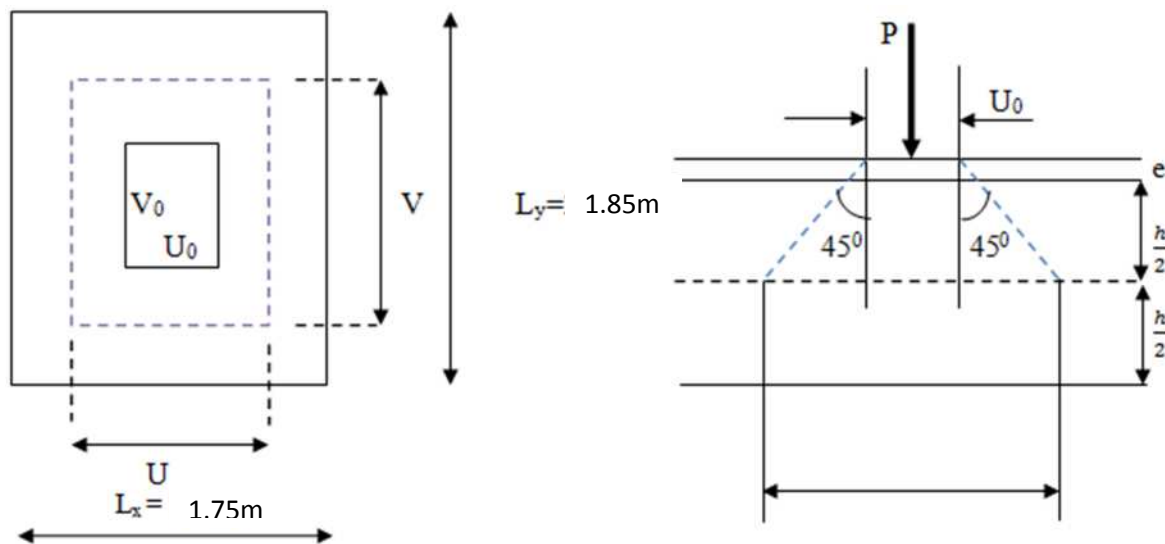


Fig III.6.1 : Schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

Sachant que :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm.}$$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm.}$ (Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y) dans le quel la charge est centré .

D'où :

$$U = 80 + 10 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 10 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{185} = 0.94 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.6.2 Calcul des moments agissant sur la dalle

a) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient de poisson ; à l'ELU il est égal à zéro. ($\nu = 0$).

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

A l'ELU : $\nu = 0$

$$P_U = 1.35 P = 1.35 (9) = 121.5 \text{ KN.}$$

$$q_u = 1.35.G + 1.5.Q = (1.35 \times (25 \times 0.15)) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } \rho = 0.94 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{185} = 0.56 \end{array} \right.$$

b) Détermination des moments M_1 et M_2

Pour déterminer M_1 et M_2 , doit faire une interpolation double, δ est compris entre deux valeurs $0.9 \leq \delta \leq 1$ on a pour :

$$a) \quad \delta = 0.94 ; \frac{u}{l_x} = 0.6 \text{ et } \frac{v}{l_y} = 0.56$$

$$(1) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{v}{l_y} = 0.5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0.089 \\ M_2 = 0.073 \end{pmatrix} ; \quad (2) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{v}{l_y} = 0.6 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{v}{l_y} \right) = 0,6 - 0,5 = 0,1 \Rightarrow \Delta M_1 = 0,085 - 0,089 = -0,004$$

$$\Delta M_2 = 0,067 - 0,073 = -0,006$$

$$\text{Pour } \Delta \left(\frac{v}{l_y} \right)' = 0,56 - 0,5 = 0,06 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,004 \times 0,06}{0,1} = -0,0024 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,006 \times 0,06}{0,1} = -0,0036 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,56 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,089 - 0,0024 = 0,0866 \\ M_2 = 0,073 - 0,0036 = 0,0694 \end{pmatrix}$$

b) $\delta = 1$; $\frac{u}{l_x} = 0,6$; $\frac{v}{l_y} = 0,56$

$$(1) \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,081 \\ M_2 = 0,081 \end{pmatrix} \quad (2) \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,076 \\ M_2 = 0,076 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{v}{l_y} \right) = 0,6 - 0,5 = 0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0,081 - 0,076 = -0,005 \\ \Delta M_2 = 0,076 - 0,081 = -0,005 \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \Delta \left(\frac{v}{l_y} \right)' = 0,56 - 0,5 = 0,06 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,005 \times 0,06}{0,1} = -0,003 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,005 \times 0,06}{0,1} = -0,003 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,56 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,078 \\ M_2 = 0,078 \end{pmatrix}$$

Pour $\delta = 0,94$; $\frac{u}{l_x} = 0,6$ et $\frac{v}{l_y} = 0,56$ on aura à faire une dernière interpolation entre les valeurs de δ pour obtenir les résultats finaux de M_1 et M_2 :

$$\delta = 0,9 \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,086 \\ M_2 = 0,078 \end{pmatrix} ; \quad \delta = 1 \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,078 \\ M_2 = 0,078 \end{pmatrix}$$

$$\Delta\delta = 1 - 0,9 = -0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = -0,008 \\ \Delta m_2 = 0,009 \end{cases}$$

$$\text{Résultat final : } \begin{cases} M_1 = 0,086 - 0,008 = 0,078 \\ M_2 = 0,078 + 0,009 = 0,087 \end{cases}$$

On aura donc à l'ELU :

$$M_x^1 = P \times M_1 = 121,5 \times 0,078 = 9,4 \text{ kN.m}$$

$$M_y^1 = P \times M_2 = 121,5 \times 0,087 = 10,52 \text{ kN.m}$$

c) Détermination des moments dus au poids propre de la dalle pleine M_x^2 et M_y^2

$$\text{On a le rapport } \delta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{175}{185} = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle à l'ELU

$$- G_d = \gamma_b \times h_0 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$$- Q_d = 1 \text{ kN/m}^2$$

Combinaison des charges

$$q_u = 1,35 G_d + 1,5 Q_d = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ kN/m}^2$$

Ce qui donne comme valeurs des moments

$$* M_x^2 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0419 \times 6,563 \times (1,75)^2 = 0,84 \text{ kN.m}$$

$$* M_y^2 = \mu_y \times M_x^2 = 0,864 \times 0,84 = 0,72 \text{ kN.m}$$

d) superposition des moments

$$* M_x = M_x^1 + M_x^2 = 9.4 + 0.84 = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$* M_y = M_y^1 + M_y^2 = 10.52 + 0.72 = 11.24 \text{ KN.m}$$

e) Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets1) sens l_x

$$- \text{ aux appuis : } M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 10.24 = 3.07 \text{ KN.m}$$

$$- \text{ en travée : } M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 10.24 = 8.7 \text{ kN.m}$$

2) sens l_y

$$- \text{ aux appuis : } M_y^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 10.24 = 3.072 \text{ kN.m}$$

$$- \text{ en travée : } M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 11.24 = 9.55 \text{ kN.m}$$

III.6.3) Ferrailage à l'ELU1) sens l_x

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{3.072 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,011 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,9945$$

Donc on n'aura pas d'armatures comprimées

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.072 \times 10^3}{0,9945 \times 13 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8 = 2.01 cm²** et un espacement **S_t = 25 cm**

$$\text{En travée : } \mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{8.7 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,982$$

Donc on n'aura pas d'armatures comprimées

$$A_t = \frac{8.7 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA10 = 3.14 cm²** et un espacement **S_t = 25 cm**2) sens l_y

$$\text{En travée : } \mu_b = \frac{9.55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_1 \Rightarrow \beta = 0,981$$

Donc on n'aura pas d'armatures comprimées

$$A_t = \frac{9.55 \times 10^3}{0,981 \times 13 \times 348} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement **S_t = 25**

3) Résumé des résultats

zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée	Section Adoptée
Sur appuis	x-x	3.072	0,011	0,9945	0.62	2.01	4HA8
En travée	x-x	8.7	0,036	0,982	1.78	3.14	4HA10
	y-y	9.55	0,038	0,9815	2.05	3.14	4HA10

III.6.4) effort tranchant maximum

$$T_u = \frac{P_u}{2V + U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 13} = 2,96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33$$

Donc $\tau < \bar{\tau}$ **condition vérifiée**

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91 ; A.4.2.1)

- Armatures inférieures :

$$W = W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

Avec :

$$\rho = 0,94$$

$$W = \frac{A_{\min}}{s}$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.94}{2}\right) = 0.000824$$

$$A_{\min} = 0.000824 \times (15 \times 100) = 1.23 \text{ cm}^2$$

- Armatures supérieures :

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

➤ Diamètre minimum des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$P_u = 121.5 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472.5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Ecartement des barres (BAEL 91 ; A.8.2.42)

- Armatures principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

(Condition vérifiée).

➤ Vérification des contraintes tangentielles (BAEL 91 ; Art 5.1.2.1)

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.04 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.07} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.29 \text{ MPa}$$

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

On remarque que $\tau = 0.29 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$

(Condition vérifiée).

III.6.5) vérifications à L'ELS :

$$v = 0,2$$

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$M_x = P.(M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = P.(M_2 + v.M_1)$$

$$M_{x1} = 90 \times (0,078 + (0,2 \times 0,087)) = 8.58 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 \times ((0,087) + 0,078 \times 0,2) = 9.32 \text{KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1,5 = 5.25 \text{KN/mL}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0491 \times 5.25 \times 1.75^2 = 0.79 \text{KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.906 \times 0.79 = 0.715 \text{KNm} \end{cases}$$

c) Le moment résultant :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.58 + 0.79 = 9.37 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.32 + 0.715 = 10.035 \text{KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés par des coefficients 0,85 en travée et (-0,3) aux appuis.

(sens X-X, Y-Y)

1. Sens x-x ;

- Aux appuis :

$$M_{ap} = -0.3 (9.37) = -2.81 \text{ KNm}$$

- En travées :

- $M_{tr} = 0.85 (9.37) = 7.96 \text{ KNm}$

2. Sens y-y ;

- Aux appuis :

$$M_{ap} = -0.3 (10.035) = -3.01 \text{ KNm}$$

- En travées :

$$M_{tr} = 0.85 (10.035) = 8.5 \text{ KNm}$$

III.6.5) Vérification dans les aciers :

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

- Sens XX :

$$A_u = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 62.52 \\ \beta_1 = 0.935 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tx}}{\beta_1 d A_s} = \frac{2.80 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 114,60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Sens YY :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,241 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 48.69 \\ \beta_1 = 0,921 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ty}}{\beta_1 d A_y} = \frac{8.5 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3.14} = 2.44 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 85.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens x-x

- En travée : $M_t = 7.939 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7.96 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 211.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / K = 211.17 / 48.29 = 4.37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y

- En travée : $M_t = 9.12 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.12 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 242.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / K = 242.17 / 48.29 = 5.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.6 : Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire

III.7 Etude de la poutre de chaînage

III.7.1 Introduction

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

III.7.2 Pré-dimensionnement

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

✓ L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré :

$$L = 340 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{L}{15} = \frac{340}{15} = 22.66 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{340}{10} = 34 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

✓ La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4h = 12 \leq b \leq 0.7h = 21 \quad \text{On adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm}$$

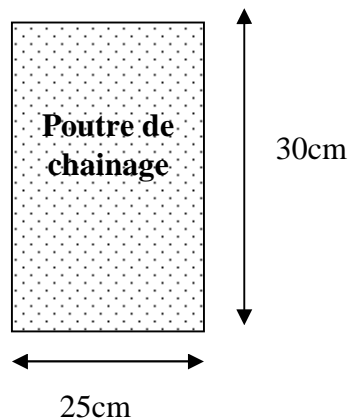


Figure III.7.1 : Coupe transversal de la poutre

III.7.3 Evaluation des charges et surcharges

➤ Les charges permanentes

- Poids propre de la poutre : $0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1.875 \text{ kn/ml}$
 - Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,3)2,76 = 7.61 \text{ kn/ml}$
 - Poids du plancher : $5,24 \times \frac{0,65}{2} = 1.703 \text{ Kn/ml}$
- $G_t = 11.18 \text{ kn/ml}$.

➤ **La charge d'exploitation**

$$Q = 1.5 \times \frac{0,65}{2} = 0.487 \text{ kn/ml}.$$

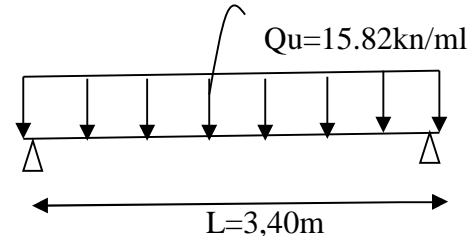
III.7.4 Combinaisons des charges

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5q = 1.35 \times 11.18 + 1.5 \times 0.487 = 15.82 \text{ kn/ml}.$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11.18 + 0.487 = 11.66 \text{ kn/ml}.$$

III.7.5 Etude de la poutre à l'ELU

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



- **Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

$$R_a = R_b = 26.89 \text{ kn}$$

- ✓ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 15.82 \times \frac{(3,4)^2}{8} = 19.42 \text{ kn.m}$$

- ✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 15.82 \times \frac{(3,4)^2}{8} = 6.85 \text{ kn.m}$$

✓ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = -R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{17.58 \times 3.30}{2} = 26.9 \text{ kn}$$

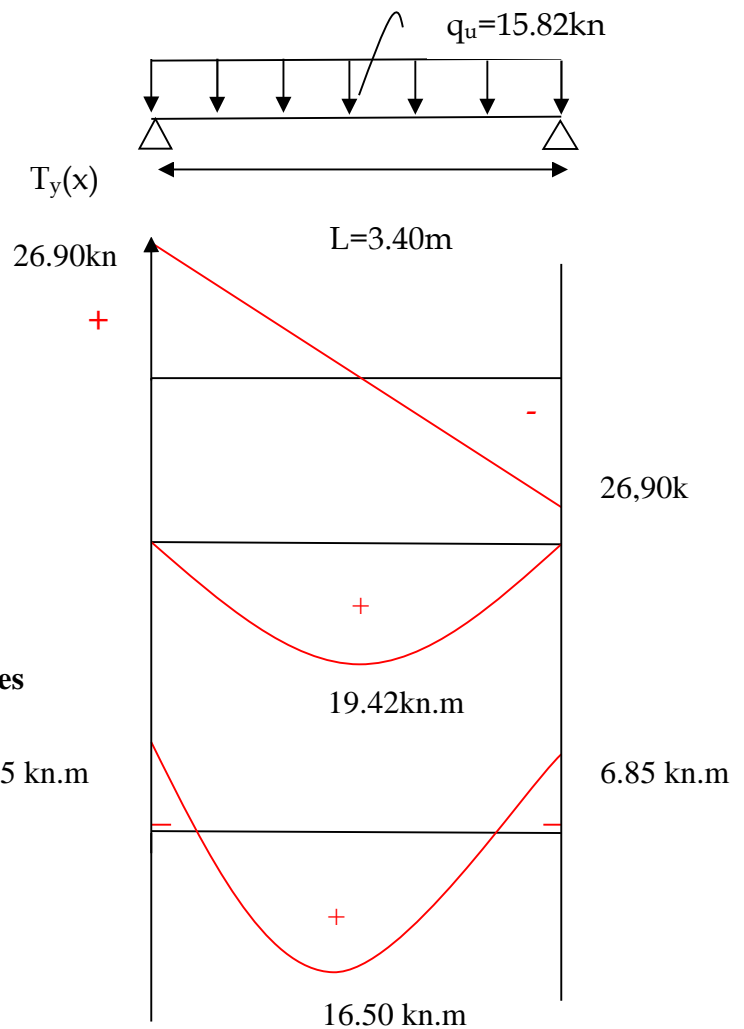


Figure III.7.2: Diagramme des Efforts internes

III.7.5.1. Calcul des armatures :✓ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{19.42 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.069 \rightarrow \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0.069 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{20.34 \times 10^3}{0.962 \times 28 \times 348} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**✓ **Aux appuis :**

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

$$\mu = \frac{6.85 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{6,85 \times 10^3}{0,988 \times 28 \times 348} = 0,711 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 2HA10 = 1.56cm²

a) Vérification à ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.25.28. \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 1,56 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 1, BAEL91)

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 26,9 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{26,9}{0,25 \cdot 0,28} = 384,2 \text{ Kn / m}^2 = 0,384 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,3 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,30 \text{ Mpa}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} . \\ \tau_u = 0,384 \text{ MPa} . \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art A.5.1, 313)

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

$$T_u = 26,9 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(26.90 + \frac{-6.85}{0,9 \times 0,28} \right) = 0.0008 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée}$$

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

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 10 = 94,20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,9 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 94,20} = 1,13 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1,13 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)**

- **Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \Phi = 31,85 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 31,74 \times 1 = 31,74 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 31,74 \times 1,2 = 38,08 \text{ cm.}$$

Nous adaptions pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En appuis : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 31,74 = 12,69 \text{ cm.}$$

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 38,08 = 15,23 \text{ cm.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2)**

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,0 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

On prend un **cadre et un étrier** en HA8 ; $4HA8=2,01\text{cm}^2$

✓ **Ecartement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99Art A.5.1 .22) :**

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min(25,2, 40\text{cm}) = \mathbf{20\text{cm}}$$

Soit : $s_t = 20\text{cm}$

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

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 20} = 2,01 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

✓ **Espacement entre les barres**

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

• **En zone nodale (Sur appuis)**

$$e \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right\} = \min\left(\frac{30}{4} = 7,5; 12(1) = 12, (30)\right) \Leftrightarrow \mathbf{\text{Soit : } e = S_t = 7\text{cm.}}$$

• **En zone courante (En travée)**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm.} \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}}$$

✓ **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2)**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,125\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

III.7.6. Vérification à l'ELS

• **calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 11,66 + 0,487 = 11,66 \text{ kn/ml}$$

- **Réaction aux appuis :**

$$- \quad R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 11,66 \times \frac{3,40}{2} = 19,82 \text{ KN}$$

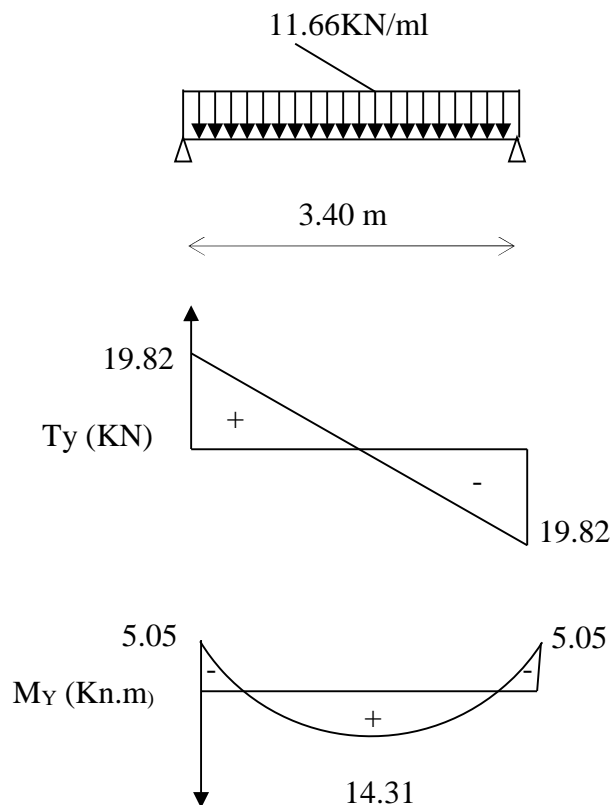
Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 11.66 \times \frac{3,40^2}{8} = 16.84 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 16.84 = -5.05 \text{ Kn.m .}$$

$$M_t = 0,85 \times 16.84 = 14.31 \text{ Kn.m .}$$



Figur III.7.3: Diagramme des moments et des efforts tranchant

Vérification de la résistance du béton à la compression :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre I).

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

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

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d}$

a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 1.56}{25 \times 28} = 0,225 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,924 \\ K_1 = 50,79 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{5.05.10^6}{0,924 \times 280. \times 2,35.10^2} = 87.33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{87.33}{50.79} = 1.71 \text{MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.71 \text{MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0.484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K_1 = 32,62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{14,325.10^6}{0,895 \times 280. \times 3,39.10^2} = 168.62 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{168.62}{32.62} = 5,16 \text{MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5.16 \text{MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3)**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

On a $\sigma_{st} = 168,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

➤ **vérification de la flèche**

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,08 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,08 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.325}{10 \times 16.84} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,005 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.8) Les balcons

Le balcon se calcule comme une console encastrée dans le plancher, il est soumis à une charge permanente G , au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendrent un moment M_q dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré dans la figure qui suit.

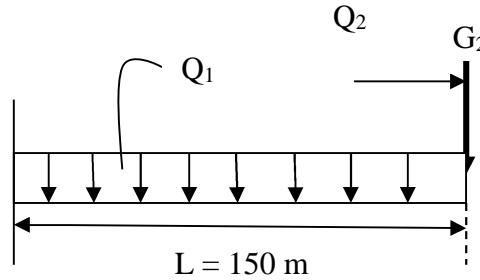


Figure III.8.1: Schéma statique de calcul

III.8.1) Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm.}$$

Nous choisissons : $e_p = 15 \text{ cm.}$

a. Charge et surcharge du balcon

Tableau 2.3 : Evaluation des charges des dalles des balcons

Désignation des éléments	(kN/m^3)	e(m)	Poids(kN/m^2)
Carrelage	22	0.020	0.44
Mortier de pose	20	0.020	0.40
Lit de sable	18	0.020	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.020	0.20
Total			5.15

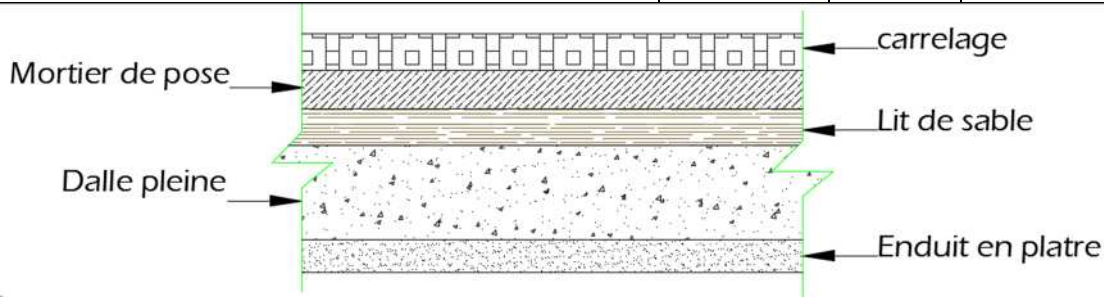


Fig III.8.2 : Représentation du plancher des balcons

➤ Détermination des charges :

G : charges permanentes $G = 5.15 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 5.15 \text{ KN/ml}$.

Q : charges d'exploitations : (DTR B.C 2.2/Art 7.1) $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

• Charge concentrée :

- Charge due à la main courante : $Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$.
- Poids propre de garde corps $g = 1.3 \text{ KN/ml}$

a. Les combinaisons de charge :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Pour la dalle :

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5) = 12.20 \text{ kN/ml}.$$

- Main courante :

$$q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}.$$

- Garde corps :

$$q_{u3} = 1.35g = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

- Pour la dalle :

$$q_{s1} = 5.15 + 3.5 = 8.5 \text{ kN/ml}.$$

- Main courante :

$$q_{s2} = 1 \text{ kN/ml}.$$

- Garde corps :

$$q_{s3} = 1 \text{ KN/ml}.$$

III.8.2) Calcul du balcon

III.8.2.1. Calcul des moments fléchissant

ELU

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + q_{u2} \times L + q_{u3} \times h$$

$$M_u = \frac{12.20 \times 1.50^2}{2} + 1.75 \times 1.4 + 1 \times 1.20$$

$$M_u = 17.37 \text{ kN.m}$$

ELS

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times L + q_{s3} \times h$$

$$M_s = \frac{8.5 \times 1.50^2}{2} + 1 \times 1.50 + 1 \times 1$$

$$M_s = 12.06 \text{ KN.m}$$

III.8.2.2. Ferrailage

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple .

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.37 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.084 < \mu_1 \Rightarrow 0.392 \quad \text{S S A}$$

$$\mu = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.37 \times 10^3}{0.956 \times 12 \times 348} = 4.35 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons :

$$4H12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition :

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

Nous adoptons :

$$4HA10 = 3.140 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$



III.8.2.3. Vérifications des contraintes à L'ELU

- Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 ; A.4.2.1)

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \quad 4.52 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée).

- Espacement des barres (BAEL 91 ; A.8.2.42)

- Armatures principale :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm.}$$

(Condition vérifiée).

- Vérification aux cisaillements (BAEL 91 ; A.5.1.2.1)

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

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

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} + q_{u3} = 12.20 \times 1.50 + 1.75 + 1$$

$$V_u = 21.05 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{21.05 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.175 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa,}$$

(Condition vérifiée).

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 ; Art A.6.1.3)**

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

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

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

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

$$\sum U_i = n \Pi \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.05 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 15.05} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

(Condition vérifiée)

- **Longueur de scellement (BAEL 91 ; A.6.1.22)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}, \text{ on prend } L_s = 42 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 17 \text{ cm.}$

Les armatures calculées sont suffisantes.

III.8.2.4. Vérifications à L'ELS

- **Etat limite de compression du béton**

- Acier :

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.52 \times 100}{100 \times 12} = 0.37$$

$$\beta_1 = 0.905 \quad k_1 = 37.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.06 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 294.82 \text{ MPa.m}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

- Béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{294.82}{37.63} = 7.83 \text{ MPa.}$$

- D'où :

$$\sigma_{bc} = 7.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

- (Condition vérifiée)

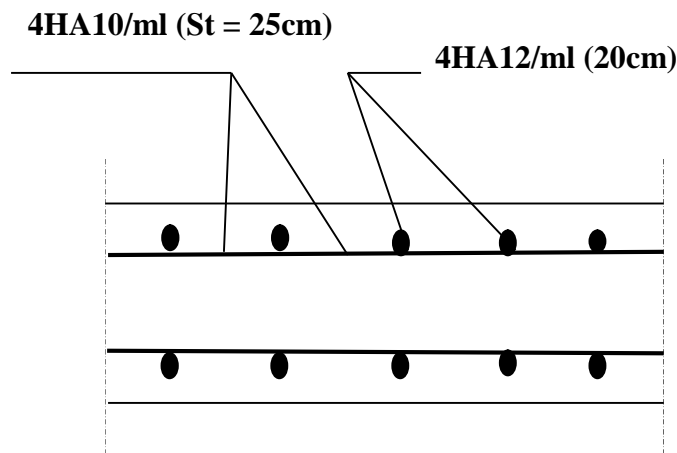
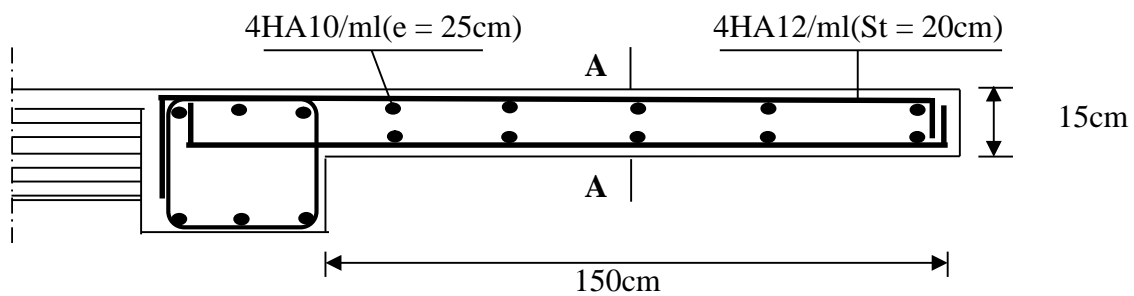
- **Vérification à l'état limite de déformation (BAEL 91 ; Art B6.8, 424)**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\begin{aligned}
 & - \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \\
 & - \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\
 \frac{h}{L} &= \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625, \text{ (Condition vérifiée),} \\
 \frac{A_s}{bd} &= \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105, \text{ (Condition vérifiée),} \\
 \left(\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_s}{10 M_s} = \frac{12.06}{10 \times 12.06} = 0.1 \right) & \text{ (Condition vérifiée).}
 \end{aligned}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



Coupe A-A

Ferrailage de balcon

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique et des logiciels (ETABS, SAP2000...ETC), nous évitons un calcul laborieux et nous augmentons la précision des résultats, c'est ainsi que dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation des étapes de la modélisation de notre structure sur ETABS en utilisant la méthode des éléments finis et les résultats obtenus seront commentés.

V.1. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.2. Description du logiciel ETABS

L'**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementation en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI ... etc.). De plus de par sa spécificité pour

le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul a utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ses diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau ... etc.).

V.3. Modélisation de la structure sous ETABS

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres – poteaux) sont modélisés par des éléments finis de type poutre «*frame*» à deux nœud ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud,
2. Les voiles sont modélisés par des éléments coques «*Shell*» à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,
4. Les dalles sont modélisées par des éléments qui négligent les efforts membranaires.

V.3.1. Rappel (Terminologie)

Grid line : Ligne de grille,

Joints : nœuds,

Frame : portique (cadre),

Element : élément,

Shell : voile,

Restraints : degrés de liberté (DDL),

Loads: charges,

Uniformed loads: charges uniformes,

Define : définir,

Materials : matériaux,

Concret : béton,

Steel : acier,

Frame section : coffrage,

Colum : poteau,

Beam : poutre.

V.3.2. Choix de la Méthode de calcul

- **Méthodes utilisables**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- méthode statique équivalente,

- méthode d'analyse modale spectrale,
- méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le (RPA99/version 2003). Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.3.3. Présentation de la méthode modale spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

• Hypothèses de calcul

- les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher,
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V.4. Etapes de modélisation

Dans notre étude, nous avons utilisés la version ETABS 9.6.

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- introduction de la géométrie du modèle,
- spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- définition des charges statiques (G, Q),
- introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- définition de la charge sismique E,
- chargement des éléments,
- introduction des combinaisons d'actions,
- déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.4.1. Introduction de la géométrie du modèle

a. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS. En bas de l'écran, on sélectionnons [kN.m] qui sera notre unité de travail.

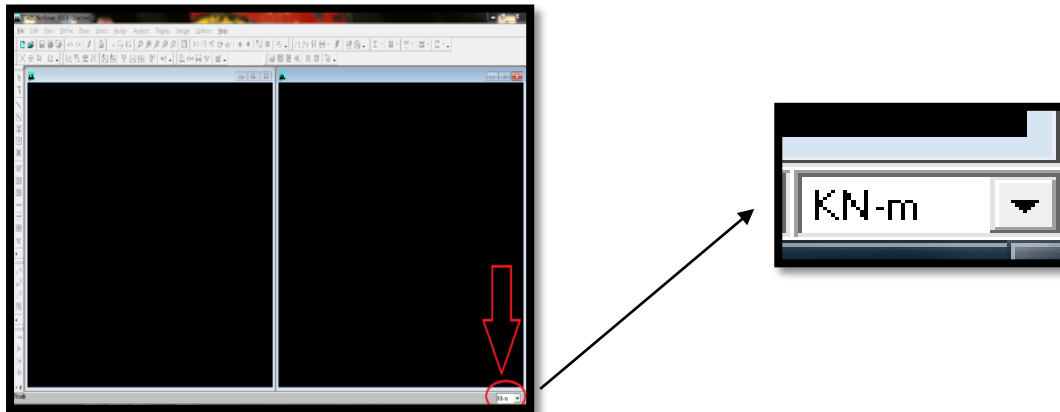


Figure 5.1 : Choix de l'unité de base.

b. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran nous sélectionnons :

File \Rightarrow New model

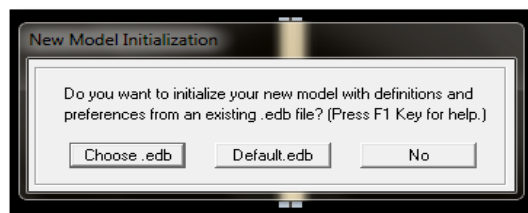


Figure 5.2 : Choix d'une surface de travail.

Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur: **No**.



Figure V.3 : Introduction des données de base de la structure.

Les fonctions qui s'affichent dans la fenêtre qui apparaît nous permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y,
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y,
- les hauteurs des différents étages,
- le nombre d'étages,
- les longueurs des travées.

c. Modification de la géométrie de base

- Lignes et travées

Nous cliquons sur **Custom Grid** ⇒ **Edit Grid**



Figure V.4 : Modification de la géométrie de base.

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.

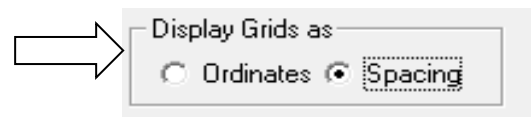
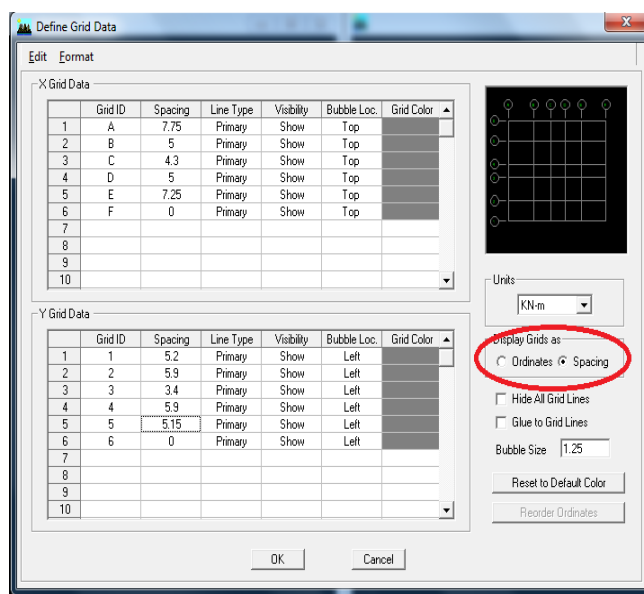


Figure V.5 : Introduction des données de la structure.

Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

- Etages

Sur **Simple story data** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** ⇒ **Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages (Figure 5.6) .

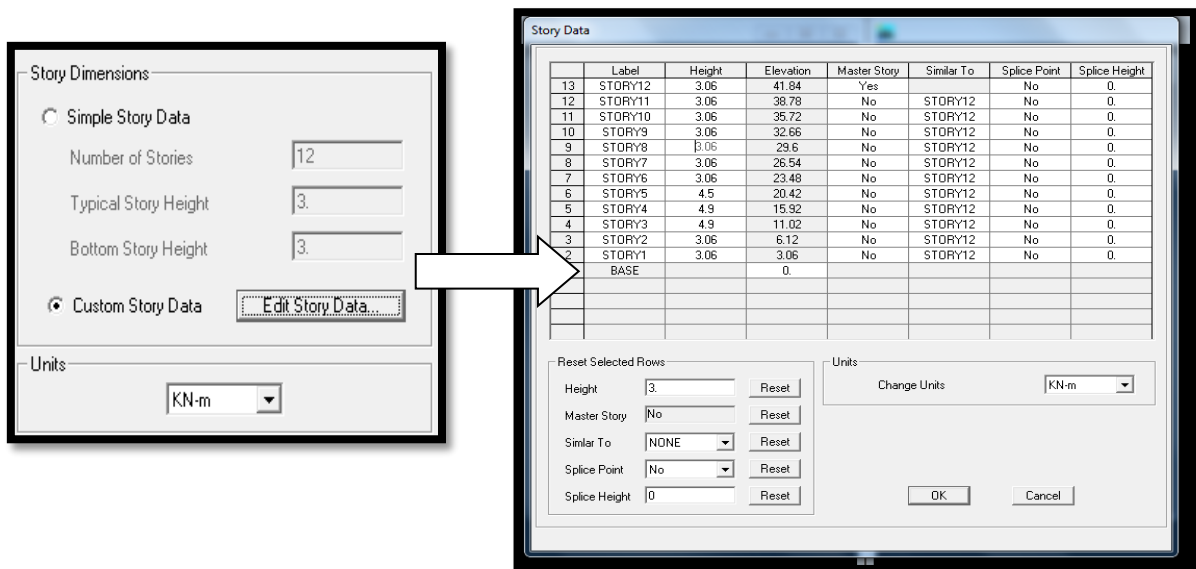


Figure V.6 : Introduction des hauteurs de la structure.

N.B : Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introductions des données précédentes comme indiqué sur la (Figure 5.6), nous validons les étapes et nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la (Figure 5.7)

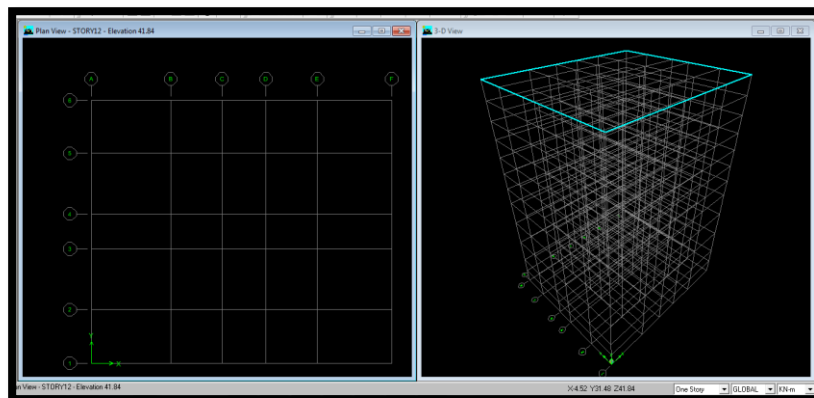


Figure V.7 : Esquisse de la structure en système d'axes.

V.4.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela, nous procédons comme suit :

Define \Rightarrow **Material properties** \Rightarrow **Conc** \Rightarrow **Modify/show Material**.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas, on définit le béton et ses propriétés comme dans la figure 5.8.

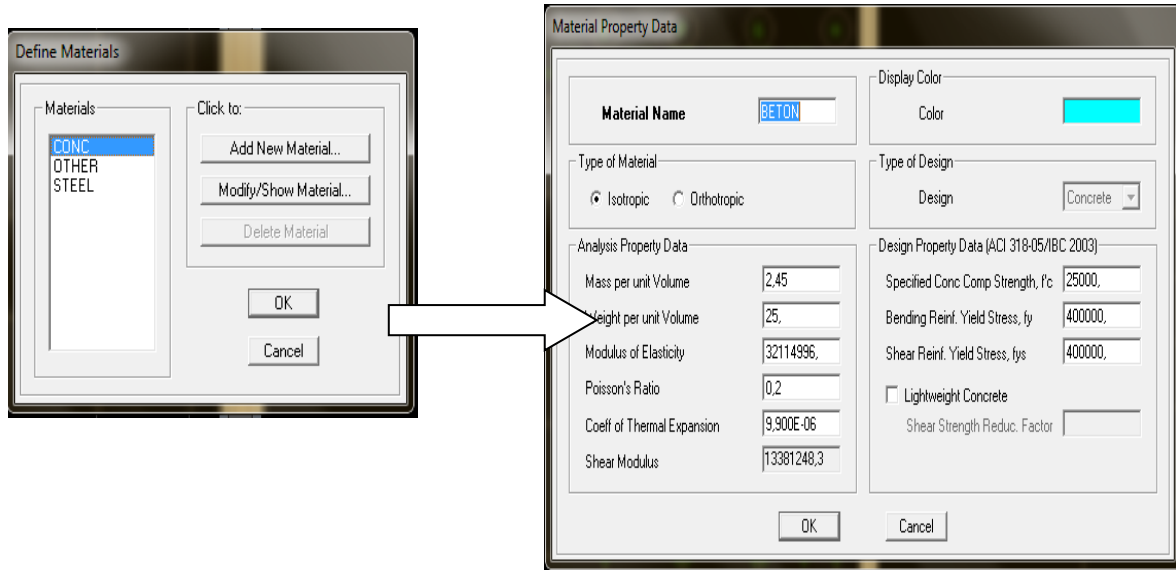


Figure V.8 : Définition de l'élément « Béton ».

V.4.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leurs affecter leurs propriétés géométriques.

- Poutres, Poteaux

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suit :

Define \Rightarrow **Frame sections**

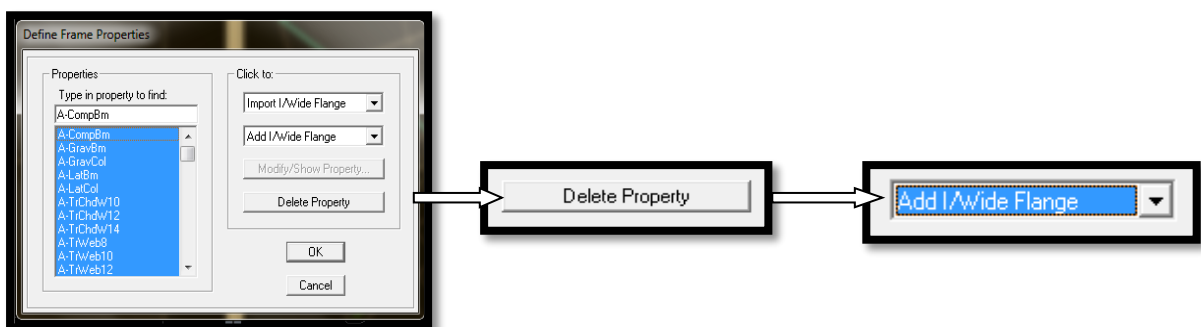


Figure V.9 : Introduction des propriétés des éléments.

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange** \Rightarrow **Add rectangular**.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :

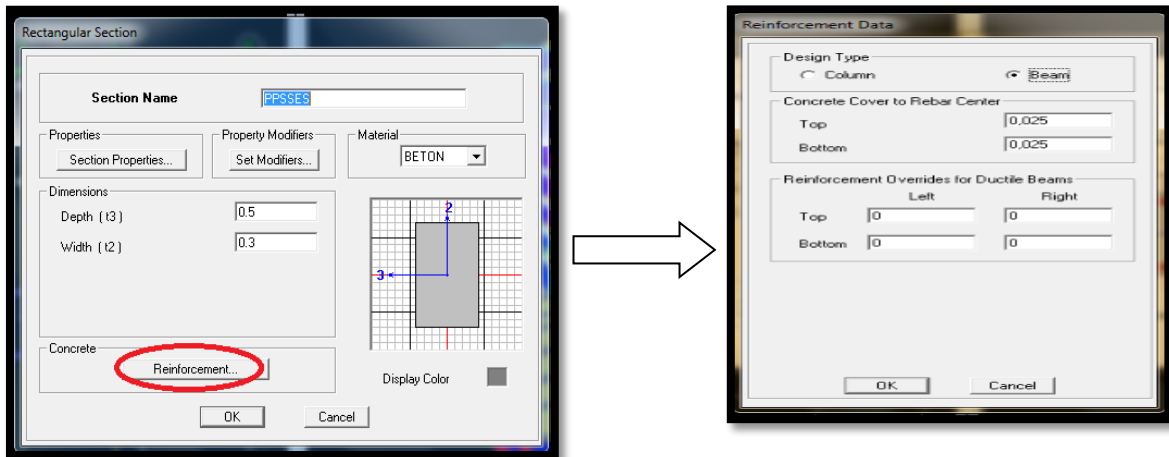


Figure V.10 : Définition de l'élément « Poutre »

Puis sur : **Reinforcement** \Rightarrow **Beam**.

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.

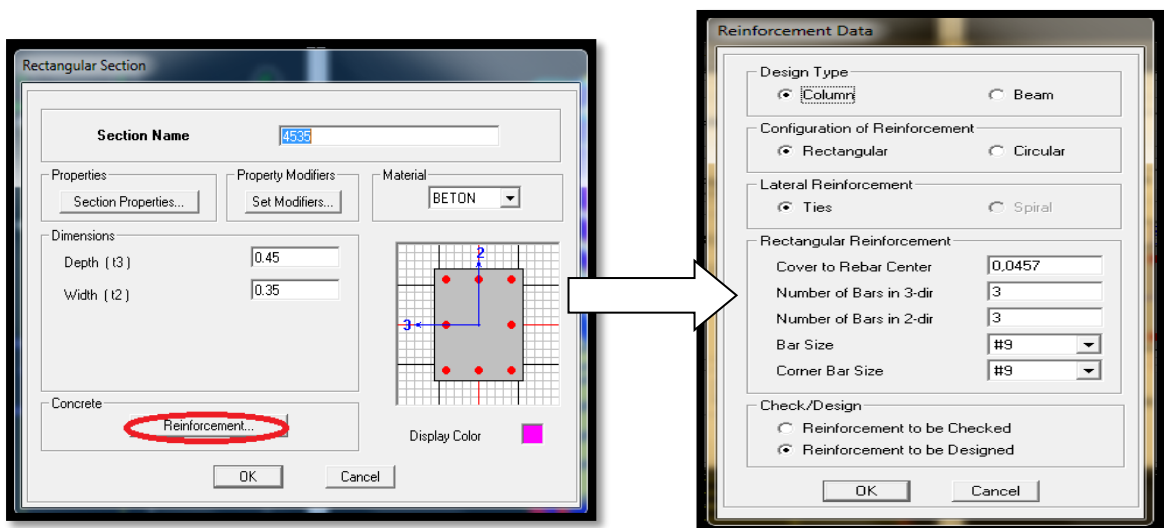


Figure V.11 : Définition de l'élément « Poteau »

Puis sur : **Reinforcement** \Rightarrow **Column**.

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments plaques, planchers, dalles pleines (DP) et voiles.

- Voiles

Define \Rightarrow wall/slab/deck sections \Rightarrow Add new wall (Voile)

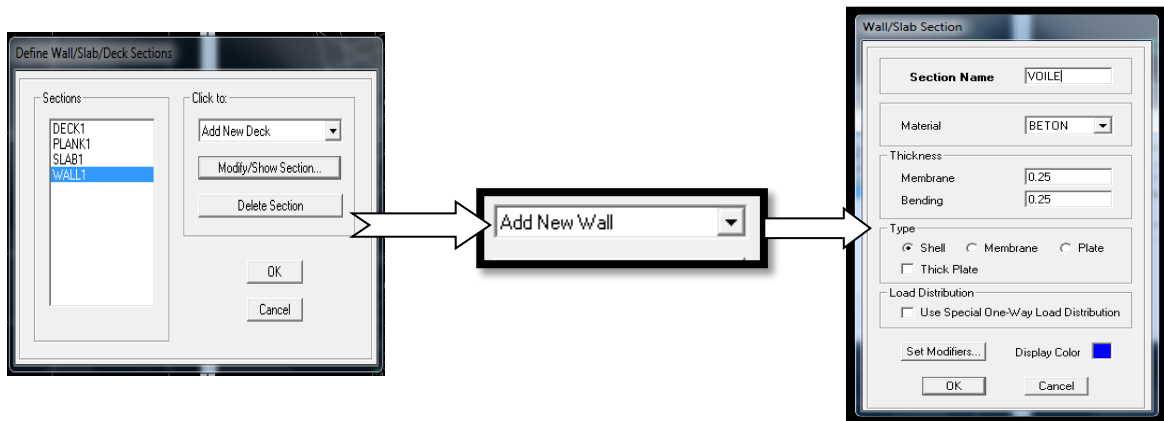


Figure V.12 : Introduction et définition de l'élément « Voile ».

- Dalle pleine

Define \Rightarrow wall/slab/deck sections \Rightarrow Add new slab (Dalle pleine)

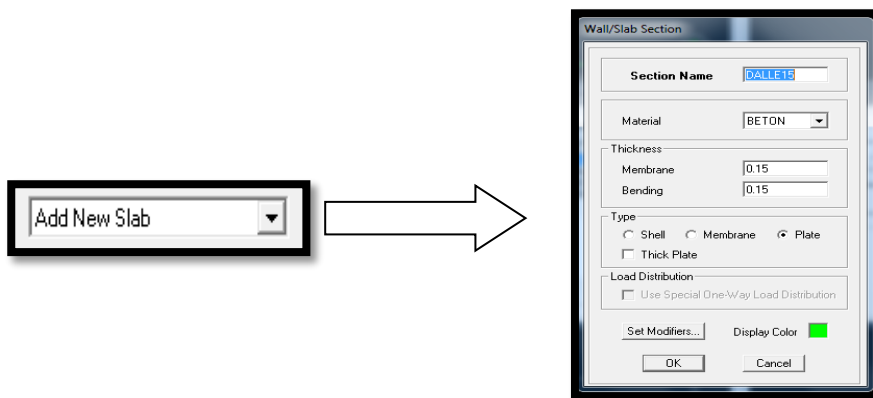


Figure 5.13 : Introduction et définition de l'élément « Dalle pleine ».

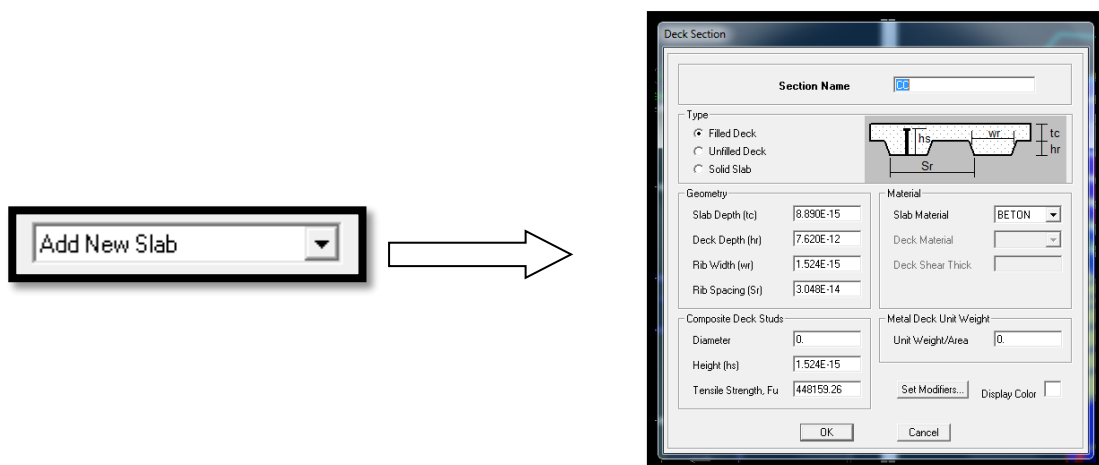


Figure V.14 : Introduction et définition de l'élément « Corps creux ».

Nous définissons les propriétés comme indiqué.

V.4.4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003

Pour le calcul dynamique de la structure nous introduirons un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme.

Pour la création du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99



Données à introduire dans le logiciel :

Zone I : sismicité moyenne (Tizi-Ouzou).

Groupe 1B : ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes.

Catégorie S₃ (classification des sites d'implantation): site meuble.

Coefficient de Comportement R (classification des systèmes de contreventement) :

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure. Nous avons :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau 5.1 : Définition du système de contreventement du bâtiment

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre IV)	Valeur de R
A 4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5

- Pourcentage d'amortissement

Tableau V. 2 : Pourcentage d'amortissement dans le cas de voiles ou murs

Remplissage	Voiles ou murs
	Béton armé/maçonnerie
Dense	10 %

- Facteur de Qualité Q (art 4.4./RPA 99 modifié 2003)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \dots \dots \dots (5.1)$$

Tableau V.3 : Evaluation du facteur de qualité Q

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q " est satisfait ou non".

a. Conditions minimales sur les files de contreventement

- Système de portiques

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Suivant x on a (06) travée \implies CV

Suivant y on a (05) travée \implies CV

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5 \dots \dots \dots (5.2)$$

Suivant x $\frac{3,40}{3,35} = 1.01 < 1.5$ \implies CV

Suivant y $\frac{3,45}{3,20} = 1.07 < 1.5$ \implies CV

Donc la condition est vérifiée.

➤ Système de voiles

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité...

Condition non vérifiée

a. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} \leq 1.5 \dots \dots (5.3)$$

6 files suivant X-X

$$\frac{3,4}{3,35} = 1.06 < 1.5$$

5 files suivant Y-Y

$$\frac{3,45}{3.20} = 1.07 < 1.5$$

Condition vérifiée

b. Régularité en plan

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Suivant x \Longrightarrow CV

Suivant y \Longrightarrow CV

Condition vérifiée.

➤ Condition sur l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Condition vérifiée.

➤ Condition sur les décrochements

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{29.3}{25.55} = 1.14 < 4$$

Condition vérifiée.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

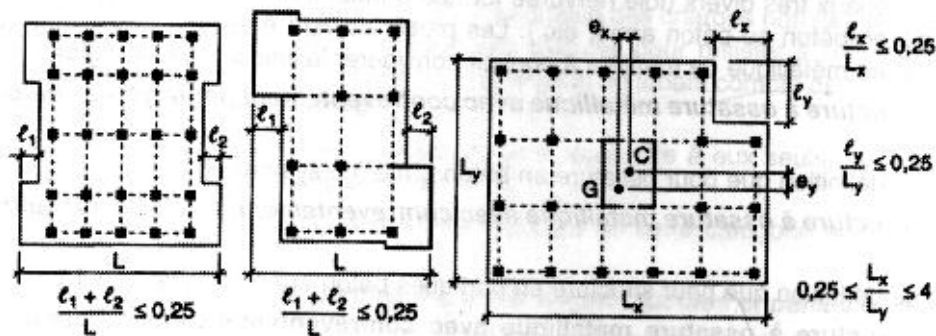


Figure V.15 : Limites des décrochements en plan

Suivant X-X :

$$\frac{e_1 + e_2}{l_x} = 0.25 \dots \dots (5.4)$$

Nous obtenons :

$$\frac{1.5 + 1.5}{17.05} = 0.17 < 0.25$$

Condition vérifiée.

➤ Condition sur les ouvertures

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_0 \leq 15\% S_T \dots \dots (5.5)$$

Nous obtenons

$$14,45 < 52,81$$

Condition vérifiée.

Tous les critères de la régularité en plan sont vérifiés ; donc notre structure est considérée comme étant régulière en plan.

c. Régularité en élévation

➤ Condition sur le système de contreventement

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

Condition vérifiée.

➤ Condition sur les masses et rigidités

La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Condition non vérifiée.

➤ Condition sur les décrochements en élévation

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Suivant Y-Y :

$$l_y = 17,05 \text{ m}$$

$$20\% l_y = 3.41 \text{ m}$$

$$0.17 < 20\% l_y$$

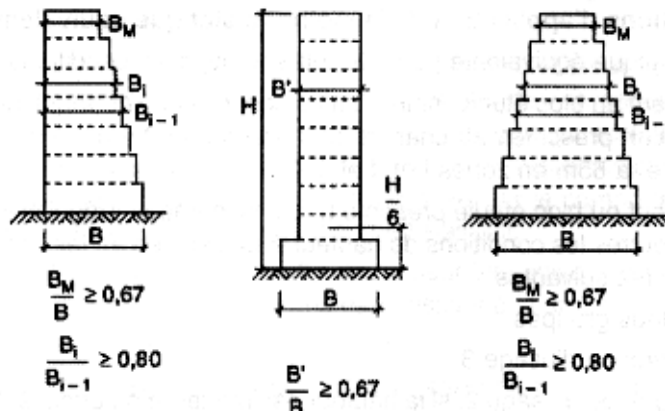


Figure. V.16: Limites des décrochements en élévation

Les résultats de la vérification de la régularité en plan sont dans le Tableau 5.4 .

Tableau V.4 : Vérification de la régularité en élévation

	Suivant-y	Suivant x
$\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0.8$	$\frac{19,90}{18,65} = 1,06 > 0.8$	$\frac{20,65}{20,65} = 1 > 0.8$
$\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0.67$	$\frac{17,05}{17,05} = 1 > 0.67$	$\frac{20,65}{20,65} = 1 > 0.67$

Conditions non vérifiées.

Deux des critères de la régularité en élévation ne sont pas vérifié. Notre structure est classée non régulière en élévation.

d. Contrôle de la qualité des matériaux**Condition non vérifiée.****e. Condition de la qualité de l'exécution****Condition non vérifiée.**

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

Tableau V.5 : Evaluation du facteur de qualité pour le bâtiment

Critère q »	P _q	
	Observé	Valeur de P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05
3. Régularité en plan	Oui	0
4. Régularité en élévation	Oui	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

Finalelement :

$$Q = 1.20$$

On introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées dans le spectre :

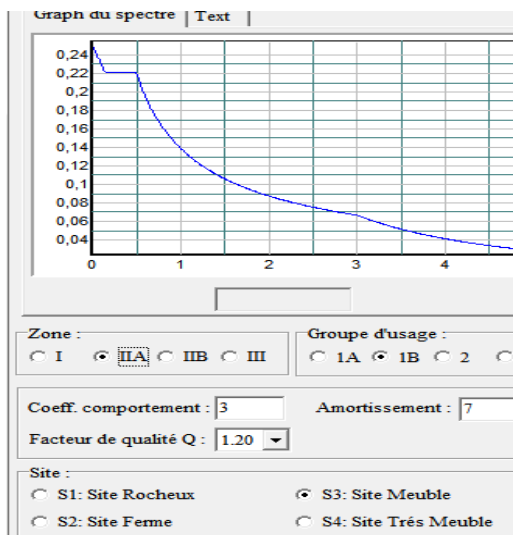


Figure V.17 : Définition des paramètres du spectre.

Nous cliquons sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

Pour introduire le spectre dans le logiciel **ETABS**, nous procédons comme suit:

Define \Rightarrow **Reponse Spectrum Function** \Rightarrow **Spectrum from file** \Rightarrow **Add new function**

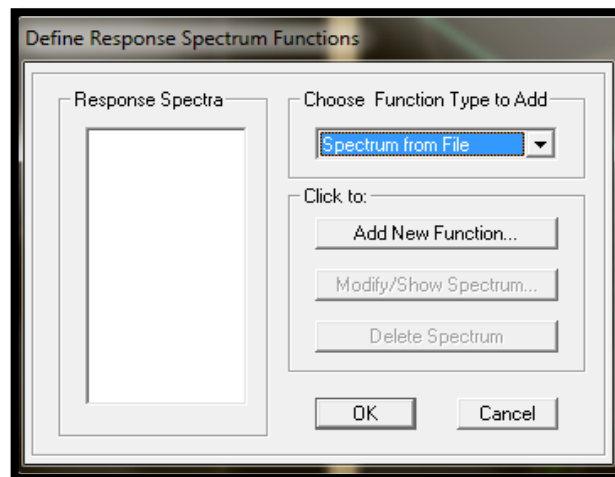


Figure V.18 : Introduction du spectre de réponse.

Puis, **Browse** et nous sélectionnons dans la sauvegarde le spectre déjà crée et enregistré.

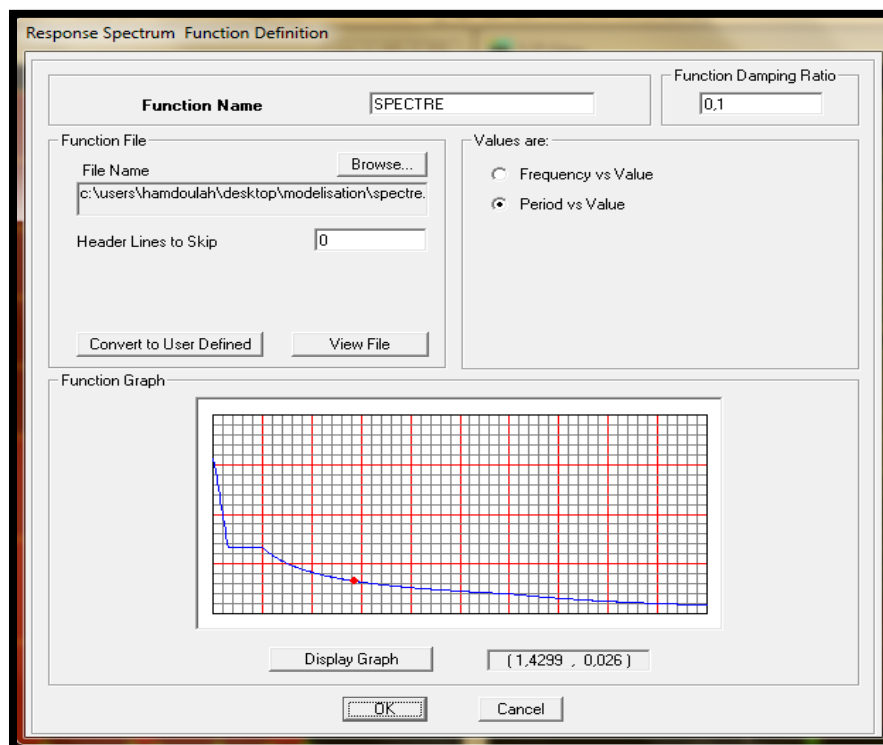


Figure V.19 : Enregistrement du spectre de réponse.

V.5. Définition des Charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) que nous devons définir afin de charger notre structure comme suit :

Define ⇒ **Static Load Cases.**

Ou bien:  **Static Load Cases.**

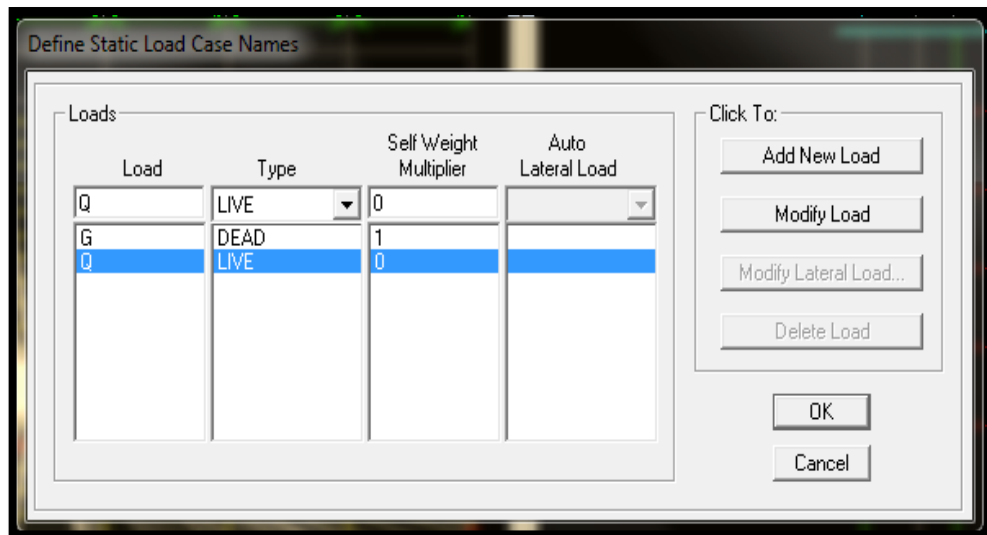


Figure V.20 : Définitions des charges et surcharges statiques.

Nous définissons aussi V_{SE} qui permettra à ETABS de calculer l'effort tranchant donné par la méthode statique équivalente en procédons comme suit:

Define ⇒ **Static Load Cases** ⇒ **Modify lateral load**

Base ⇒ **Shear Coefficient**

$$C = \frac{A \times D \times Q}{R} \dots \dots \dots (5.6)$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 1b
 - Zone sismique I
- ➔ A = 0.12 (Tableau 4.1 RPA 99. V2003)

Q = 1.20

R = 5

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec

T_2 : période caractérisée associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau 4.7 du (RPA99 modifié 2003).

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \dots \dots (5.7)$$

Avec

ξ : pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance de remplissages :

V.5.1. Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E :

Define \Rightarrow **Response spectrum cases** \Rightarrow **Add New Spectrum.**

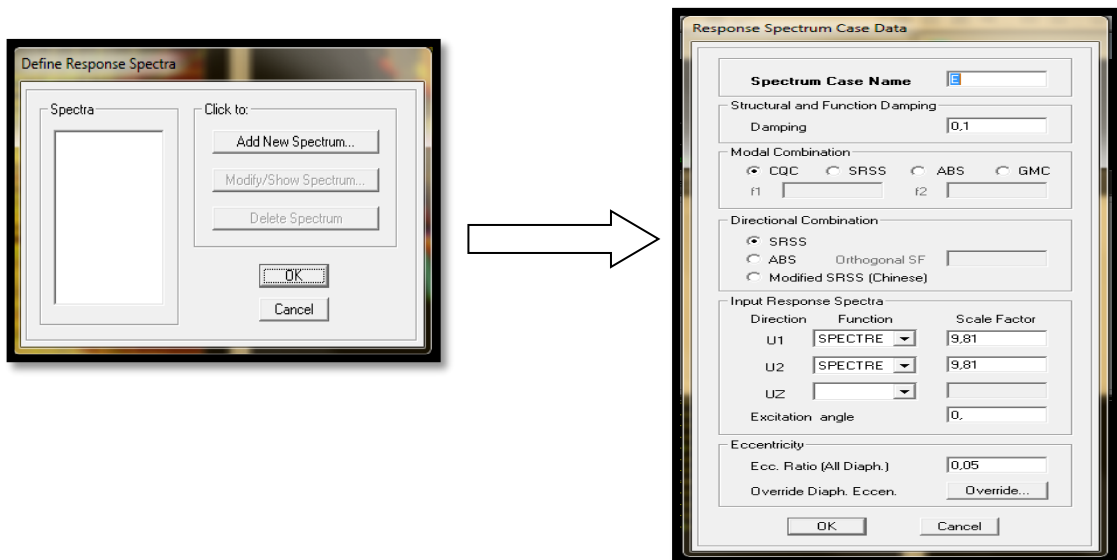



Figure V.21 : Définition et introduction de la charge sismique.

V.5.2. Mise en place des éléments de la structure

Pour affecter les sections définies aux différents éléments, nous devons suivre ces étapes :

- Les poteaux

Nous cliquons sur l'icône  (create columns in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

On place les poteaux conformément au plan d'architecture.

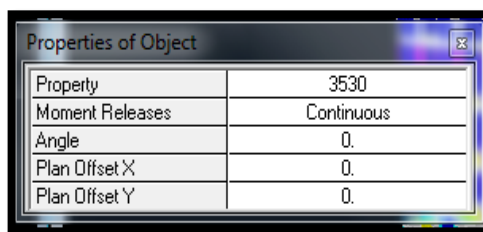



Figure V.22 : Mise en place de l'élément « Poteau »

- Les poutres

Nous cliquons sur l'icône  (create lines in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** les poutres principales et les poutres secondaires que nous disposons et nous sélectionnons les lignes porteuses de cet élément pour qu'elles soient placées.

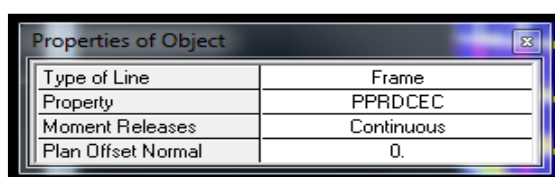



Figure 5.23 : Mise en place de l'élément « Poutre »

- Les voiles

Nous cliquons sur l'icône  (Draw walls) pour créer les voiles, raidisseurs et linteaux. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** *Voile* et dans **Drawing Control**, «*Fixed Length*» et nous introduisons la longueur du voile, ensuite on se positionne sur l'axe du voile et nous sélectionnons le premier point de départ du voile afin de le positionner et Nous cliquons sur un autre point parallèle à ce dernier pour positionner notre voile.

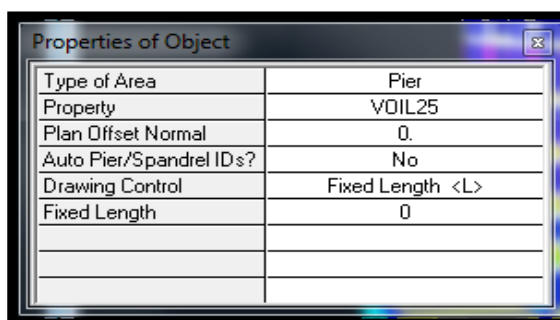



Figure 5.24 : Mise en place de l'élément « Voile »

- Les dalles pleines

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** DP25 ou DP15. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant la dalle pleine et nous positionnons la dalle.

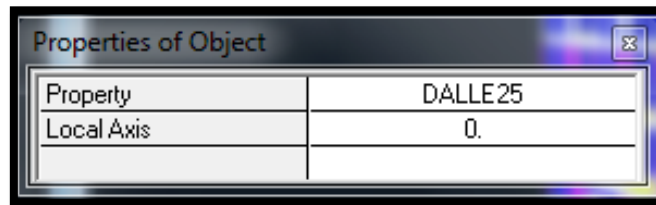



Figure V.25 : Mise en place de l'élément « Dalle pleine »

- Le corps creux

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans *property* CC. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant le corps creux et nous cliquons gauche pour placer le plancher.

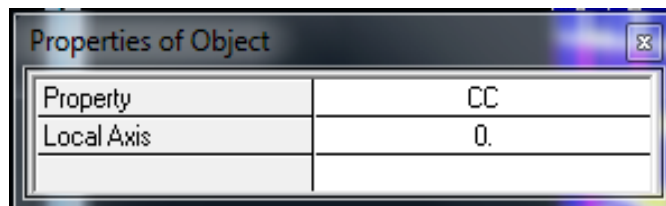


Figure V.26 : Mise en place de l'élément « Corps creux »


Après la définition des éléments et la modélisation de ces derniers, nous définissons les appuis et encastrons les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. En se positionnant à la base sur une vue en plan, nous sélectionnons tout et on clique sur l'icône . Dans la fenêtre qui s'affichera, nous bloquons toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.



Figure 5.27 : Encastrement de la structure.

Le résultat des étapes précédentes nous donne :

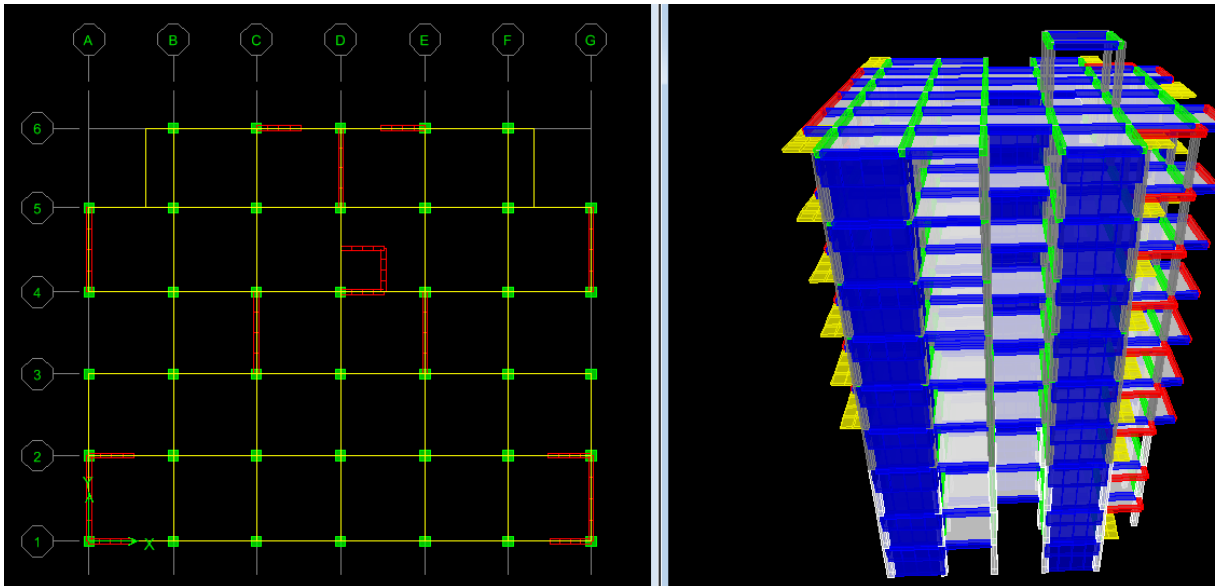


Figure V.28 : Esquisse de la structure en 3D, après introduction des éléments.

V.5.3. Définition de la Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher. (RPA99)

La masse des plancher est supposée concentrées.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots\dots\dots(5.10)$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots(5.11)$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure,
- W_{Qi} : charges d’exploitation,
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99/V2003.

Dans notre cas nous avons :

Tableau 5.6 : Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d’exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,3

L’inertie massique est déterminée automatiquement par *ETABS*.

Nous introduisons cela sur ETABS comme suit :

Define ⇒ **Masse source** ⇒ **fromself and Specified Masse and Loads.**

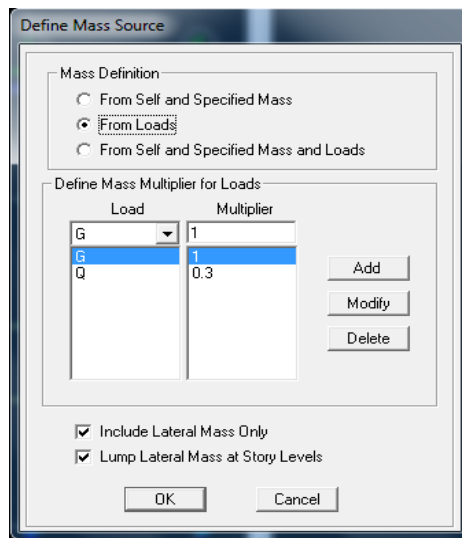


Figure 5.29 : Définition de la masse source.

Pour déterminer le poids total de la structure, nous lançons l'analyse



avec :

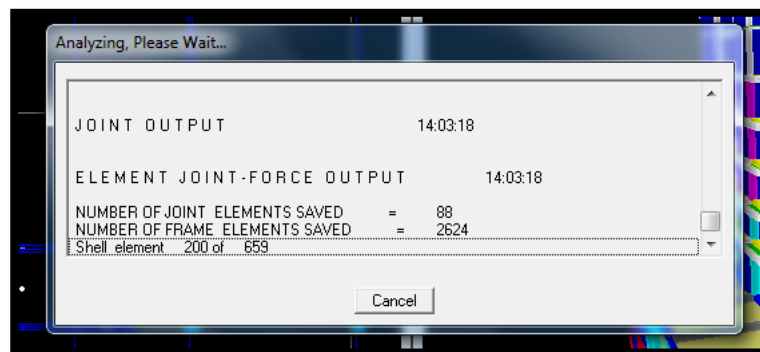


Figure 5.30: Analyse de la structure sous ETABS.

Display ⇒ **Show tables** ⇒ **ANALYSIS RESULTS** ⇒ **Building output** ⇒ **Story shears**

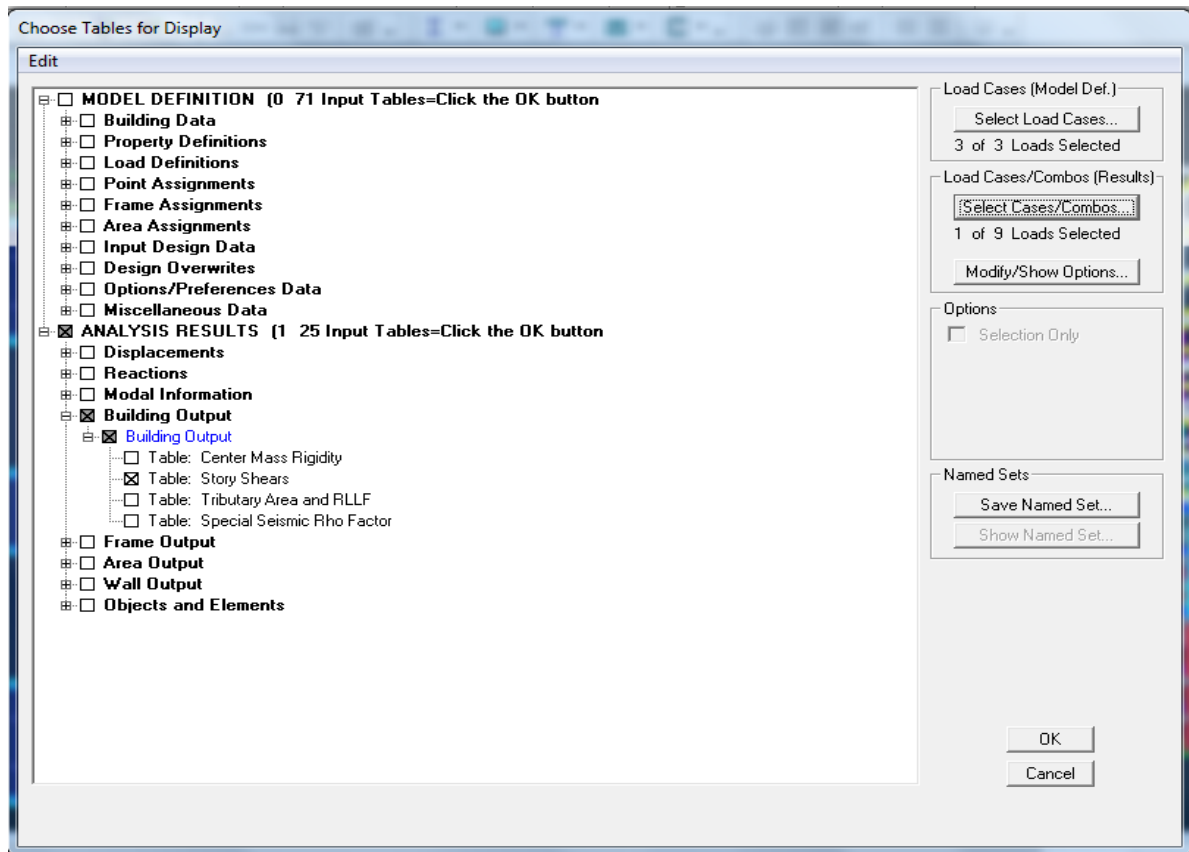


Figure 5.31 : Choix des combinaisons d'actions.

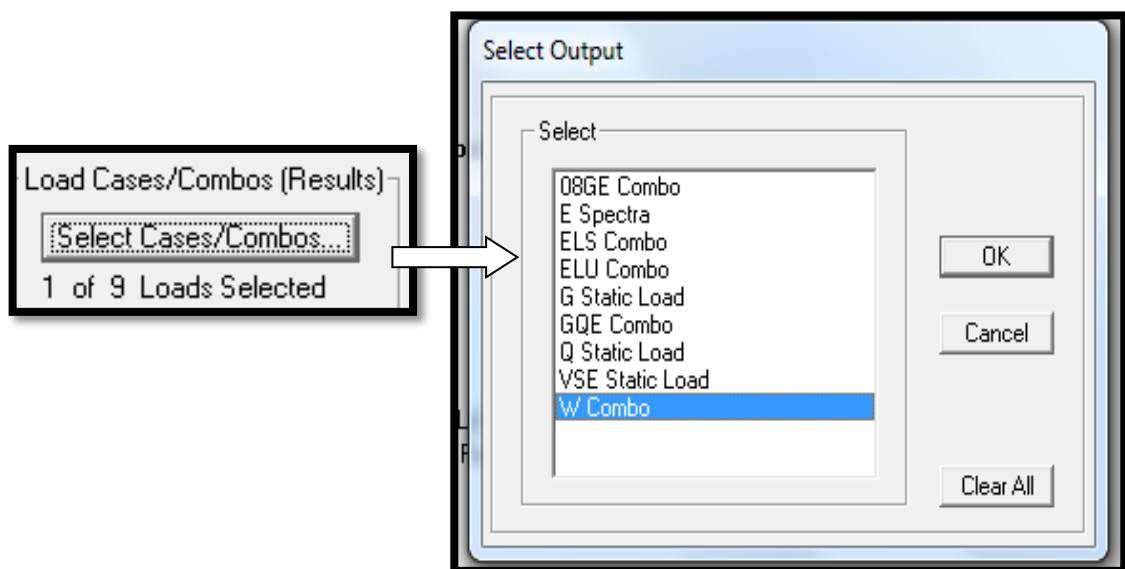


Figure 5.32 : Sélection de la combinaison « Poids »

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY9	W	Bottom	19246.58	0.00	0.00	0.000	246259.464	-287912
STORY8	W	Top	22683.79	0.00	0.00	0.000	290198.731	-339607
STORY8	W	Bottom	24083.04	0.00	0.00	0.000	308143.455	-360259
STORY7	W	Top	27520.25	0.00	0.00	0.000	352082.721	-411955
STORY7	W	Bottom	28919.50	0.00	0.00	0.000	370027.445	-432607
STORY6	W	Top	32356.71	0.00	0.00	0.000	413966.712	-484302
STORY6	W	Bottom	33838.57	0.00	0.00	0.000	432968.322	-506185
STORY5	W	Top	37275.79	0.00	0.00	0.000	476907.589	-557881
STORY5	W	Bottom	39423.71	0.00	0.00	0.000	504453.221	-589585
STORY4	W	Top	46943.23	0.00	0.00	0.000	600551.661	-700252
STORY4	W	Bottom	49565.38	0.00	0.00	0.000	634109.318	-738894
STORY3	W	Top	57084.91	0.00	0.00	0.000	730207.758	-849561
STORY3	W	Bottom	61829.34	0.00	0.00	0.000	791410.900	-919584
STORY12-2	W	Top	69237.65	0.00	0.00	0.000	886602.938	-1027396
STORY12-2	W	Bottom	77660.96	0.00	0.00	0.000	994539.328	-1151196
STORY12-1	W	Top	85180.49	0.00	0.00	0.000	1090637.769	-1261864
STORY12-1	W	Bottom	98542.17	0.00	0.00	0.000	1261661.742	-1458011

↓

98542.17

Figure 5.33 : Détermination du poids sur ETABS

W : poids total de la structure donné par ETABS.

$$W = 98542.17 \text{ kN.}$$

5.5.4. Chargement des éléments

Nous avons créé des planchers en corps creux, alors pour les charger avec G et Q, nous allons


cliquer sur l'icône 

Figure 5.34 : Chargement des planchers avec G et Q.

Nous introduisons les valeurs de G et Q du rez de chaussée, des étages courants et de la terrasse que nous avons calculé dans le chapitre du prédimensionnement et nous sélectionnons le carré de plancher à charger.

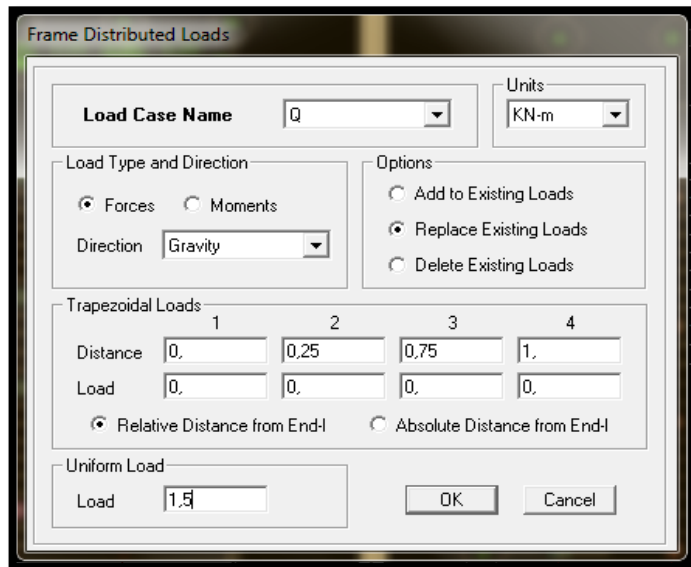


Figure 5.35 : Chargement des poutres sous G.

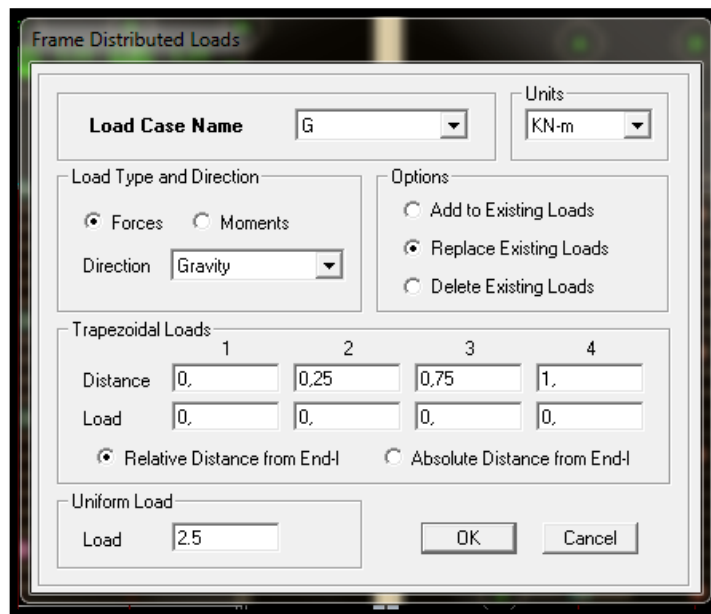


Figure 5.36 : Chargement des poutres sous Q.

Pour le chargement des voiles le calcul de la charge reprise se fait comme suit :

- Voile de rive

$$G = \frac{G_i \times \frac{l_i}{2}}{h_i} \dots\dots(5.12)$$

$$Q = \frac{Q_i \times \frac{l_i}{2}}{h_i} \dots\dots(5.13)$$

- Voile intermédiaire

$$G = \frac{G_i \times \frac{l_i + l_{i+1}}{2}}{h_i} \dots\dots(5.14)$$

$$Q = \frac{Q_i \times \frac{l_1 + l_2}{2}}{h_i} \dots\dots(5.15)$$

G_i : la charge permanente de l'étage,

Q_i : la charge d'exploitation de l'étage,

l_i : longueur de la travée,

h_i : la hauteur de l'étage,

Pour le chargement des dalles pleines et du corps creux, nous allons les sélectionner comme suit :

Select by Wall/Slab/Deck Sections, on sélectionne DALLE25 ou CC ,on valide et nous sélectionnons la dalle ou le plancher corps creux à charger.

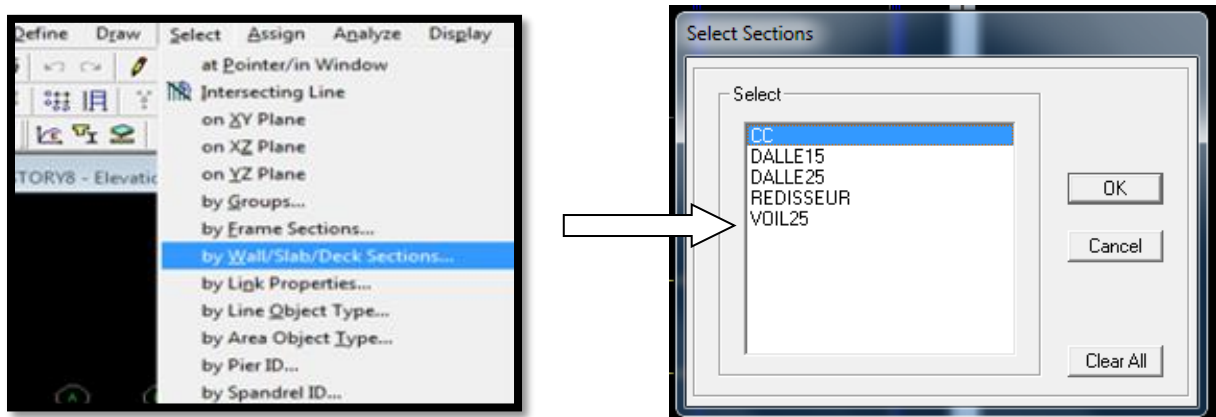



Figure 5.37 : Chargement des dalles pleines et du corps creux..

V.5.5. Diaphragme

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par *ETABS*.

On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **D1** \Rightarrow **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône :  **D1** \Rightarrow **OK**.

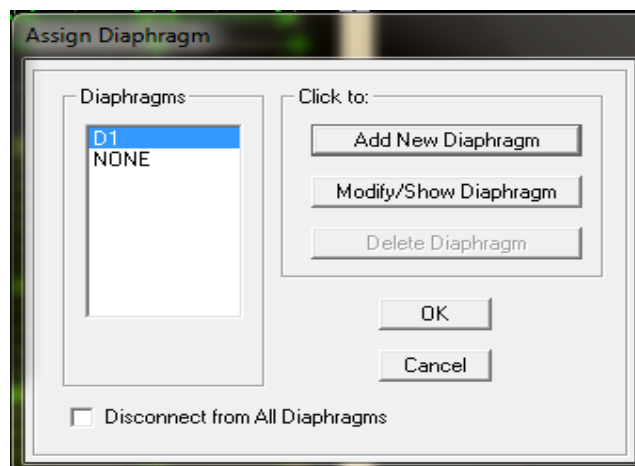


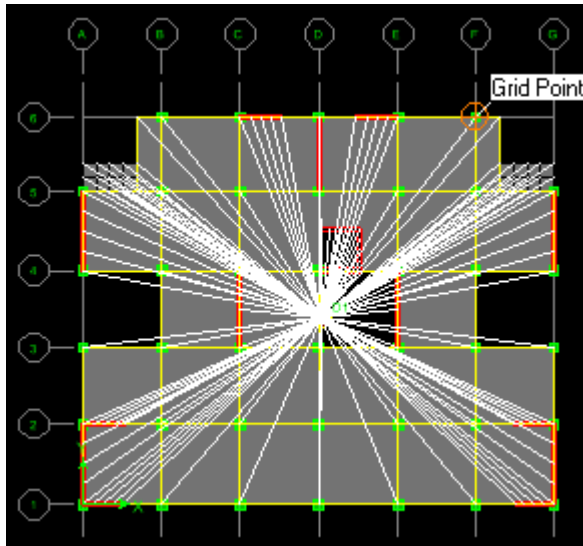
Figure 5.39 : Création du diaphragme.

On sélectionne de la même manière le deuxième étage :

Define \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **Add New Diaphragm** \Rightarrow **D2** \Rightarrow **OK**

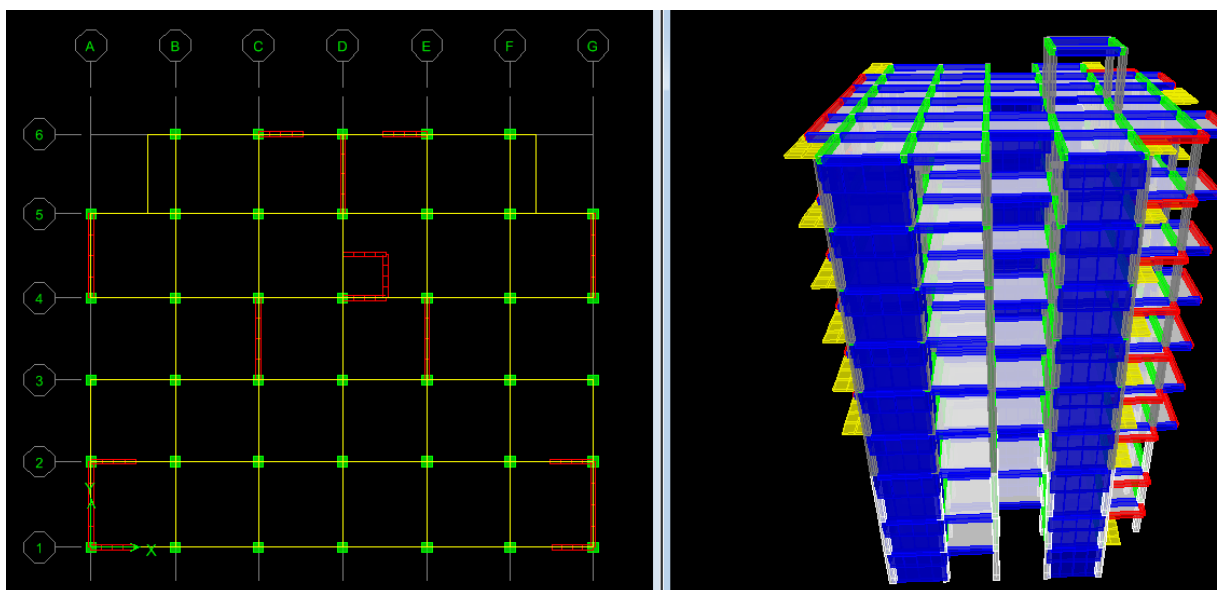
Et ainsi de suite.

Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :

**Figure 5.40** :Résultat du diaphragme sur tous les étages.

On suit la même procédure pour les différents étages. (Dans notre structure nous avons douze planchers ce qui nous donne huit diaphragmes).

La structure finale obtenue s'illustre en 3D par la figure 5.41 :

**Figure 5.41** : Représentation de la structure finale en 3D

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité. Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. La flèche.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V.1 Vérification de la période empirique :**V.1 Calcul de la période empirique :**

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ CT \times h_n \frac{3}{4} \right\} = 0.05 \times 28.43^{0.75} = 0.61s$$

h_n: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

C_t: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

V.1.2 Calcul de la période empirique majorée :

D'après le RPA99vs2003 la valeur de T calculées à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques de plus de 30%

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0.79s$$

V.1.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS :

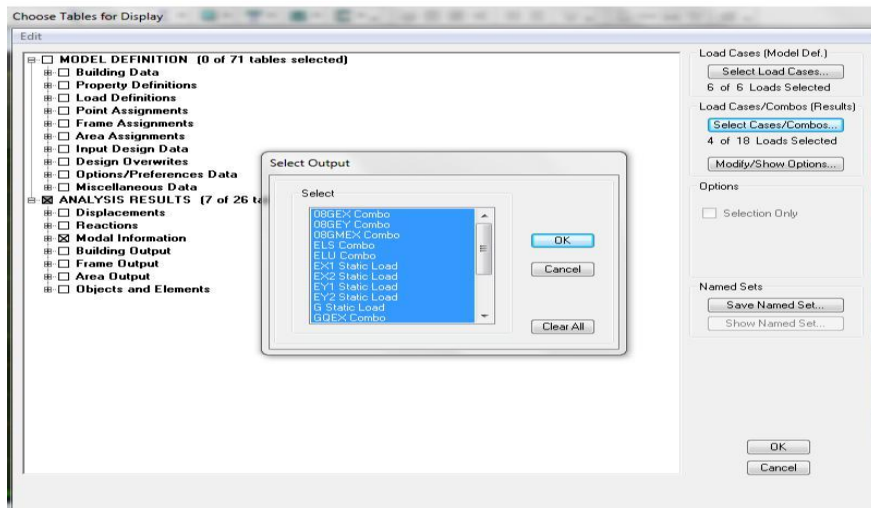
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display \implies **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \implies **modal information**

:



Un autre tableau s’affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite *Modal Participating Mass Ratios*

Les résultats s’afficheront comme suit :

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,802631	74,0862	0,1242	0,0000	74,0862	0,1242	0,0000	0,1839
	2	0,545099	0,0260	58,7486	0,0000	74,1122	58,8728	0,0000	83,2557
	3	0,503250	0,4870	10,4551	0,0000	74,5992	69,3279	0,0000	14,9554
	4	0,219760	12,2279	0,0302	0,0000	86,8271	69,3580	0,0000	0,0243
	5	0,126671	0,0780	10,3534	0,0000	86,9052	79,7115	0,0000	0,7287
	6	0,120091	0,6365	0,7318	0,0000	87,5417	80,4433	0,0000	0,0373
	7	0,114361	0,3060	1,1478	0,0000	87,8477	81,5911	0,0000	0,0800
	8	0,109291	0,0403	1,2739	0,0000	87,8880	82,8650	0,0000	0,1006
	9	0,106593	0,0924	4,0585	0,0000	87,9804	86,9235	0,0000	0,3209
	10	0,096667	4,4515	0,0231	0,0000	92,4319	86,9466	0,0000	0,0020
	11	0,059663	3,6854	0,0001	0,0000	96,1173	86,9466	0,0000	0,0000
	12	0,051044	0,0045	4,7180	0,0000	96,1218	91,6646	0,0000	0,1770

- **Comparaison des résultats**

On a : la période calculée : $T = 0,79 \text{ s}$
 La période ETABS : $T_{\text{etabs}} = 0,80 \text{ s}$
 On remarque que : $T_{\text{calculée}} < T_{\text{etabs}}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

V.2 Vérification de l'excentricité :

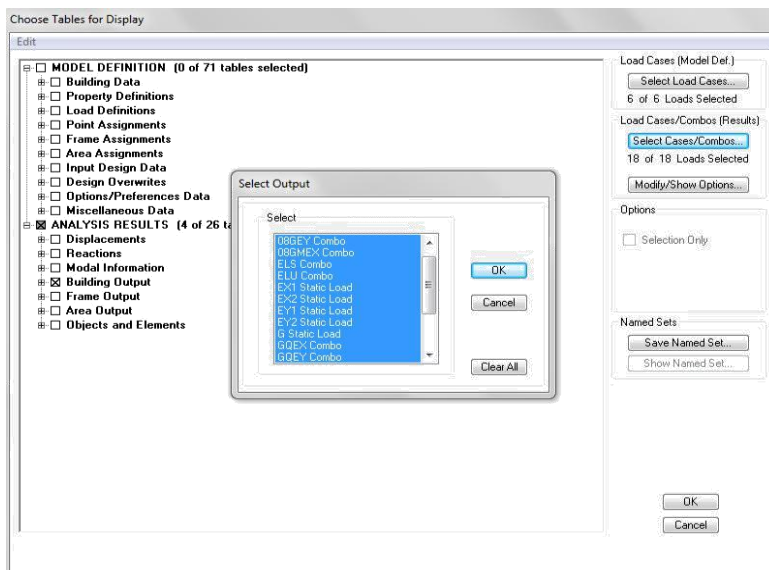
D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display \implies **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \implies **building output**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... \implies 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	SSOL1	D1	335,2746	335,2746	10,271	8,021	335,2746	335,2746	10,271	8,021	11,504	7,690
	SSOL2	D2	346,8159	346,8159	10,294	7,918	346,8159	346,8159	10,294	7,918	11,180	7,758
	RDC	D3	370,0011	370,0011	10,282	8,467	370,0011	370,0011	10,282	8,467	10,988	7,995
	STORY1	D4	360,6492	360,6492	10,261	7,790	360,6492	360,6492	10,261	7,790	10,895	8,177
	STORY2	D5	360,6492	360,6492	10,261	7,790	360,6492	360,6492	10,261	7,790	10,841	8,339
	STORY3	D6	360,6492	360,6492	10,261	7,790	360,6492	360,6492	10,261	7,790	10,806	8,483
	STORY4	D7	360,6492	360,6492	10,261	7,790	360,6492	360,6492	10,261	7,790	10,784	8,608
	STORY5	D8	360,6492	360,6492	10,261	7,790	360,6492	360,6492	10,261	7,790	10,768	8,711
	STORY6	D9	219,7776	219,7776	10,253	7,845	219,7776	219,7776	10,253	7,845	10,756	8,790
	DSM	D10	14,2535	14,2535	11,850	11,750	14,2535	14,2535	11,850	11,750	11,809	11,608

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	5%LX	ey	5%LY	
SSOL1	D1	10,271	8,021	11,504	7,69	1,23	1,03	0,331	0,85	CV
SSOL2	D2	10,294	7,918	11,18	7,758	0,88	1,03	0,16	0,85	CV
RDC	D3	10,282	8,467	10,988	7,995	0,706	1,03	0,47	0,85	CV
STORY1	D4	10,261	7,79	10,895	8,177	0,634	1,03	0,387	0,85	CV
STORY2	D5	10,261	7,79	10,841	8,339	0,58	1,03	0,549	0,85	CV
STORY3	D6	10,261	7,79	10,806	8,483	0,545	1,03	0,693	0,85	CV
STORY4	D7	10,261	7,79	10,784	8,608	0,523	1,03	0,818	0,85	CV
STORY5	D8	10,261	7,79	10,768	8,711	0,507	1,03	0,921	0,85	CV
STORY6	D9	10,253	7,845	10,756	8,79	0,222	1,03	0,945	0,85	CV
DSM	D10	11,85	11,75	11,809	11,608	0,041	1,03	0,142	0,85	CV

V.3 Vérification du pourcentage de 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 obtenu dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

	Mode	Period	SumUX	SumUY
▶	1	0,802631	74,0862	0,1242
	2	0,545099	74,1122	58,8728
	3	0,503250	74,5992	69,3279
	4	0,219760	86,8271	69,3580
	5	0,126671	86,9052	79,7115
	6	0,120091	87,5417	80,4433
	7	0,114361	87,8477	81,5911
	8	0,109291	87,8880	82,8650
	9	0,106593	87,9804	86,9235
	10	0,096667	92,4319	86,9466
	11	0,059663	96,1173	86,9466
	12	0,051044	96,1218	91,6646

Tableau V.3 : valeurs des masses modales

La somme des masses modales dans le 10ème mode (xx) et 12ème (yy) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

V.4 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

D'après le RPA 99 V2003 (article 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.

- Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats de V_x dyn et V_y dyn :

Avec :

$A=0,15$

$D=?$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 4 - 2)}$$

$T_2=0.5$ voir le (**Tableau 4-7.RPA 2003**)

$T_2=0.5 \quad T=0.8$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

η : donné par la formule :

$$* \eta = \frac{1}{\sqrt{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \text{(RPA4 - 3)}$$

$$\begin{cases} \xi = 0,085 \\ \eta = 0,81 > 0.7 \end{cases}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times \left(\frac{0.5}{0.8} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.48.$$

$$* \begin{cases} Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,05 \end{cases}$$

* $R=5$

* **W** : Poids total de la structure, donné par ETABS

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

- Donc pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W G_i + \beta W Q_i$$

- WG_i** : Le poids de niveau i du aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels .
 - WQ_i** : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.
 - β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (**Tableau 4-5 du RPA99V2003**), Dans notre cas le bâtiment est à usage d'habitation.
- β=0,20**

Poids de chaque niveau Wt

Story	Load	Loc	MASSE X	MASSE Y
DSM	G02Q	Bottom	162,2	162,2
STORY6	G02Q	Bottom	2720	2720
STORY5	G02Q	Bottom	3613,09	3613,09
STORY4	G02Q	Bottom	3613,09	3613,09
STORY3	G02Q	Bottom	3613,08	3613,08
STORY2	G02Q	Bottom	3613,09	3613,09
STORY1	G02Q	Bottom	3613,09	3613,09
RDC	G02Q	Bottom	3934,31	3934,31
SSOL2	G02Q	Bottom	3315,75	3315,75
SSOL1	G02Q	Bottom	3368,74	3368,74
			31566,44	31566,44

Tableau VI.4 : Poids de chaque niveau et le poids total*** Poids total de la structure Wt (du logiciel ETABS) :**

	MassX	MassY	Mass Z
ALL	31566,44	31566,44	0

Tableau V.4 : Poids totale

$$W_t = M_t \times g = 31566,44 \text{ KN}$$

***Résumé des résultats :**

Paramètres	Résultats	Articles RPA99V2003
A	0,15	Tableau V.1
Q_{longitudinal}	1,05	Tableau V.4
Q_{transversal}	1,05	Tableau V.4
R	5	Tableau V.3
D	1,48	Formule V.2
W	31566,44	Donnée pas ETABS

Tableau V. 5 : les différents paramètres de la structure.

$$V = \frac{A D Q W}{R}$$

Sens longitudinal : $V_{LOG} = \frac{(0.15 \times 1,48 \times 1,05)}{5} \times 31566,41 = 1471,62 \text{ KN} .$

Sens transversal : $V_{tran} = \frac{(0.15 \times 1,48 \times 1,05)}{5} \times 31566,41 = 1471,62 \text{ KN} .$

$$V_{longitudinal} = V_{transversal}$$

$$0.8V = 1177,29 \text{ KN}$$

• **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

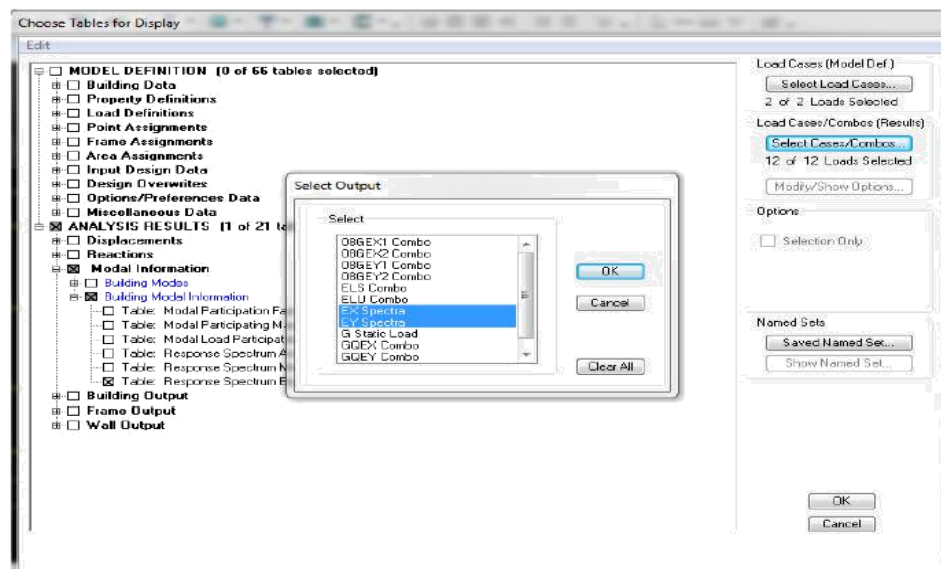
Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modal Information**

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos..... fois sur **OK**



■ **Les résultats s'afficheront comme suit :**

✓ **Sens longitudinal :** $V_{ETABS} = 1843,64 \text{ KN}$

✓ **Sens transversal :** $V_{ETABS} = 1805,96 \text{ KN}$

Vérification :

✓ **Sens longitudinal :** $V_{ETABS} = 1843,64 \text{ KN} > 0,8V_{LOG} = 1471,62 \text{ KN} .$

✓ **Sens transversal :** $V_{ETABS} = 2224,24 \text{ KN} > 0,8V_{LOG} = 1471,62 \text{ KN} .$



Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

Vérification des déplacements :

-D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

-D'après le RPA 99 (Art 4-4.3) ,Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Suivant X :

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
▶	DSM	D10	EX	0,0179	0,0013	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018	301	11,850	11,750	31,490
	STORY6	D9	EX	0,0173	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015	302	10,253	7,845	28,430
	STORY5	D8	EX	0,0158	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013	303	10,261	7,790	25,370
	STORY4	D7	EX	0,0141	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011	304	10,261	7,790	22,310
	STORY3	D6	EX	0,0122	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008	305	10,261	7,790	19,250
	STORY2	D5	EX	0,0100	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006	306	10,261	7,790	16,190
	STORY1	D4	EX	0,0077	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	307	10,261	7,790	13,130
	RDC	D3	EX	0,0052	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003	308	10,282	8,467	10,070
	SSOL2	D2	EX	0,0024	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	309	10,294	7,918	6,120
	SSOL1	D1	EX	0,0007	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	310	10,271	8,021	3,060

Suivant Y :

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
▶	DSM	D10	EY	0,0016	0,0114	0,0000	0,00000	0,00000	0,00030	301	11,850	11,750	31,490
	STORY6	D9	EY	0,0007	0,0106	0,0000	0,00000	0,00000	0,00027	302	10,253	7,845	28,430
	STORY5	D8	EY	0,0007	0,0093	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024	303	10,261	7,790	25,370
	STORY4	D7	EY	0,0006	0,0079	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020	304	10,261	7,790	22,310
	STORY3	D6	EY	0,0006	0,0064	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016	305	10,261	7,790	19,250
	STORY2	D5	EY	0,0005	0,0050	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013	306	10,261	7,790	16,190
	STORY1	D4	EY	0,0004	0,0036	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009	307	10,261	7,790	13,130
	RDC	D3	EY	0,0003	0,0024	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006	308	10,282	8,467	10,070
	SSOL2	D2	EY	0,0001	0,0010	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003	309	10,294	7,918	6,120
	SSOL1	D1	EY	0,0000	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	310	10,271	8,021	3,060

Story	$\Delta k_x(m)$	$\Delta k_y(m)$	$\Delta k_x(m)$	Δk_y	hauteur	1%h(m)	vérification
DSM	0.0179	0.0114	0.0006	0.0008	3.06	0.0306	OK
6	0.0173	0.0106	0.0015	0.0013	3.06	0.0306	OK
5	0.0158	0.0093	0.0017	0.0014	3.06	0.0306	OK
4	0.0141	0.0079	0.0019	0.0015	3.06	0.0306	OK
3	0.0122	0.0064	0.0022	0.0014	3.06	0.0306	OK
2	0.0100	0.0050	0.0023	0.0014	3.06	0.0306	OK
1	0.0077	0.0036	0.0025	0.0012	3.06	0.0306	OK
RDC	0.0052	0.0024	0.0028	0.0014	3.95	0.0395	OK
SSL2	0.0024	0.0010	0.0017	0.0007	3.06	0.0306	OK
SS1	0.0007	0.0003	0.0007	0.0003	3.06	0.0306	OK

Tableau V.6 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (Dans le spectre de réponse).

- **Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

Suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} = \frac{31,43}{500} = 0,062$

f : La flèche admissible.

H: hauteur totale.

- **Déplacement maximal dans le sens x-x :**

$\delta_{\max} = 0.0028 < f = 0.062$ condition vérifiée.

- **Déplacement maximal dans le sens y-y :**

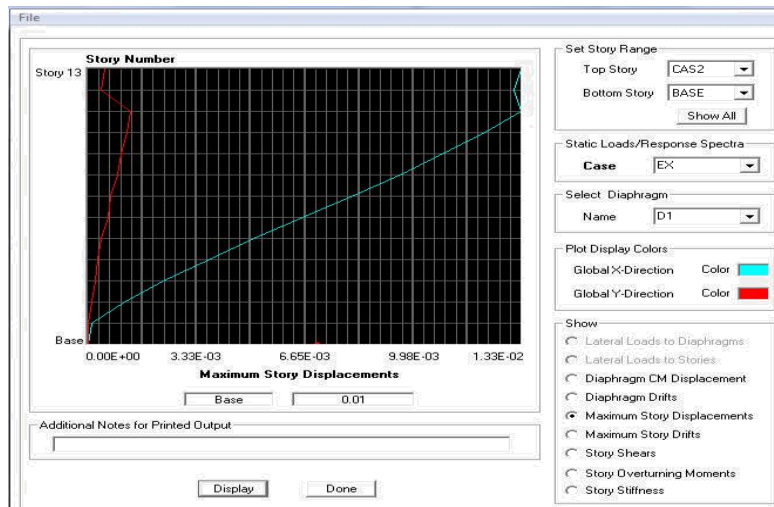
$\delta_{\max} = 0.0015 < f = 0.062$ condition vérifiée.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

V.7.1 Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

- Dans le sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots...* La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image

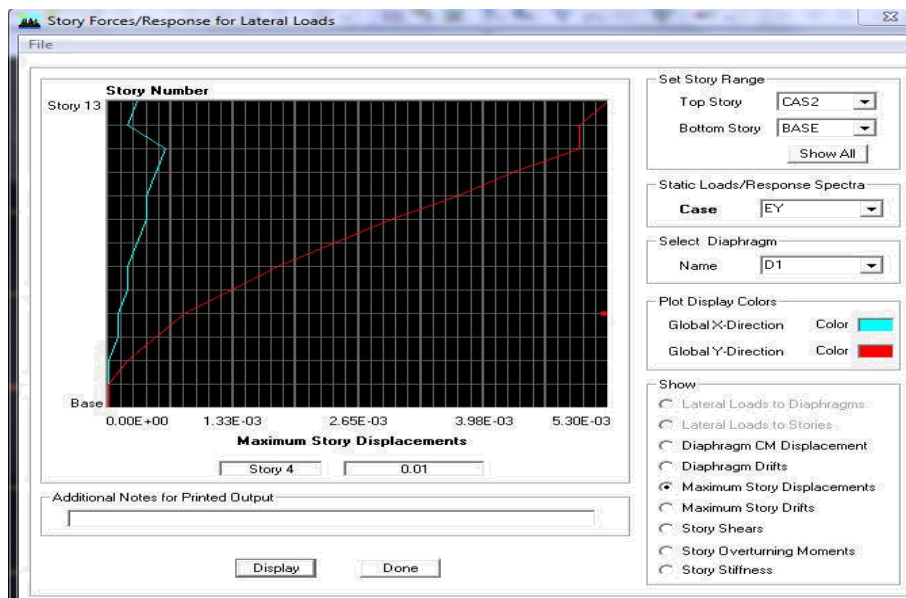


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- Dans le sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



- **Résultats trouvés :**
- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02 m
- ✓ Flèche admissible : 0.062 m

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet $p-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des

bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

- $\theta = \frac{P_K}{V_K} \frac{\Delta_K}{h_K} \leq 0,10$ (Art 5.9 RPA99V2003).
- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K, calculée suivant la formule : $P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».
- Δ_K : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage « K ».

niveaux	P(KN)	Δ_K (m)	Δ_{Ky} (m)	V_{Kx}	V_{Ky}	h_K	θ_{Kx}	θ_{Ky}	verification
DSM	162.2	0.0006	0.0008	32.92	51.61	3.06	0.000966	0.0008	OK
6	2720	0.0015	0.0013	326.41	408.67	3.06	0.004084	0.0028	OK
5	3613.09	0.0017	0.0014	675.85	875.53	3.06	0.002969	0.0018	OK
4	3613.09	0.0019	0.0015	964.61	1128.02	3.06	0.002325	0.0015	OK
3	3613.09	0.0022	0.0014	1215.18	1517.36	3.06	0.002137	0.0010	OK
2	3613.09	0.0023	0.0014	1419.42	1756.07	3.06	0.001913	0.0009	OK
1	3613.09	0.0025	0.0012	1591.4	1943.45	3.06	0.001854	0.0005	OK
RDC	3934.31	0.0028	0.0014	1722.6	2096.92	3.95	0.001618	0.0006	OK
SSOL2	3315.75	0.0017	0.0007	1800.72	2186.51	3.06	0.001022	0.0003	OK
S SOL1	3368.74	0.0007	0.0003	1843.84	2224.24	3.06	0.000417	0.00014	OK

Tableau V.7 : Justification Vis à Vis De l'effet P- .

- ✓ Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K}{V_K} \frac{\Delta_K}{h_K} \leq 0,10 \quad \dots\dots\dots(\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

Conclusion :

- ✓ D'après les résultats obtenus si dessus pour la structures on peut conclure que :
 - L'effort tranchant à la base de la structure est vérifiée.
 - Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
 - Les efforts normaux aux niveaux des poteaux sont vérifiés.
 - Justification Vis à Vis De l'effet P-delta .
 - Le pourcentage de participation massique est vérifié.
 - L'excentricité est vérifiée.
- ✓ Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Ferrailage des poteaux :

VI.1 Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

VI.2 Recommandations et exigences du RPA :

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
 - Poteaux (40x 40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,2 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (35 x 35) : $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$.
 - Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone II.
 - Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (35 x 35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$.
 - Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $0,6\% \times b \times h$ en zone IIa.
 - Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.
 - Poteaux (35 x 35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourent les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{Élançement géométrique de poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{i} \right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0,7L_0$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\varnothing; 15 \text{ cm})$ en zone IIa

Dans la zone courante $S_t \leq (15\emptyset)$ en zone IIa

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

VI.3 Calcul des Armatures :

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e\right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression.} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{Sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{eme} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d-c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{eme} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de traction.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c) \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

VI.4 Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons.

Les moments dans les tableaux sont les plus défavorables dans les deux sens

- Zone 1 : (1^{ere} s sol 2^{eme} sol et RDC)**

$N_{\max} = 462,76$	$M_{2\text{corr}} = -0,048$	$A_{s2} = 0$	GQEX
	$M_{3\text{corr}} = 2,445$	$A_{s3} = 0$	
$N_{\min} = -1201,29$	$M_{2\text{corr}} = 0,947$	$A_{s2} = 0$	ELU
	$M_{3\text{corr}} = -0,279$	$A_{s3} = 0$	
$M_{3\max} = 63,069$	$N_{\text{corr}} = -141,83$	$A_{s3} = 0$	GQEX
$M_{2\max} = 70,183$	$N_{\text{corr}} = -905,41$	$A_{s2} = 0$	ELU

- Zone 2 : (1^{ere} au 6^{eme} étages)**

$N_{\max} = 71,55$	$M_{2\text{corr}} = -0,087$	$A_{s2} = 0$	0,8GEY
	$M_{3\text{corr}} = -1,339$	$A_{s3} = 0,01$	
$N_{\min} = -803,77$	$M_{2\text{corr}} = -5,983$	$A_{s2} = 0$	ELU
	$M_{3\text{corr}} = -0,831$	$A_{s3} = 0$	
$M_{3\max} = 63,069$	$N_{\text{corr}} = -118,7$	$A_{s3} = 0$	GQEX
$M_{2\max} = 32,245$	$N_{\text{corr}} = -24,74$	$A_{s2} = 1,03$	GQEY

On a des sections trop faibles, donc on prend la section minimale du RPA

$A_{s \min} = 12,20 \text{ cm}^2 \rightarrow$ zone I

$A_{s \min} = 9,80 \text{ cm}^2 \rightarrow$ ZONE 2

Soit $4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,20 \text{ cm}^2$ (zone I)

Et $4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,67 \text{ cm}^2$ (zone II)

Remarque :

Le ferrailage des poteaux et leurs vérifications à l'ELS se feront à l'aide de **SOCOTEC**.

VI.6 Vérification a L'ELU :**1) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales sont de haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II.

✓ Poteaux (40x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.

✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteaux $\leq 25\text{cm}$:

2) Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

a) Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{Soit} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

b) Espacement des armatures transversales

✓ Dans la zone nodale $S_t \leq \min (10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min (12; 15 \text{ cm}) \quad S_t = 10 \text{ cm}.$$

✓ Dans la zone courante $S_t \leq \min (15\phi)$.

$$S_t \leq \min (15 \phi) = (15 \times 1,2) \quad S_t = 15 \text{ cm}.$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section des poteaux	T_u (KN)	b cm	h_1 cm	l_f cm	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_{min} zone nodale (cm ²)	A_{min} zone courante (cm ²)	A_{ad}
S.SOL 12RD C 40*40	39,92	40	40	1,97	10	15	5,01	2,5	0,62	0,93	2,01
1 à 6 35*35	41,68	35	35	1,53	10	15	4,37	2,5	0,85	1,27	2,01

TAB VI.5 : Détermination des armatures transversales.

Récapitulatif :

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de **HA8** de sections transversales :

Poteaux (**40 x 40**) ; (**35 x 35**) : 1 cadres.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi = 8\text{cm}$.

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider .

3) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221).

- ✓ Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

❖ Délimitation de la zone nodale :

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$	
40*40	$h' = \max(51; 40; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
35*35	$h' = \max(51; 35; 35; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

TAB VI.6 : Délimitation des zones nodales.

b_1 et h_1

h_e : Hauteur entre nu des poutres

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui.

4) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Section des poteaux	T_u (KN)	b cm	d cm	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
1 à 4 40*40	39,92	40	37	5,01	0,075	1,875	0,26	CV
5 à 8 35*35	41,68	35	32	4,37	0,004	1,875	0,37	CV

TAB VI.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

5) ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$ $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les ϕ_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0,4 L_s** , pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{20} : $L_a = 28,21 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$.

VI.7 Vérifications à l'ELS :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s \text{ ad}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

- ZONE I (S.SOL 1. 2 .RDC)

Combinaison	N _s (KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{Smin} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂	873,61	0,673	0,08	2,52	14,2

- ZONE II (1^{ere} au 6^{eme} étages)

Combinaison	N _s (KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{Smin} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂	599,96	4,25	0,7	3,18	10.67

TAB VI.8 : Vérification de la condition de non fragilité.

2) État limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

a) Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A'_s + A_s)$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_{G=15} = \frac{A\left(\frac{h}{2}-d'\right) - A_s\left(d-\frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + (A'_s(0,5 - d - X_G)^2 - A_s(0,5 - d + X_G)^2)$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

✚ Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

b) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + (P \times y_2) + q = 0$$

$$\begin{cases} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2 \end{cases}$$

On calcule l'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15[(A_s(d - y_1)^2) + A'_s(y_1 - c')^2]$$

La contrainte de pression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1$

σ_{bcs} : Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

σ_{bci} : Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** » en zone IIa.

Niveaux	section du poteaux (cm)	armatures longitudinaux	aramatures transversales
S.SOL 1.2 et RDC	(40x40)	4HA16+4HA14	2 cadre HA8
1 ^{ere} étages au 6 ^{ème} Etages	(35x35)	4HA14+4HA12	2 cadre HA8

Tableau VI .9 : ferrailage des poteaux

Verification des contraintes a l ELS (selon M₂) :xx

Zone	sollicitation	N _s (kn)	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bs} [Mpa]	σ _{obs} [Mpa]	σ _{bs} [Mpa]	σ _{inf} [Mpa]	σ _{sup} [Mpa]	σ _s [Mpa]	observation
1 (40× 40)	N _{max} - M _{corr}	873, 3	0,687	6,16+8,04	4,35	4,25	15	64,1	65,2	348	Vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	160, 19	0,048	6,16+8,04	0,79	0,79	15	11,9	11,8	348	Vérifiée
	M _{max} - N _{coor}	658, 82	9,47	6,16+8,04	3,81	2,69	15	41,6	56	348	Vérifiée
2 (35× 35)	N _{max} - M _{corr}	599, 96	4,25	6,16+8,04	3,29	3,98	15	50,2	58,8	348	Vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	6,65	0,142	6,16+8,04	0,03	0,05	15	0,46	0,75	348	Vérifiée
	M _{max} - N _{coor}	37,5 1	13,53	6,16+8,04	0	1,51	15	-22,1	18,4	348	Vérifiée

TAB VI.10 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.

Vérification des contraintes a l ELS (selon M₃) :yy

Zone	sollicitation	N _s (kn)	M _s (K N.m)	A _s (cm ²)	σ _{bcs} [Mpa]	σ _{bs} [Mpa]	σ̄ _{bcs} [Mpa]	σ _{inf} [Mpa]	σ _{sup} [Mpa]	σ̄ _s [Mpa]	observation
1 (40× 40)	N _{max} - M _{corr}	873,3	0,220	6,16+8,04	4,3	4,32	15	3,04	3,47	348	Vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	160,19	0,026	6,16+8,04	0,79	0,79	15	11,8	11,9	348	Vérifiée
	M _{max} - N _{coor}	658,82	3,6	6,16+8,04	3,04	3,47	15	46	51,05	348	Vérifiée
2 (35× 35)	N _{max} - M _{corr}	599,96	0,602	6,16+8,04	3,68	3,58	15	53,9	51,1	348	Vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	6,65	0,186	6,16+8,04	0,06	0,03	15	0,042	0,79	348	Vérifiée
	M _{max} - N _{coor}	37,51	40,54	6,16+8,04	4,13	0	15	-88,7	47,8	348	Vérifiée

Tab VI.11 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.

Ferrailage des poutres :

VII.1 Introduction :

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par **ETABS** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **B.A.E.L 91/99** :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003.}$$

VII.2 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

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 : (35 x 30) : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires : (35 x 30) : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante.
- 6 % en zone de recouvrement.

- **Poutres Principales : (35 x 30) :** $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$
 $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$
- **Poutres Secondaire : (35 x 30) :** $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

➤ 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 \emptyset** en zone I et IIa et IIb.
50 \emptyset en zone III

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces **U** doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des **U** d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :

$$\min \left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing 1 \right)$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d = h - c$,

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

1) Calcul du moment réduit :

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

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée : $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

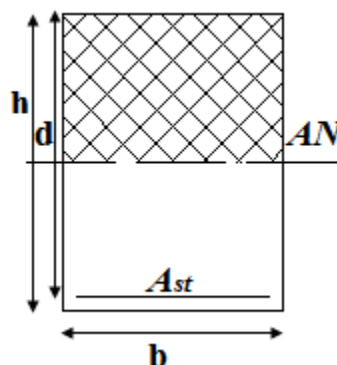


Figure VII-1 : Section simplement armée.

2^{eme} cas : Section doublement armée : $A_c \neq 0$

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

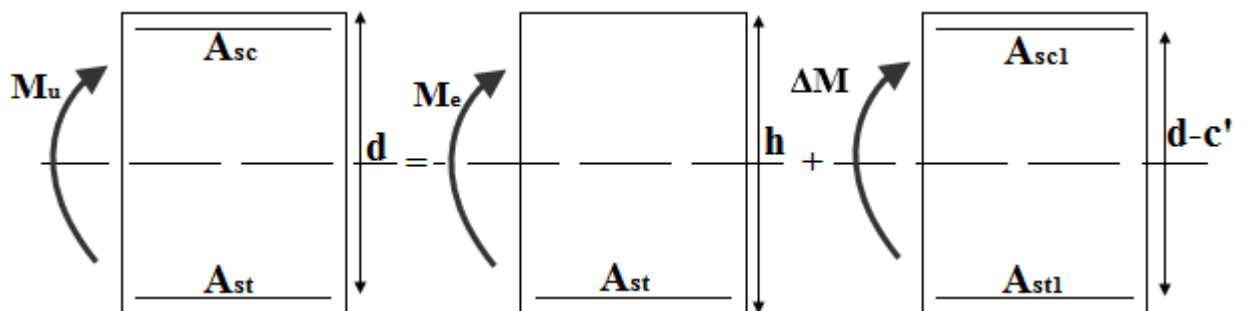


Figure VII-2 : Section doublement armée.

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	18,48	1,15	1	0,85	400
Situation Courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

TAB VII-1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

2) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

❖ Poutre principales (30*35):

	Moments (KN.m)		Elément	Combinaison	Situation
Travée	M_{ut}	42,894	B14	ELU	Courante
Appuis	M_{ua}	79,966	B22	G+Q+EY	ACC

TAB VII-2 : Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales.

❖ Poutres secondaires (30*35):

	Moments (KN.m)		Elément	Combinaison	Situation
Travée	M_{ut}	49,255	B52	ELU	courante
Appuis	M_{ua}	61,691	B60	G+Q+EX	ACC

TAB VII-3 : Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaires.

3) Ferrailage des poutres :

❖ Exemple de calcul :

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{79,966 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,140 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,140 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,924$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{79,966 \times 10^3}{0,924 \times 32 \times 400} = 6,76 \text{ cm}^2$$

✓ En travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{42,894 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,09 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,09 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42,894 \times 10^3}{0,953 \times 32 \times 400} = 3,516 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ **Ferraillage des Poutres principales (30 x 35) :**

poutre	M _{max} (KN.m)	μ _b	Obs.	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A ad Cm ²
Aux appuis	79,966	0,140	S.S.A	0,924	6,76	5,25	3HA14 (fil)+ 2HA12(chap)	6.88
En travée	42,894	0,09	S.S. A	0,953	3,516	5,25	3HA14(fil)+ 1HA12 (chap)	5.75

Tableau VII-4 : Ferraillage de poutres principales.

❖ **Ferraillage des Poutres secondaires (30 x 35) :**

poutre	M _{max} (KN.m)	μ _b	Obs.	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A ad Cm ²
En travée	49,255	0,112	S.S.A	0,940	4,09	5,25	3HA14 (fil)+1HA12(chap)	5.75
Aux appuis	61,691	0,108	S.S.A	0,943	5,11	5,25	3HA14 (fil)+2HA12(chap)	6,88

Tableau VII-5 : Ferraillage de poutres secondaires.

VII.4 Vérification à l'ELU :

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

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ **Calcul de la section minimale.**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres principales :** $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{Adopte} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **En travées :**

$$A_{Adopte} = 5,75 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres Secondaire :** $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{Adopte} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travées :**

$A_{Adopt} = 5.75 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$ Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

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

$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	T_{max}						
principales	T_{max}	48,4	30	32	0,504	3,33	CV
secondaires	T_{max}	82,67	30	32	0,861	3,33	CV

TAB VII-6 : Vérification aux cisaillements.

3) Influence de l'effort tranchant.

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

On se doit de vérifié la relation :

$T_u^{max} \leq \bar{T}_u^{max} = 0,4 \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{T}_u^{max}	Observation
	T_{max}							
principales	T_{max}	48,4	30	32	25	1,5	576	CV
secondaires	T_{max}	82,67	30	32	25	1,5	576	CV

TAB VII-7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\left[T_u + \frac{M_u}{0,9xd} \right] > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u + \frac{M_u}{0,9xd}$$

D'ou:

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0,9xd} \right]$$

- Pour les poutres principales : $T_u + \frac{M_{ua}}{0,9d} = 48,4 - \frac{79,966}{0,9 \times 0,32} = -229,25 < 0$
- Pour les poutres secondaires : $T_u + \frac{M_{ua}}{0,9d} = 82,67 - \frac{115,375}{0,9 \times 0,32} = -317,93 < 0$
- Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

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

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

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

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

➤ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48,4 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,9} = 0,686 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,686 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{82,67 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 207,2} = 1,38 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,38 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5) Encrenage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi_e}{4 \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrenage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$

VII.5 Vérifications du RPA99/ version 2003:

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 de (30 x 35) : $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires de (30 x 35) : $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

➤ Poutres principales :

Zone nodale : $S_t \leq \min(8,75 ; 14,4)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,9 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutres Secondaires :**

Zone nodale : $S_t \leq \min(10 ; 14,4)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,9 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

Donc on choisira un cadre + un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

3) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ 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.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

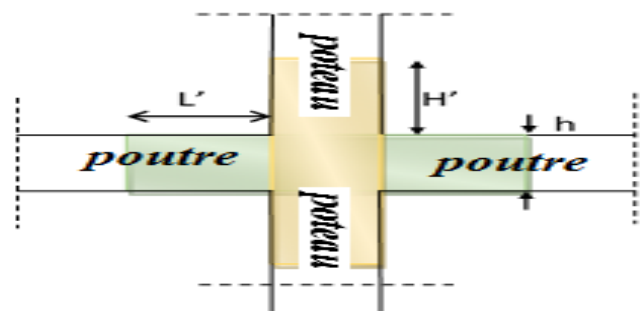


Figure VII-7 : Délimitation de la zone nodale.

On aura :

- $h' = \max(45,16; 30; 35; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$.
- Poutre Principale $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.
- Poutre Secondaire $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.6 Vérification à L'ELS :

- Les efforts internes à l'ELS :

poutres		Moments (KN.m)		Elément	Combinaison	Situation	
principales	Poutres	Travée	M_{st}	12,866	B13	ELS	ELS
		Appuis	M_{sa}	-31,106	B14	ELS	ELS
secondaires	Poutres	Travée	M_{st}	21,866	B70	ELS	ELS
		Appuis	M_{sa}	-45,557	B70	ELS	ELS

TAB VII-8 : les moments à l'ELS.

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Vérification des contraintes :

❖ Exemple de calcul :

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b d}$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

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

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

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ En travée :

Poutres	M_s (KN.m)	A_{ad} (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Poutres principales	12,866	5,75	30	32	0,598	0,886	28.86	78.92	348	2,73	15	CV
Poutres secondaires	21,866	5,75	30	32	0,598	0,886	28,86	134.12	348	4,64	15	CV

✓ Sur Appuis :

Poutres	M_s (KN.m)	A_{ad} (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Poutres principales	-31,106	6.88	30	32	0,716	0,877	25,65	161,10	348	6.28	15	CV
Poutres secondaires	-45,557	6.88	30	32	0.716	0,877	25.65	235.94	348	9.19	15	CV

TAB VII-9 : Vérification des contraintes.

Dispositions constructives :

Conformément au **CBA 93 annexe E3**, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VIII. Ferrailage des Voiles :

VIII.1 Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale encastrée à sa base. Il est soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

a) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, on peut distinguer deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

b) Exposer de la méthode :

Le ferrailage des voiles se fait pour une bande de largeur d , les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

c) Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes est déterminé à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \text{ Avec : } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} : \text{ Bras de levier } V = V' = \frac{L_{\text{voiles}}}{2}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{min}|}{l_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- **Zone I:** sous. Sol1 ; sous sol 2 ; RDC.
- **Zone II:** 1^{er} étage au 6^{ème}étage.

VIII.2 Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

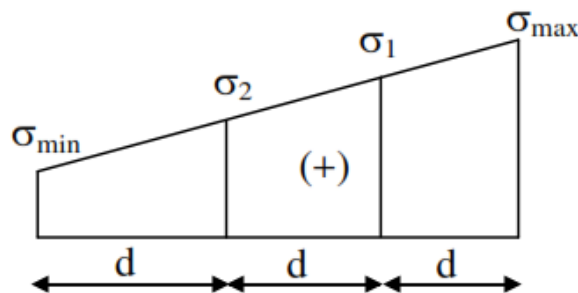


Fig.VIII-1 : Section entièrement comprimée.

e : Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times fbc}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Section du tronçon considéré, $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$ situation courante, $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$ situation accidentelle .

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ==> Situation Courante,

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ ==> Situation Accidentelle.

VIII.3 Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

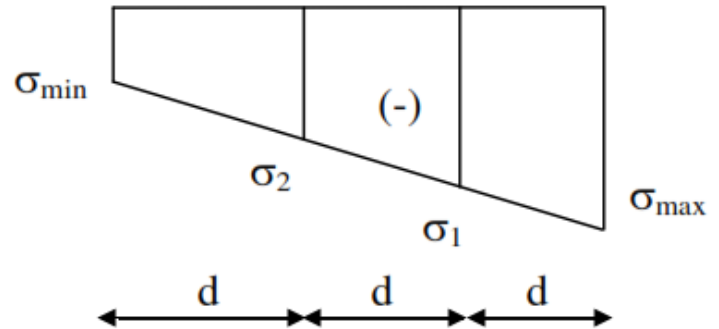


Fig.VIII-2 : Section entièrement tendue.

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

VIII.4 Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

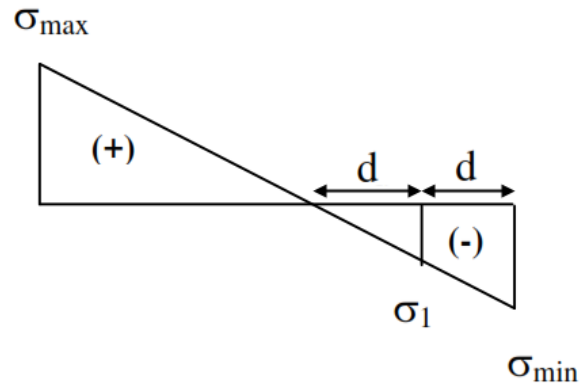


Fig.VIII-3: Section partiellement comprimée.

☞ **Remarque :**

si σ_a et σ_b sont de signe positif, on aura une section entièrement tendue (S.E.T).

si σ_a et σ_b sont de signe négatif, on aura une section entièrement comprimée (S.E.C).

si σ_a et σ_b sont des signe contraire, on aura une section partiellement comprimée (S.P.C).

✓ **Armatures verticales** : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$ Contrainte de l'acier à 1 % = **348 MPa**

✓ **Armatures minimales :** $A_{\min} \geq \max\left(0,23 \frac{Bf_{t28}}{f_e} ; 0,005B\right)$

Avec : **B** : section du béton tendu.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0,20 %** de la section horizontale du béton tendu.

✓ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de **10 \emptyset** et disposées de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,15\% B \text{ en zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003.}$$

$A_H \geq \frac{A_v}{4}$ } BAEL 91 Modifiée 99 Avec : A_v : Section d'armatures verticales.

B : Section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

✓ **Les potelets**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

✓ **Ferrailage minimal :**

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{BAEL 91 Modifié 99.}$$

$$A_{\min} = 0,2\%B \Rightarrow \text{RPA 99/ Version 2003.}$$

VIII.5 Disposition constructives :**1) Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version2003.}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

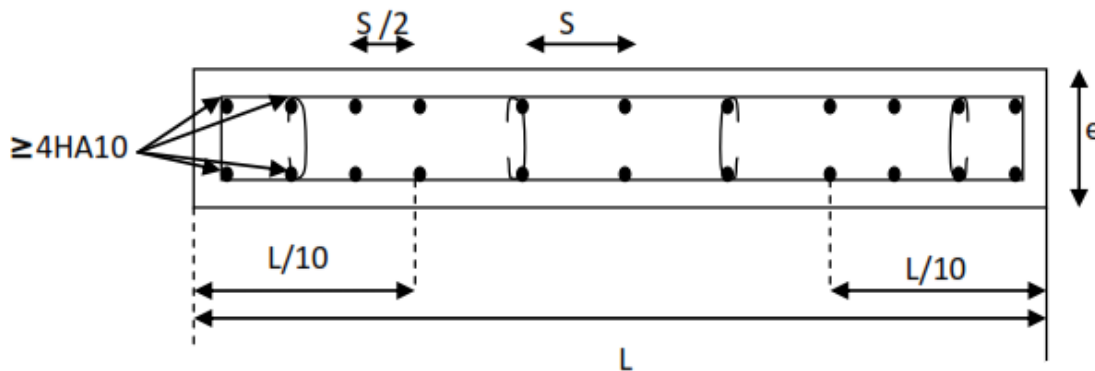


Fig.VIII.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

2) Les longueurs de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VIII.6 Vérification à l'ELS :**1) Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b \text{ Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

2) Contraintes limites de cisaillement : Art 7.7.2 RPA 99/Version2003.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \text{ Avec : } \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \text{ Avec: } \bar{T} = 1,4 \times T_{calcul}^u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d=0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

3) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

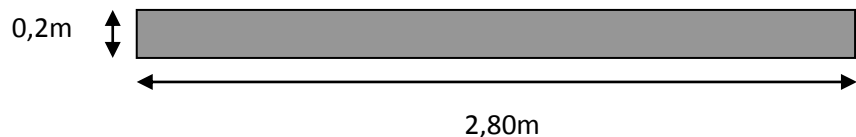
4) Exemple de calcul : Calcule voile transversal VL2

❖ **Caractéristiques géométriques :**

Zone I :

$$L = 2,80 \text{ m ;}$$

$$B = 0,56 \text{ m}^2$$



❖ **Sollicitations de calcul :**

On calcule les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 2378,18 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{min} = - 5380 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

❖ **Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 0,85m$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2,80 - 0,85 = 1,95m$$

❖ **Calcul de la longueur (d) :**

$$d = \frac{L_t}{2} = 0,97 \text{ m} \quad \text{avec } d \leq \text{Min} (h_e/2; 2L/3). \text{ RPA 99(Art.7.7.4).}$$

❖ **Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{d} \Rightarrow \{ \sigma_1 = 2676,29 \text{ KN/m}^2 \}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 781,47 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 259,60 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des armatures verticales :**

1^{ère} bande : d₁ = 0,97 m

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 19,53 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande : d₂ = 0,85 m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 6,49 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4.T}{f_e} = 0,60 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales : (BAEL 91).**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d_1 \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,02 \cdot d_1 \right) = \max \left(\frac{1,3 \times 2,1}{400} \times 0,2; 0,02 \times 1,3 \right) = \max(10,18; 1,94) \quad A_{\min} \geq 10,18 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = (19,53) + (0,60/4) = 19,49 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = (6,49) + (0,60/4) = \mathbf{6,64 \text{ cm}^2 / \text{bande}}$$

❖ **Ferrailage adopté :**

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = \mathbf{19,68 \text{ cm}^2 / \text{bande}}$$

On adopte **2x7HA14 = 21,55 cm²** Avec **St = 10 cm**.

$$A_2 = 6,64 \text{ cm}^2 / \text{bande}.$$

On adopte **2x4HA 12 = 9,05 cm²** avec **St = 20 cm**.

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0,15 \% B_1 \right\} = \max \left\{ \frac{(21,55)}{4} ; 0,0015 \times (280 \times 20) \right\} = \{5,38; 8,4\}$$

$$A_H = 8,4 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

Soit **12HA12 = 13,57 cm² / m (de – hauteur)**; avec **S_H = 20 cm**

➤ **Armatures transversales : (Art-7-7-4-3, RPA 99)**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : **4 épingles de HA8** par mètre carré.

➤ **Les potelets :**

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min \{1,5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1349,78 \times 10^{-3}}{0,3 + 15(21,55) \times 10^{-4}} = 4,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

- **Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\tau_b = \frac{Vu}{e d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec : $d = 0,9 L = 2,52$

V_u : effort tranchant dans la section

e : épaisseur des voiles.

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 15,8 \times 10^3}{(0,2 \times 0,9 \times 2,8) 10^6} = 0,04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Selon le BAEL 91 :**

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

$$\tau_u = \frac{15,8}{20 \times 2,80 \times 10} = 0,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

☞ **Remarque :**

- Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)
- Les sections des armatures horizontales calculées et adoptées sont données pour une bande de 1m de hauteur.
- Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VT1 Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,50	1,55	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m)	0,3	0,31	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6409,07	3555,59	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9112,74	-5970,21	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	5,25	27,36	
	L _t (m)	0,9	0,94	
	L _c (m)	0,60	0,56	
	d (m)	0,45	0,47	
	σ_1 [KN/m ²]	4556,37	2985,105	
	N (kN)	N ₁	615,37	420,89
		N ₂	205,03	140,29
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15,37	10,52
		A _{v2}	5,12	3,507
	A _{vj} (cm ²)		0,20	1,05
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v j/4	15,47	10,78
		A2=A _{v2} +A _v j/4	5,22	3,76
	A _{min} (cm ²)		4,72	4,93
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	16,08	12,32
Bande 2		9.04	9.04	
Ferrailage des voiles : armateurs transversales et longitudinaux	Choix des barres	Bande1	2x4HA16	2x4HA14
		Bande 2	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10cm
		Bande 2	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,5	4,5
			5,00	5,00
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12
St =20cm		(A=4,52cm ²)	(A=4.52cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 epingle HA8	
	contrainte	τ_u (MPa) 5	0,019	0,101
		τ_b (MPa) 2.5	0,027	0,141
	ELS	N _s (kN)	1033,29	790,77
		σ_b (MPa) 15	3,18	2,48

TAB VIII.1 : Ferrailage de voile transversal VT1.

VL1	Zones	Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,05	3,10	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m)	0,61	0,62	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2183,4	562,14	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5427,16	-2922,04	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	24,61	25,04	
	L _t (m)	2,18	2,6	
	L _c (m)	0,87	0,5	
	d (m)	1,09	1,3	
	σ_1 [KN/m ²]	2713,58	1461,02	
	N (kN)	N ₁	887,34	569,79
		N ₂	295,78	189,93
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,18	14,24
		A _{v2}	7,39	4,74
	A _{vj} (cm ²)		0,94	0,96
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	22,41	14,48
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7,62	4,98
	A _{min} (cm ²)		11,44	13,65
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24,64	18,08
Bande 2		11,3	6,78	
Ferrailage des voiles: armateurs transversales et longitudinaux	Choix des barres	Bande1	2x8HA14	2x8HA12
		Bande 2	2x5HA12	2x3HA12
	St (cm)	Bande1	10cm	10cm
		Bande 2	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		9,15	9,3
	A _H /nappe (cm ²)		13,57	13,57
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12	12HA12
	St =20cm		(A=13,57cm ²)	(A=13,57cm ²)
Armature transversal		4 epingle de HA8		
contrainte	τ_u (MPa) 5	0,75	0,04	
	τ_b (MPa) 2.5	0,062	0,063	
ELS	N _s (kN)	1360,92	2287,24	
	σ_b (MPa) 15	4,04	7,07	

TAB III.2 : Ferrailage de voile longitudinal VL1

VT2.VT3		Zones	Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,60	1,625
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,32	0,325
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		5455,34	1291,81
	σ_{min} [KN/m ²]		-8135,61	-3231,32
	Nature de la section		SPC	SPC
	Vu (kN)		20,91	35,99
	Lt(m)		0,96	1,16
	Lc(m)		0,64	0,46
	d (m)		0,48	0,58
	σ_1 [KN/m ²]		4067,80	1615,66
	N (kN)	N1	585,76	281,12
		N2	195,25	93,708
	Av (cm ²)	Av1	14,64	7,02
		Av2	4,88	2,34
	Avj (cm ²)		0,80	1,38
	A (cm ²)	A1=Av1 + Avj/4	14,84	7,36
		A2=Av2 + Avj/4	5,08	2,68
	Amin (cm ²)		5,04	6,09
	Av adopté (cm ²)	Bonde1	15,4	11,3
Bonde 2		9.04	6.78	
Ferrailage des voiles : armateurs transversales et longitudinaux	Choix des barres	Bonde1	2x5HA14	2x5HA12
		Bonde 2	2x4HA12	2x3HA12
	St (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm
	AHmin=0.0015*B (cm2)/bande		4,8	4,86
	AH /nappe (cm ²)		5,65	4,86
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12	5HA12
St =20cm		(A=5,65cm ²)	(A=5,65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 epingle de HA8	
	contrainte	τ_u (MPa) 5	0,009	0,004
		τ_b (MPa) 2.5	0,076	0,0073
	ELS	Ns (kN)	1129,75	752,44
		σ_b (MPa) 15	3,49	2,37

TAB VIII.3 : Ferrailage de voile transversal VT2.VT3

VL2	Zones	Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,90	2,95	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m)	0,58	0,59	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1801,61	3279,63	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5936,92	-5369,33	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	20,83	25,04	
	L _t (m)	2,23	1,84	
	L _c (m)	0,67	1,11	
	d (m)	1,11	0,92	
	σ_1 [KN/m ²]	2662,29	2684,66	
	N (kN)	N ₁	954,51	740,96
		N ₂	295,51	246,98
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23,86	18,52
		A _{v2}	7,86	6,17
	A _{vj} (cm ²)		0,80	0,96
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vj} /4	24,06	18,76
		A2=A _{v2} + A _{vj} /4	7,58	6,41
	A _{min} (cm ²)		11,65	9,66
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24,64	21,56
Bande 2		9,04	13,56	
Ferrailage des voiles: armateurs transversales et longitudinaux	Choix des barres	Bande1	2x8HA14	2x7HA14
		Bande 2	2x4HA12	2x6HA12
	S _t (cm)	Bande1	13cm	13cm
		Bande 2	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		8,7	8,55
	A _H /nappe (cm ²)		8,7	8,55
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12	12HA12
S _t =20cm		(A=13,57cm ²)	(A=13,65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 epingle HA8	
	contrainte	τ_u (MPa) 5	0,03	0,04
		τ_b (MPa) 2.5	0,05	0,06
	ELS	N _s (kN)	3162,45	2287,24
		σ_b (MPa) 15	9,38	6,88

TAB III.4 : Ferrailage de voile longitudinal VL2

VL3		Zones	Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,0	3,05	
	e (m)		0,2	0,2	
	B (m)		0,6	0,61	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		2394,55	2850,03	
	σ_{min} [KN/m ²]		-5255,54	-3884,76	
	Nature de la section		SPC	SPC	
	Vu (kN)		31,92	59,34	
	Lt(m)		2,07	1,76	
	Lc(m)		0,93	1,29	
	d (m)		1,03	0,88	
	σ_1 [KN/m ²]		2615,12	1942,38	
	N (kN)	N ₁		810,67	512,78
		N ₂		269,35	170,92
	Av (cm ²)	Av ₁		20,26	12,8
		Av ₂		6,73	4,27
	Avj (cm ²)		1,2	2,28	
	A (cm ²)	A1=Av ₁ +Avj/4		20,56	13,37
		A2=Av ₂ +Avj/4		7,03	4,84
	Amin (cm ²)		10,81	9,24	
	Av adopté (cm ²)	Bande1		24,63	15,83
Bande 2		9,05	11,31		
Ferrailage des voiles: armateurs transversales et longitudinaux	Choix des barres	Bande1	2x8HA14	2x7HA12	
		Bande 2	2x5HA12	2x6HA12	
	St (cm)	Bande1	10cm	10cm	
		Bande 2	20cm	20cm	
	AHmin=0.0015*B (cm ²)/bande		9	9,15	
	AH /nappe (cm ²)		9	9	
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12	12HA12	
St =20cm		(A=13,65cm ²)	(A=13.65cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4epingle HA8		
	contrainte	τ_u (MPa) 5	0,11	0,10	
		τ_b (MPa) 2.5	0,08	0,15	
	ELS	Ns (kN)	2091,11	1506,66	
		σ_b (MPa) 15	6,45	4,65	

TAB VIII.5 : Ferrailage de voile longitudinale VL3.

VL4	Zones	Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,80	2,85	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m)	0,56	0,57	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2378,18	4091,35	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5380,18	-6761,31	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)	15,8	10,85	
	L _t (m)	1,95	1,78	
	L _c (m)	0,85	1,07	
	d (m)	0,975	0,89	
	σ_1 [KN/m ²]	2676,29	3380,65	
	N (kN)	N ₁	781,47	902,63
		N ₂	259,60	300,87
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19,53	22,56
		A _{v2}	6,49	7,52
	A _{vj} (cm ²)		0,60	0,41
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	19,68	22,66
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,64	7,62
	A _{min} (cm ²)		10,18	0,41
A _v adopté (cm ²)	Bande1	24.64	24,64	
	Bande 2	11.3	13.56	
Ferrailage des voiles: armateurs transversales et longitudinaux	Choix des barres	Bande1	2x8HA14	2x8HA14
		Bande2	2x5HA12	2x6HA12
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10cm
		Bande 2	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		8,4	8,55
	A _H /nappe (cm ²)		8,4	8,55
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12	12HA12
S _t =20cm		(A=13,57cm ²)	(A=13,57cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4epingle HA8	
	contrainte	τ_u (MPa) 5	0,03	0,021
		τ_b (MPa) 2.5	0,04	0,029
	ELS	N _s (kN)	1349,78	1002,08
		σ_b (MPa) 15	4,06	2,97

TAB VIII.6 : Ferrailage de voile longitudinal VL4.

IX-1 -Introduction :

Une fondation est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

IX -2- Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Économie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées ,des semelles filantes et un radier général, En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donné une contrainte admissible de **2 bars**.

Fondation :

1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux S.SOL.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

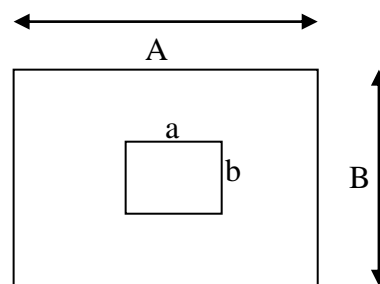


fig : Schéma de la

semelle isolée.

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors on opter pour des semelles filantes.

2) semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

voiles	Ns (Kn)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	2190,09	3,05	3,59	10,94
VL2	1538,27	3,00	2,56	7,68
VL3	2558,77	2,90	4,41	12,78
VL4	1349,78	2,80	2,41	6,74
VL5	2138,92	2,90	3,68	10,67
VL6	1401,02	3,05	2,29	6,98
VL7	1517,69	3,00	2,52	7,56
				61,35

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

voiles	Ns (Kn)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	476,49	1,50	1,58	2,37
VT2	825,56	1,50	2,75	4,12
VT3	511,3	1,60	1,59	2,54
VT4	895,2	1,60	2,79	4,46
VT5	1194,99	1,60	3,73	5,96
VT6	1222,48	1,60	3,82	6,11
				25,46

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 61,35 + 25,46 = 86,81 \text{ m}^2$$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.3 : Résultats des charges sous poteaux :

Poteaux	N (Kn)	Mi (Kn.m)	ei (m)	N. ei
P1	276,75	2,362	-10,15	-2809,01
P2	540,76	3,403	-6,75	-3650,13
P3	821,29	0,945	-3,4	-2792,38
P4	873,3	0,688	0	0
P5	814,01	1,017	3,4	2767,63
P6	535,31	2,94	6,75	3613,34
P7	216,83	1,35	10,15	2200,8
Somme	4078,25	12,705		669,75

La charge totale transmise par les poteaux : **Nt= 4078,25 KN**

- **Exemple de calcul :**

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{669,75 + 12,705}{4078,25} \rightarrow e = 0.16 \text{ m}$$

Avec : $R = \sum N_i = 4078.25 \text{ KN}$.

- **Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.16 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{20,30}{6} = 3,38 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale .}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4078,25}{20,30} \left(1 - \frac{6 \times 0.16}{20,3} \right) = 191,39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{Nt}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{4078,25}{20,3} \left(1 + \frac{6 \times 0,16}{20,3} \right) = 210,39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{Nt}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{4078,25}{20,3} \left(1 + \frac{3 \times 0,16}{20,3} \right) = 205,64 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(B/4)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{205,64}{200} = 1,02 \text{ m}$$

On prend : $B = 1\text{m}$.

On aura donc ; $S = 1 \times 20,3 = 20,3 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$St = S \times n + Sv$$

$$St = 20,3 \times 7 + 86,81 = 228,91 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 17,05 \times 20,65 = 352,08 \text{ m}^2$.
- La surface totale de la semelle filante dans le sens longitudinal : **St = 228,91 m²**
- La surface des semelles représente **65,01%** de la surface totale.
 $St > 50\% S_{bat}$

Conclusion :

Étant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les **50%** de la surface de bâtiment donc on opte pour un **radier**.

IX.3) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Un radier présente les avantages suivant :

- Rigide sur plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

a) Pré dimensionnement du radier :

a-1/ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

Dalle :

La dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d = \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{345}{20} = 17,25 \text{ cm} ; \text{ Soit } \quad \mathbf{h_d = 25cm}$$

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{345}{10} = 34,5 \text{ cm} ; \text{ Soit } \quad \mathbf{h_n = 65cm}$$

L_{\max} : la distance max entre deux voiles successive

Et : la largeur égale à :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 (80) \leq b_n \leq 0.7 (80)$$

$$26 \leq b_n \leq 45,5 ; \text{ Soit } \quad \mathbf{b_n = 45cm}$$

Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4.EI}{K.b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

Le : Longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K=40\text{MPa}$

L_{max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs.

Le calcul est s'effectuée en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

E : le module de young.

Pour un chargement de long durée ; $E= 10818.86 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.45}{3.14}\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.63 \text{ m}$$

on opte : **h = 75cm**

Remarque:

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier.

h_d = 25 cm → hauteur de la dalle du radier

b_n = 45 cm → Largeur de la nervure

h_n = 75 cm → hauteur de la nervure

IX.4) Détermination de la surface nécessaire du radier :**IX4.1) détermination des efforts à la base du radier :****Poids de la superstructure :**

Charges permanentes : $G_{\text{bat}} = 30623,69 \text{ KN}$

Charges d'exploitation : $Q_{bat} = 4756,97 \text{ KN}$.

Combinaisons de charges :

A l'ELU : $1.35G_{bat} + 1.5Q_{bat} = 48477,4 \text{ KN}$

A l'ELS : $G_{bat} + Q_{bat} = 35380,66 \text{ KN}$

ELU : $N_u = 48477,4 \text{ KN}$

ELS : $N_s = 35380,66 \text{ KN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{48477,4}{1,33 \times 200} = 182,24 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{35380,66}{200} = 176,90 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 352,08 \text{ m}^2 \geq S_{radier} = \max(182,24 ; 176,90) \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 352,08 \text{ m}^2 \geq S_{radier} = 182,24 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura de débord, mais en revanche les règles du BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$l_{débord} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $l_{déb} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 352,08 + 0,5(21,5 + 18,05) \times 2 = 391,63 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{radier} = 391,63 \text{ m}^2.}$$

IX.4.2) Détermination des efforts à la base du radier :

a) charges permanentes :

*Poids du bâtiment : $G_{bat} = 30623,66 \text{ Kn}$.

*Poids du radier :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle :** $P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times 25$

$$P_{dalle} = 391,63 \times 0,25 \times 25$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 2447,68 \text{ KN.}}$$

- **Poids de la nervure:** $P_n = b (h_n - h_d) L \cdot n \cdot 25$

$$P_n = [(0,45 \times 0,75 \times 20,65 \times 6) + (0,45 \times 0,75 \times 17,05 \times 5)] \cdot 25$$

$$\mathbf{P_n = 1764,70 \text{ KN.}}$$

- **Poids de T.V.O :** $P_{tvo} = [(S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times 17$

$$\text{Avec : } S_{ner} = (1,0 \times 20,65 \times 6) + (1,0 \times 17,05 \times 7) = 243,25 \text{ m}^2$$

$$P_{tvo} = [(391,63 - 243,25) \times (1,0 - 0,25)] \times 17$$

$$P_{\text{tvo}} = 1891,84 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante libre : $P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times 25$**

$$P_{\text{df}} = 391,63 \times 0,1 \times 25 = 979,07 \text{ KN. (} e_p = 10\text{cm)}$$

$$P_{\text{df}} = 979,07 \text{ KN.}$$

Poids total du radier :

$$G_{\text{rad}} = 2447,68 + 1764,68 + 1891,84 + 979,07 = 7083,19 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{rad}} = 7083,19 \text{ KN.}$$

b) Charges d'exploitation :

Surcharges du bâtiment: $Q_{\text{bat}} = 4756,97 \text{ KN.}$

Surcharges du radier : $Q_{\text{rad}} = 0.$

c) Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 7083,19 + 30623,69 = 37760,88 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{tot}} = 37760,88 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} = 4756,97 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = 4756,97 \text{ KN.}$$

d) Combinaisons d'action:

$$\text{A l'ELU : } 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 58112,64 \text{ KN}$$

$$N_u = 58112,64 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS : } G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 42517,85 \text{ KN}$$

$$N_s = 42517,85 \text{ KN.}$$

IX.4.3) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,32 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,52 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{21,65 \times 18,05^3}{12} = 10609,82 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{18,05 \times 21,65^3}{12} = 15264,04 \text{ m}^4.$$

Vérifications :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/ArtA.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \tau = \min\left(\frac{0.15 f_c 28}{1.5}; 4MPa\right) = \min(2.5MPa; 4MPa) = 2.5MPa$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0.9 h_d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{58112.64 \times 1}{391.63} \times \frac{3.45}{2} = 255.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{255.96}{1 \times 0.225 \times 1000} = 1.00 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

Caractéristiques géométriques :

$$X_G = 10.32 \text{ m}$$

$$y_G = 8.52 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 10609.82 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 15264.04 \text{ m}^4$$

Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure.

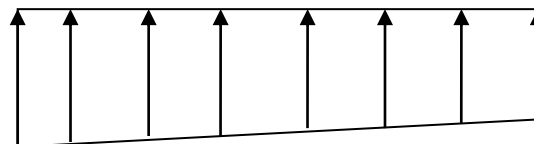
T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :



σ_2

σ_1

ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{sol}$

ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$N_u = 58112.64 \text{ KN} \quad , \quad N_s = 42517.85 \text{ KN.}$

Sens longitudinal :**ELU :**

$$M = 35638,026 + (1844,12 \times 0.75) = 37021,11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M.X_G}{I_{yy}} = \frac{58112,64}{391,63} \pm \frac{37021,11 \times 10,32}{15264,04}$$

$$\sigma_1 = 173,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 122,79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 161,17 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

$$M = 35638,026 + (1844,12 \times 0.75) = 37021,21 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M.X_G}{I_{yy}} = \frac{42517,85}{391,63} \pm \frac{37021,21 \times 10,32}{15264,04}$$

$$\sigma_1 = 134,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 82,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 121,35 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :**ELU :**

$$M = 43958,843 + (2224,66 \times 0.75) = 47627,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M.Y_G}{I_{xx}} = \frac{58112,64}{391,63} \pm \frac{47627,33 \times 8,52}{10609,04}$$

$$\sigma_1 = 186,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 110,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 167,30 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M = 43958,843 + (2224,66 \times 0.75) = 45627,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M.Y_G}{I_{xx}} = \frac{42517,85}{391,63} \pm \frac{45627,33 \times 8,52}{10609,82}$$

$$\sigma_1 = 145,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 71,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 127,31 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :** toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL) :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : l'épaisseur totale de la dalle.

- **Vérification pour les poteaux :**

$N_u = 1201,28 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.4 + 0.4 + 2 \times 0.75) \times 2 = 4.6 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} = 0,045 \times 4.6 \times 0.75 \times 25000 / 1.5 = 2587.5 \text{ KN}$$

$$N_u = \gamma b \quad \mathbf{1.2 \text{ KN} < 2587.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}}$$

- **Vérification pour les voiles:**

$N_u = 3508,83 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel ETABS)

On considère une bonde de **1 ml** du voile :

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.75) \times 2 = 5,4 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_c f_{c28} = 0,045 \times 5.4 \times 25000 / 1.5 = 4050 \text{ KN}$$

$$N_u = \mathbf{3508,83 \text{ KN} < 4050 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}}$$

IX.5) Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul du ferrailage de la dalle, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas : Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

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 :**

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

ELU : $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 167,17 - \frac{7083,19}{391,63} = 149,08 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 127,31 - \frac{7083,19}{391,63} = 109,22 \text{ KN/m}^2$

Panneau de dimension : $L_x = 3,40m$
 $L_y = 3,45m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,98m$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Calcul des armatures à l'ELU :

$\rho = 0,98 \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$

$q_u = 149,08 \text{ KN/m}^2$

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0385 \cdot 149,08 \cdot 3,40^2 = 66,34 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,956 \cdot 66,34 = 63,42 \text{ KN.m}$

❖ **Sens XX :**

- **Prise en compte de la continuité :**

-Moments en travées :

$\begin{cases} M_{utx} = 0,75 \cdot 66,34 = 49,75 \text{ KN.m} \\ M_{uty} = 0,75 \cdot 63,42 = 47,56 \text{ KN.m} \end{cases}$

-Moment aux appuis :

$M_{uax} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \cdot 66,34 = -33,17 \text{ KN.m}$

$M_{uay} = -0,5 \times M_{0y} = -0,5 \cdot 63,42 = -31,71 \text{ KN.m}$

- **En travée :**

$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49,75}{1 \cdot 0,225^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$

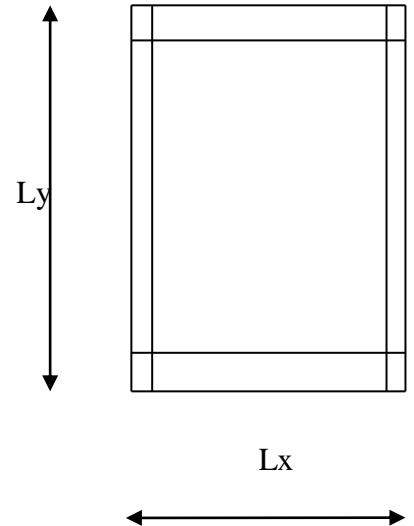
$\mu_u = 0,069 \Rightarrow \beta = 0,965$

$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49,75 \cdot 10^2}{0,965 \cdot 22,5 \cdot 34,8} = 6,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte : **4HA16 = 8.04 cm²**

Avec un espacement : **e = 15cm**

- **Aux appuis :**



$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,17}{1 \times 14,2 \times 10^3 \times 0,225^2} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_u = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33,17 \times 10^2}{0,976 \times 22,5 \times 34,8} = 4,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adopte : **4HA12 = 4.52cm²**

Avec un espacement : **e = 20cm**

❖ **Sens Y-Y :**

▪ **Prise en compte de la continuité :**

-**Moments en travées :**

$$\left\{ \begin{aligned} M_{uty} &= 0,75 \times 63,42 = 47,56 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

-**Moment aux appuis :**

$$M_{uax} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 66,34 = -33,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{uay} = -0,5 \times M_{0y} = -0,5 \times 63,42 = -31,71 \text{ KN.m}$$

▪ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47,56}{1 \times 0,225^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,066 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_u = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47,56 \times 10^2}{0,966 \times 22,5 \times 34,8} = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adopte : **4HA16 = 8,04 cm²**

Avec un espacement : **e = 15cm**

▪ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31,71}{1 \times 14,2 \times 10^3 \times 0,225^2} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_u = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,71 \times 10^2}{0,978 \times 22,5 \times 34,8} = 4,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adopte : **4HA12 = 4.52cm²**

Avec un espacement : **e = 20cm**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

			M _U	μ	μ _r	Obs	β	A _{min}	A _s	A _{adoptée}	A _s
X-X	ELU	Travée	48,48	0,069	0,392	SSA	0,965	2,4	6,42	4HA16	8,04
		Appuis	32,32	0,044	0,392	SSA	0,978	2,4	4,22	4HA12	4,52
Y-Y	ELU	Travée	46,35	0,064	0,392	SSA	0,967	2,4	6,12	6HA16	8,04
		Appuis	30,9	0,042	0,392	SSA	0,979	2,4	4,03	4HA12	4,52

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$

$$A_{min} = 0,0008 * 75 * 40 * \frac{3 - 0,98}{2} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Aux appuis**

$$A_{ua}^x = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua}^y = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **En travée**

$$A_{ut}^x = 8,04 / \text{ml} > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut}^y = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IX.5.1) Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,98 \begin{cases} \mu_x = 0,0459 \\ \mu_y = 0,970 \end{cases}$$

$$q_s = 109,22 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0459 * 109,22 * 3,40^2 = 57,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,970 * 57,95 = 56,21 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Sens XX :**

- **Prise en compte de la continuité :**

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_{stx} = 0,75 * 57,21 = 41,7 \text{ KN.m} \\ M_{sty} = 0,75 * 56,21 = 42,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{sax} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 * 57,95 = -28,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{say} = -0,5 \times M_{0y} = -0,5 * 56,21 = -28,10 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie la condition suivante :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

		M_u	M_s	μ	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs
Sens (x-x)	appuis	32,32	27,80	0,044	1,16	0,0562	0,33	CV
	travée	48,48	41,7	0,067	1,16	0,0854	0,33	CV
Sens (y-y)	appuis	30,9	26,97	0,042	1,14	0,0536	0,32	CV
	travée	46,35	40,45	0,064	1,14	0,0828	0,32	CV

TAB IX-4 : Vérification des contraintes dans le béton.

IX.6) Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 0,50 m, encasté d'un côté et libre de l'autre, soumis à une charge uniformément répartie et la surcharge du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

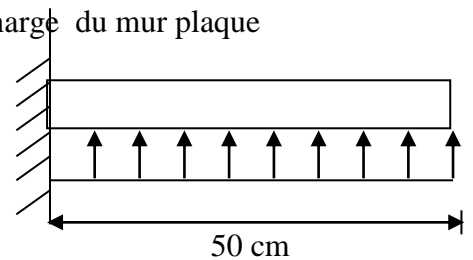


Fig. IX.7-1: Schéma statique du débord

Remarque:

Avant de passer au ferrailage il faut vérifiée est ce que on a une console courte (Annexe E.6 BAEL99) .

Pour la vérification que: $d > l$ ou $d > 2a$

l : longueur de la console

a : distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement.

d : hauteur utile.

$d = 20\text{cm} < l = 50\text{cm} \implies$ Condition non vérifiée.

On ferraille la console comme suit

IX.6.1) Sollicitation de calcul :

- A l'ELU : $q_{um} + q_{mur\ plaque} = 149.08 \text{ KN/ml} + 10\text{kn/ml} = 159.08 \text{ kn/ml}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{159.08 \times 0.5^2}{2} = 19.88 \text{ KN.m}$$

IX.6.2) Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$

on ferraille comme suit :

	M(KN.m))	Acal (cm ²)	Add (cm ²)	Ferraillage
ELU	19.88	2,56	4,52	4HA12

Tableau IX – 8 -1: Ferraillage de débord

Vu que les armatures du débord sont inférieure à celle du tablier ; et pour une meilleur disposition les armatures du tablier vont être prolongées. donc on opte pour le même ferraillage dans les deux sens. son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

IX.7) Étude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$h = 75 \text{ cm}$, $d = 67.5 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$, $L = 3,45 \text{ m}$; $c = 4 \text{ cm}$

$q_u = 149,08 \text{ KN} / \text{m}^2$

$q_s = 109,22 \text{ KN} / \text{m}^2$

XI.7.1) Ferraillage de la nervure :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Les moments fléchissants et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Sens longitudinal (X-X) :

ELU :

$q_u = 149,08 \text{ KN/ml}$

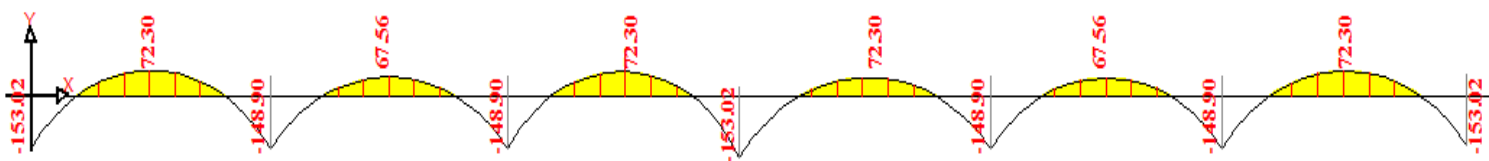


Diagramme des moments fléchissants à ELU

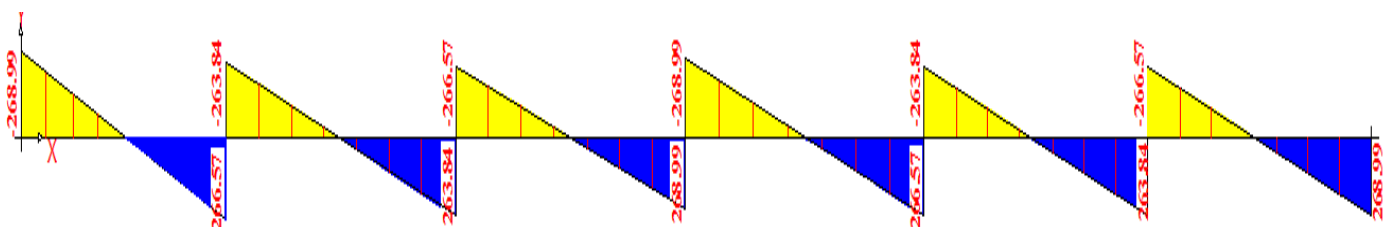
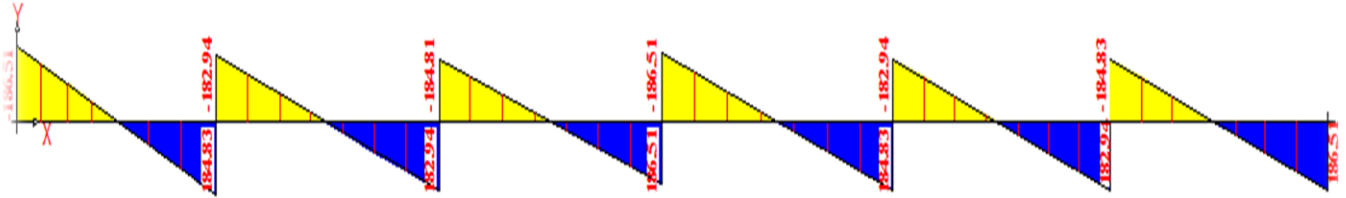


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

ELS : $q_s = 109,22 \text{ KN/m}$



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

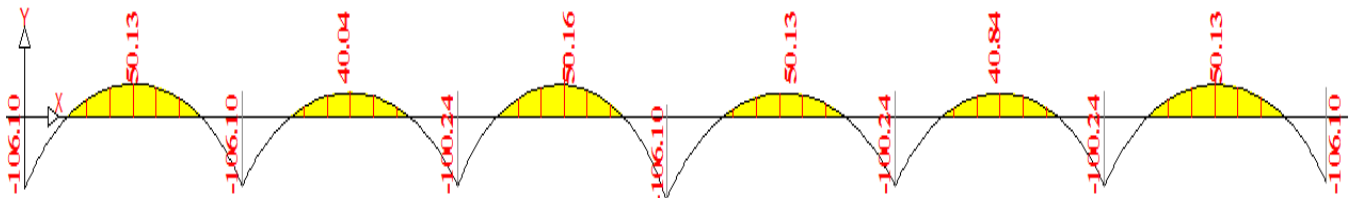


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Sens transversal (Y-Y) :
ELU : $q_u = 149,08 \text{ KN/m}$.

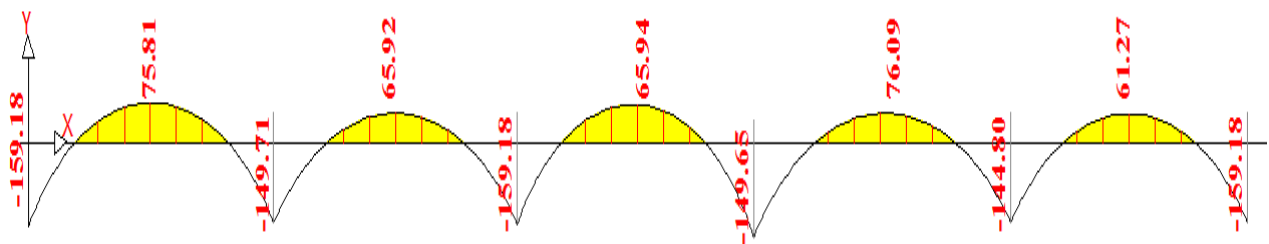


Diagramme des Moments fléchissant à l'ELU

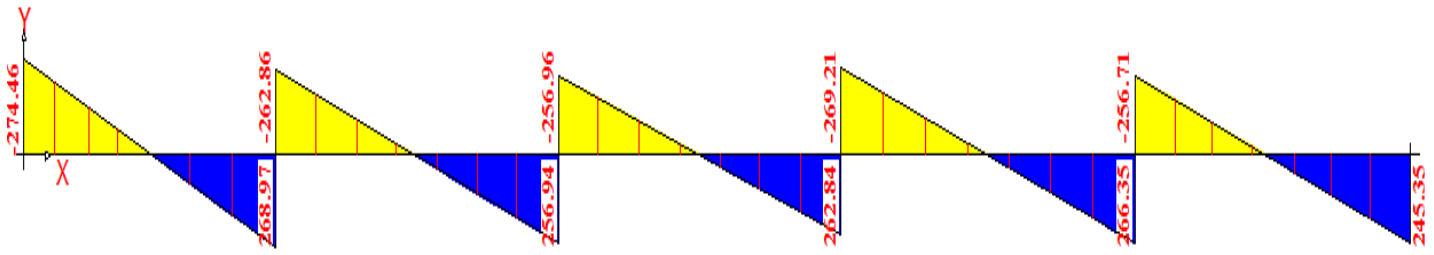


Diagramme des efforts tranchants a L'ELU

ELS : $q_s = 109,22 \text{ KN/m}$

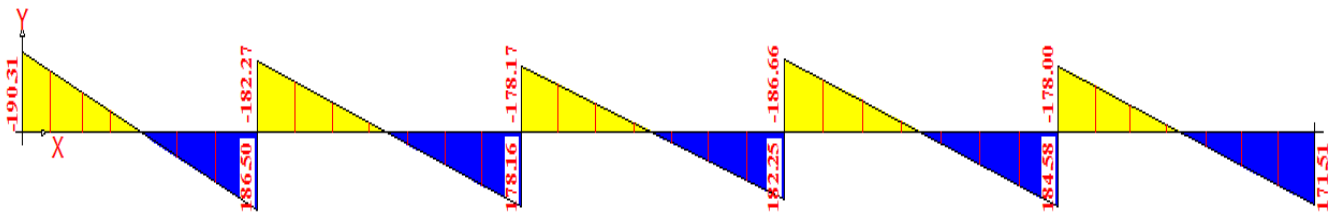


Diagramme des efforts tranchants a L'ELS

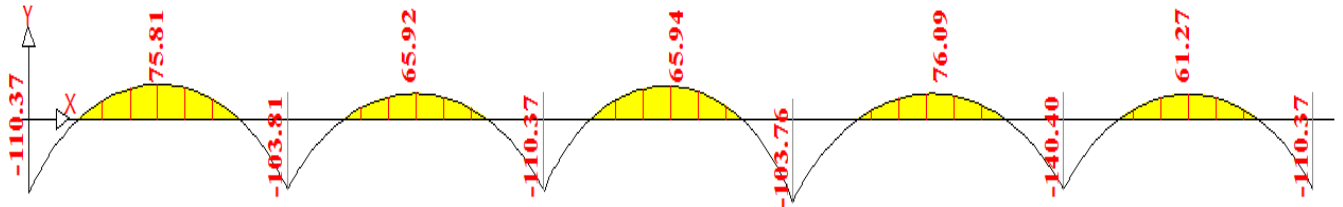


Diagramme des Moments fléchissant à l'ELS

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$\begin{aligned}
 &ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 72,30 \text{ KN.m} , M_a = 153,02 \text{ KNm} \\ (Y - Y) : M_t = 76,09 \text{ KN.m} , M_a = 159,18 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 &ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 50,13 \text{ KN.m} , M_a = 106,10 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 52,56 \text{ KN.m} , M_a = 110,37 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

a) Armatures longitudinales:

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{153,02 \times 10^3}{45 \times 90^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,029 \Rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{153,02 \times 10^3}{0,986 \times 90 \times 348} = 4,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA14=6,16 cm²

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72,30 \times 10^3}{45 \times 90^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,013 \Rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72,30 \times 10^3}{0,994 \times 90 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA14+2HA12 =8,41 cm²

b) Armatures transversales:

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{159,18 \times 10^3}{45 \times 90^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,03 \Rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{159,18 \times 10^3}{0,985 \times 90 \times 348} = 5,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA14=6,16 cm²

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{76,09 \times 10^3}{45 \times 90^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,014 \Rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{76,09 \times 10^3}{0,993 \times 90 \times 348} = 4,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA14+2HA12 =8,41 cm²

		M (KN.m)	μ_b	β	Obs	A _{min}	A	A _{adp}	A adoptée (cm ²)
X-X	travée	72,30	0.013	0.994	SSA	4.89	4,32	8,41	4HA14+2HA12
	appuis	153,02	0.029	0.986	SSA	4.89	4,95	6,16	4HA14
Y-Y	travée	76,09	0.014	0.993	SSA	4.89	4,44	8,41	4HA14+2HA12
	appuis	159,18	0.03	0.985	SSA	4.89	6,16	8,01	4HA14

X.7 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0,23 \times 76 \times 55 \times \frac{2,10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4.89 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (28,57 ; 45 ; 12)$$

•

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

On Prend : **A_t = 7HA8 = 3.51 cm²**

- **Escapement des armatures transversals :**

-En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$$

$$S_t \leq \min (25; 16.8)$$

$$S_t \leq 16,8$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4}$$

$$S_t \leq 25$$

Nous prenons :

- $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale
- $S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

- **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 75 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,80 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc **2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \tau = \min\left(\frac{0.15 f_c 28}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 45 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 0.9 \times 75 = 67.5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 269,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{269,21 \times 10^3}{450 \times 675} = 0.88 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X.7.3) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

SENS X-X :

Aux Appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{153,02}{106,10} = 1.44$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106,10 \times 1000}{45 \times 14.2 \times 67.5^2} = 0.036 \rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\alpha = 0.0459 < \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \text{ Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{72,30}{50,13} = 1.44$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50,13 \times 1000}{45 \times 14.2 \times 67.5^2} = 0.017 \rightarrow \alpha = 0.0201.$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \text{ Condition vérifiée.}$$

SENS Y-Y :**Aux Appuis :**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{159,18}{110,37} = 1.44$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{110,37 \times 1000}{45 \times 14.2 \times 67.5^2} = 0.037 \rightarrow \alpha = 0.0459.$$

$$\alpha = 0.0459 < \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \text{ Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{76,09}{52,56} = 1.44$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52,56 \times 1000}{45 \times 14.2 \times 67.5^2} = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0227.$$

$$\alpha = 0.0126 < \frac{1.47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \text{ Condition vérifiée.}$$

X.1. Introduction :

Au niveau de sous-sol, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité de la poussée des terres et la transmettre aux fondations. Pour éviter tout risque de torsion on désolidarise ce voile de la structure.

X.1.1. Dimensionnement :

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 est de 15cm (Art 10.1.2) ; dans notre cas on opte pour $e=30$ cm.

Il sera calculé indépendamment des autres éléments de la construction.

Le mur est réalisé en béton armé, le béton sera revêtu par une couche de bitume.

Hauteur de mur : $H = 6,12$ m

X.1.2. Détermination des sollicitations.

a) Caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

γ : Le poids volumique du sol $\gamma = 17\text{KN/m}^3$.

φ : Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$.

C : La cohésion $C = 0$.

q : La surcharge éventuelle $q=10\text{KN/m}^3$.

10kn/m³

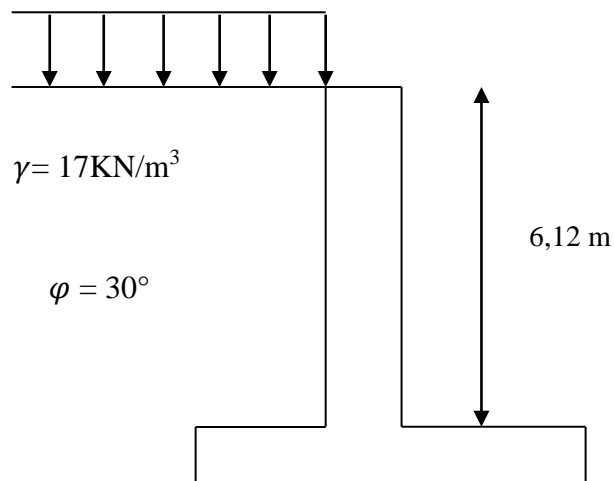


Fig.X.1 : Schéma du voile de soutènement.

b) Contrainte de la poussée

➤ Contrainte de la poussée des terres

$$\sigma_{h1} = k_0 \times \gamma \times h$$

k_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

$$k_0 = (1 - \sin \phi) \text{ (formule de Jacky)}$$

$$k_0 = 0,5$$

$$\sigma_{h1} = 0,5 \times 17 \times h$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6,12 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 42,02 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Point d'application de la résultante**

$$y_1 = \frac{h}{3} = 2,04 \text{ m}$$

➤ **Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge.**

$$\sigma_{h2} = k_q \times q$$

k_q : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_0}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend : $\beta = \lambda = 0$.

$$k_q = 0,5$$

$$\sigma_{h2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

- **Point d'application de la résultante**

$$y_2 = \frac{h}{2} = 3,06 \text{ m}$$

Les charges à prendre en compte dans le calcul pour une bande de 1 m de largeur sont :

$$\sigma_{h1} = 42,02 \text{ KN/ml.}$$

$$\sigma_{h2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

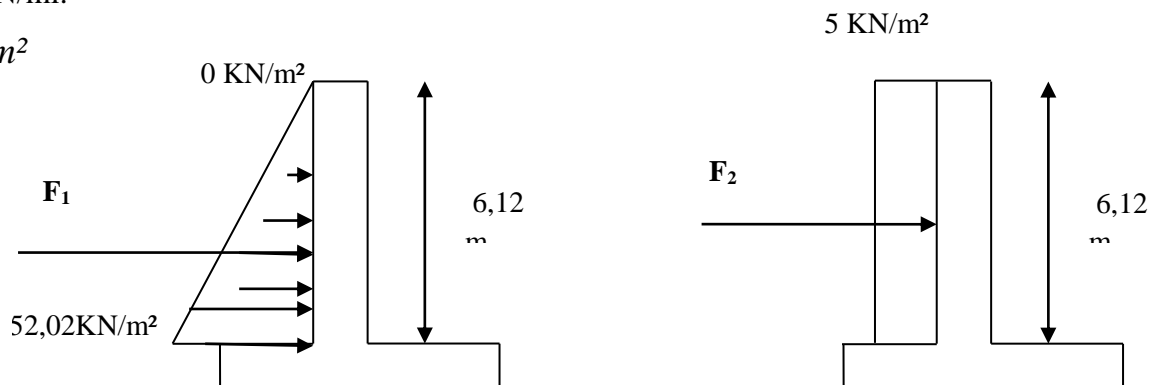


Fig. X.2: Contraintes dues à la poussée des terres et à la surcharge respectivement.

c) Calcul des moments.

$$F_1 = \frac{\sigma_1 \times h}{2} = 100.18 \text{ KN}$$

$$M_1 = F_1 \times y_1 = 100.18 \times 2.04 = 204.36 \text{ KN.m}$$

$$F_2 = \sigma_2 \times h = 25.6 \text{ KN}$$

$$M_2 = F_2 \times y_2 = 25.33 \times 3.06 = 77.5 \text{ KN.m}$$

X.1.3. Calcul des armatures à l'ELU :

$$M_u = 1.35M_1 + 1.5M_2 = 392.13 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$M_s = 204.72 + 60.63 = 281.86 \text{ KN.m (ELS)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.378 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.732$$

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 57.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2* 9HA20 = 56.27 cm² avec S_t=11 cm

X.1.4. Vérification à l'ELU :

- **Recommandation du RPA99 :**

Les armatures sont constituées en deux nappes.

Les deux nappes sont liées entre elles par quatre épingles /m² de diamètre HA8.

- a. Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = 14.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour 10HA14 = 15.4 cm² avec S_t = 10 cm.

- b. Condition de non fragilité .**

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

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A = 56.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

X.1.5. Vérification à l'ELS :

❖ Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{(100,6 + 25,6)}{1000 \times 270} 10^3 = 0,46 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

❖ Verification des contraintes :

- Dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 56,54}{100 \times 27} = 2,09 \rightarrow K_1 = 14,78 \Rightarrow \beta = 0,820$$

$$\sigma_s = \frac{281,86 \times 1000}{0,820 \times 27 \times 56,54} = 225,16 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 225,16 \text{mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{mpa} \rightarrow \text{donc la section d'acier est vérifié.}$$

- Dans le beton :

On doit vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \text{et} \dots \sigma_b = k \sigma_s, \text{ avec } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{14,78} = 0,06$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{14,78} \times 225,16 = 13,50 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,50 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

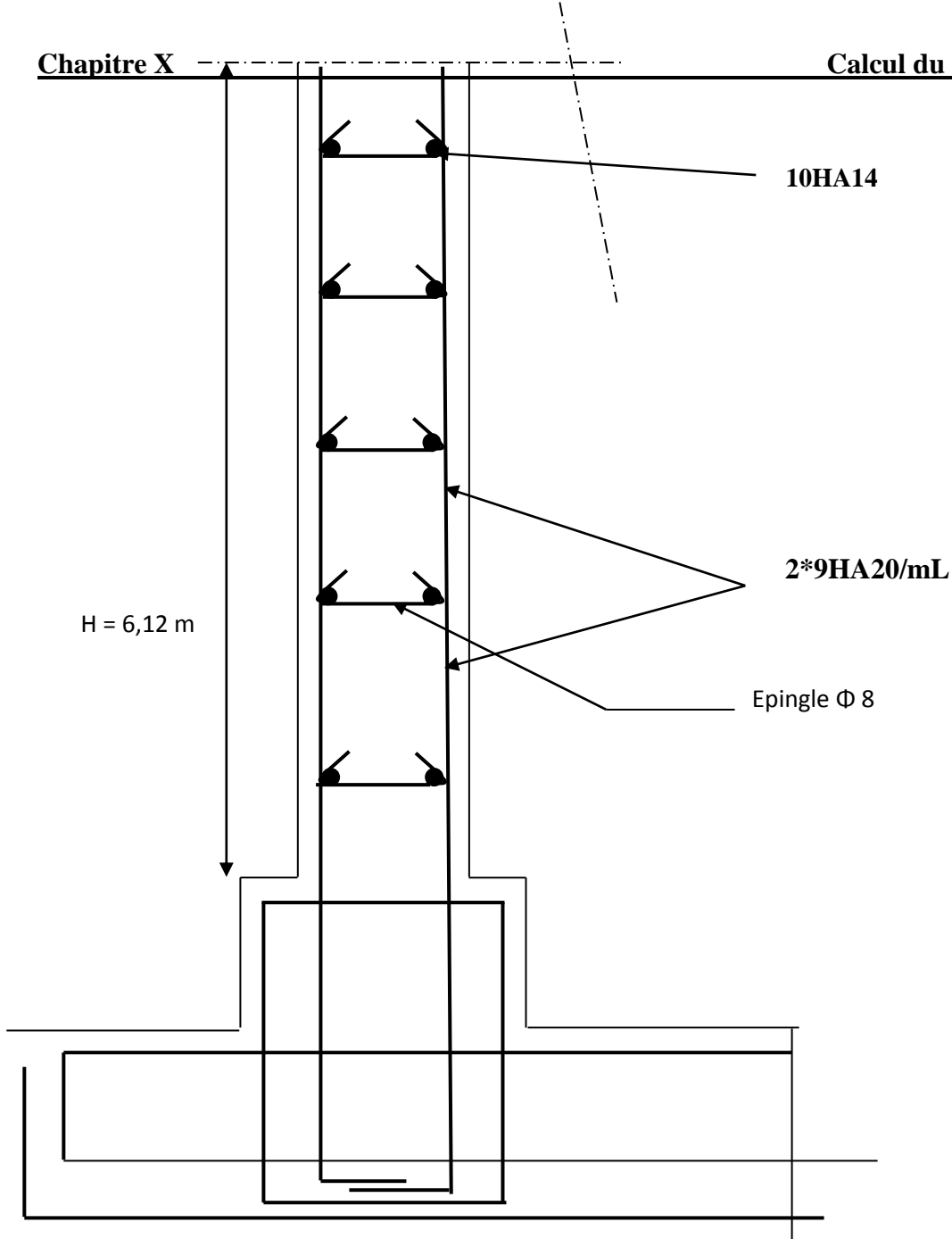
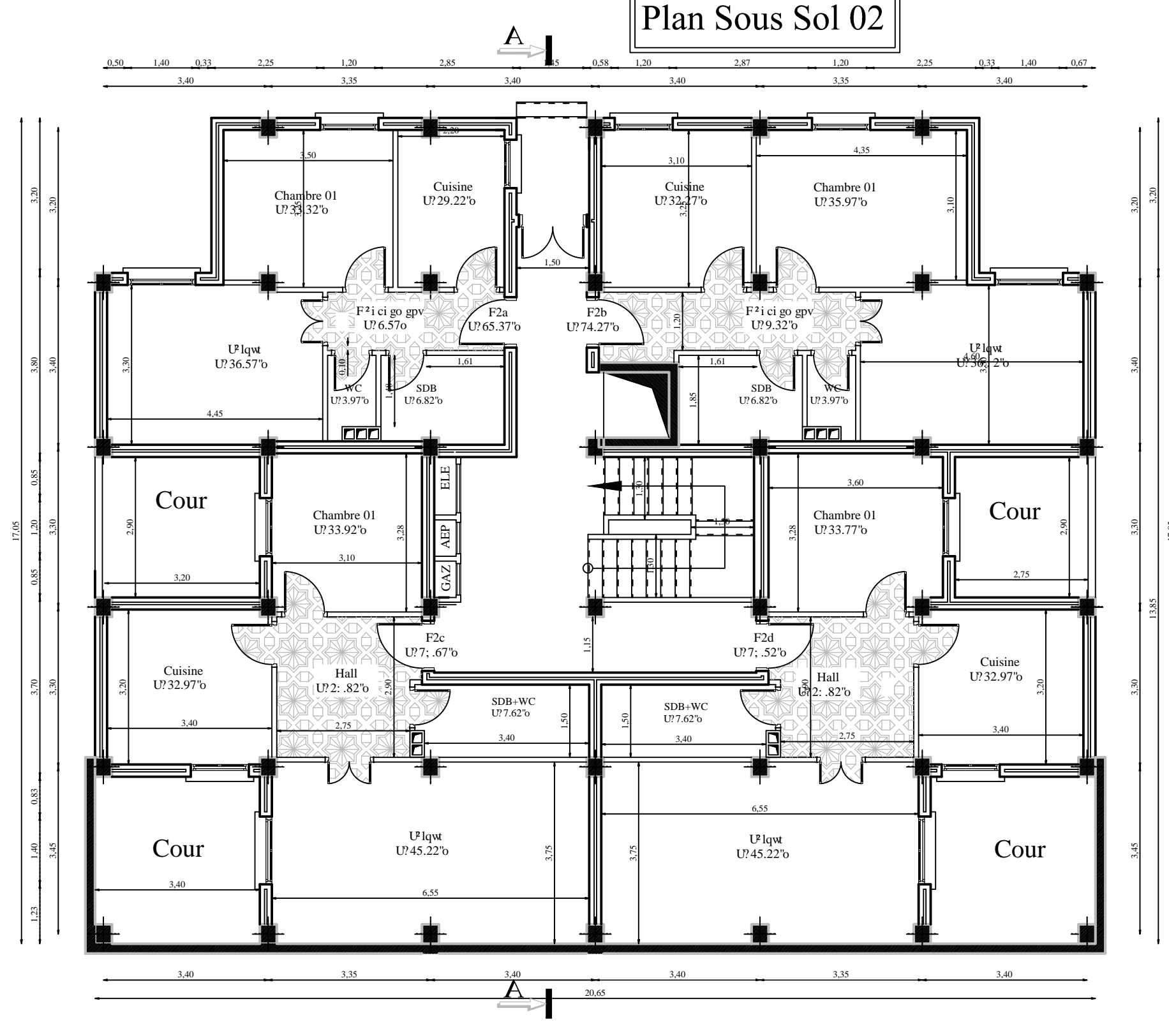
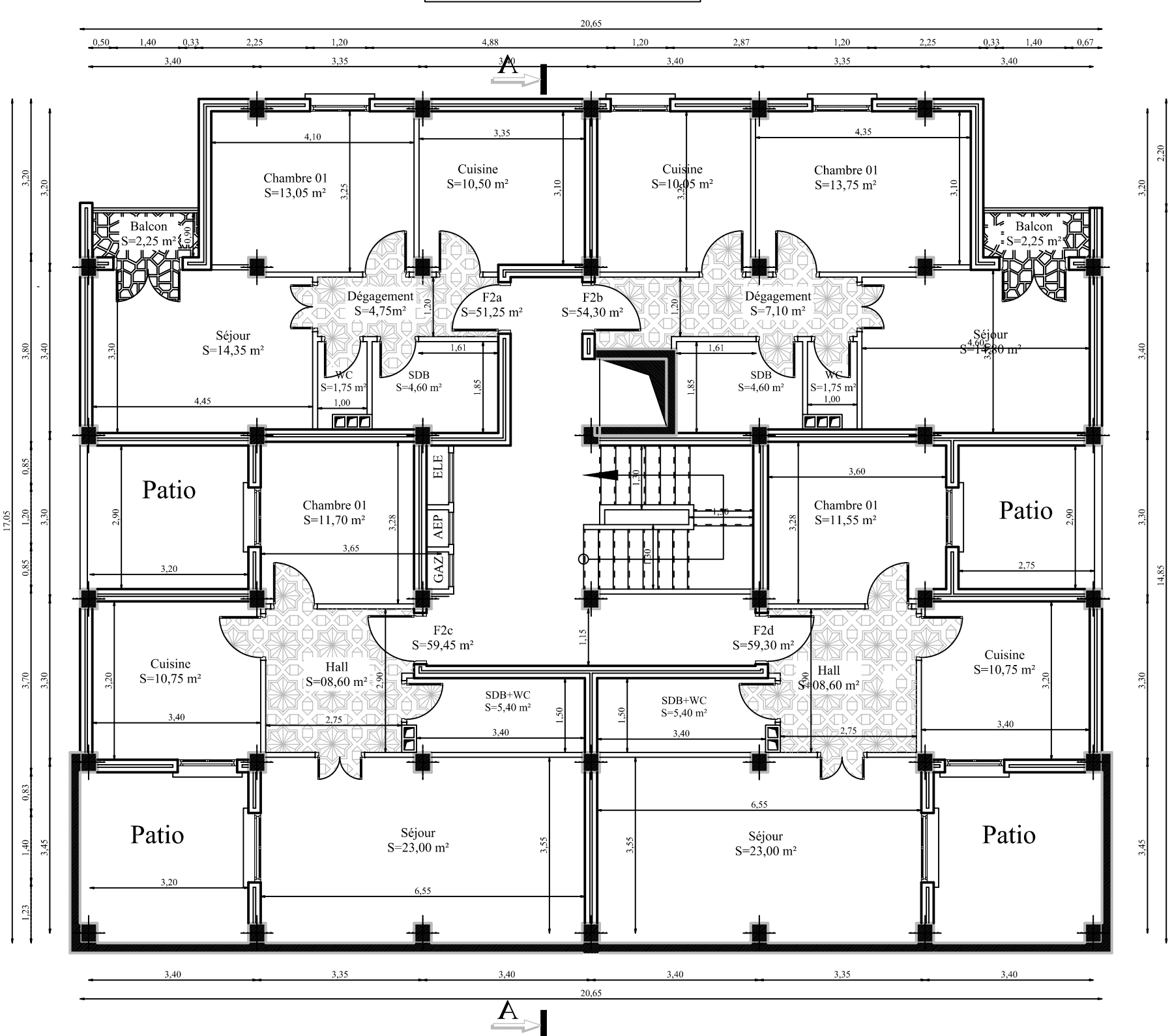


Fig X.3.Ferrailage du mur plaque

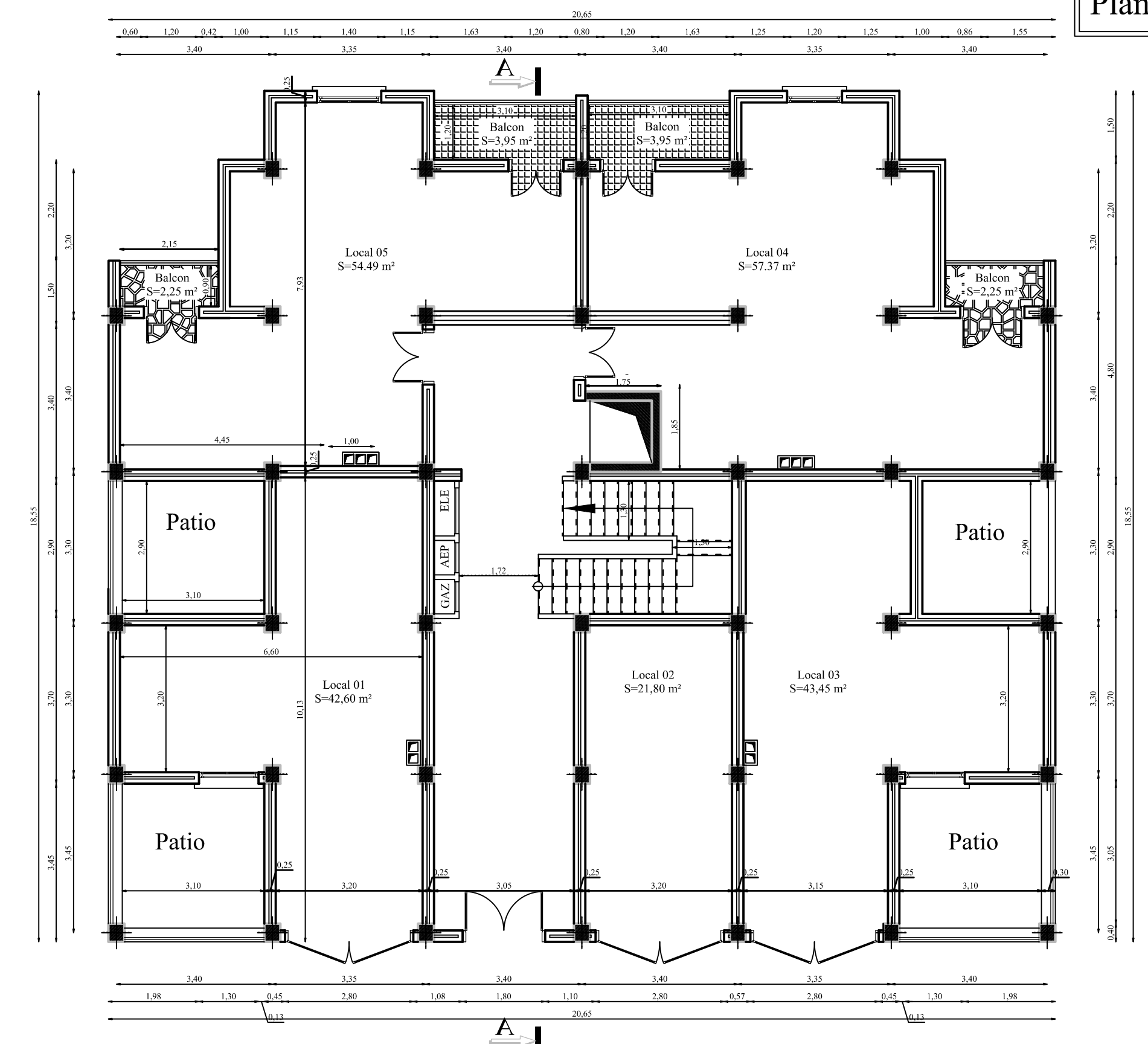
Plan Sous Sol 02



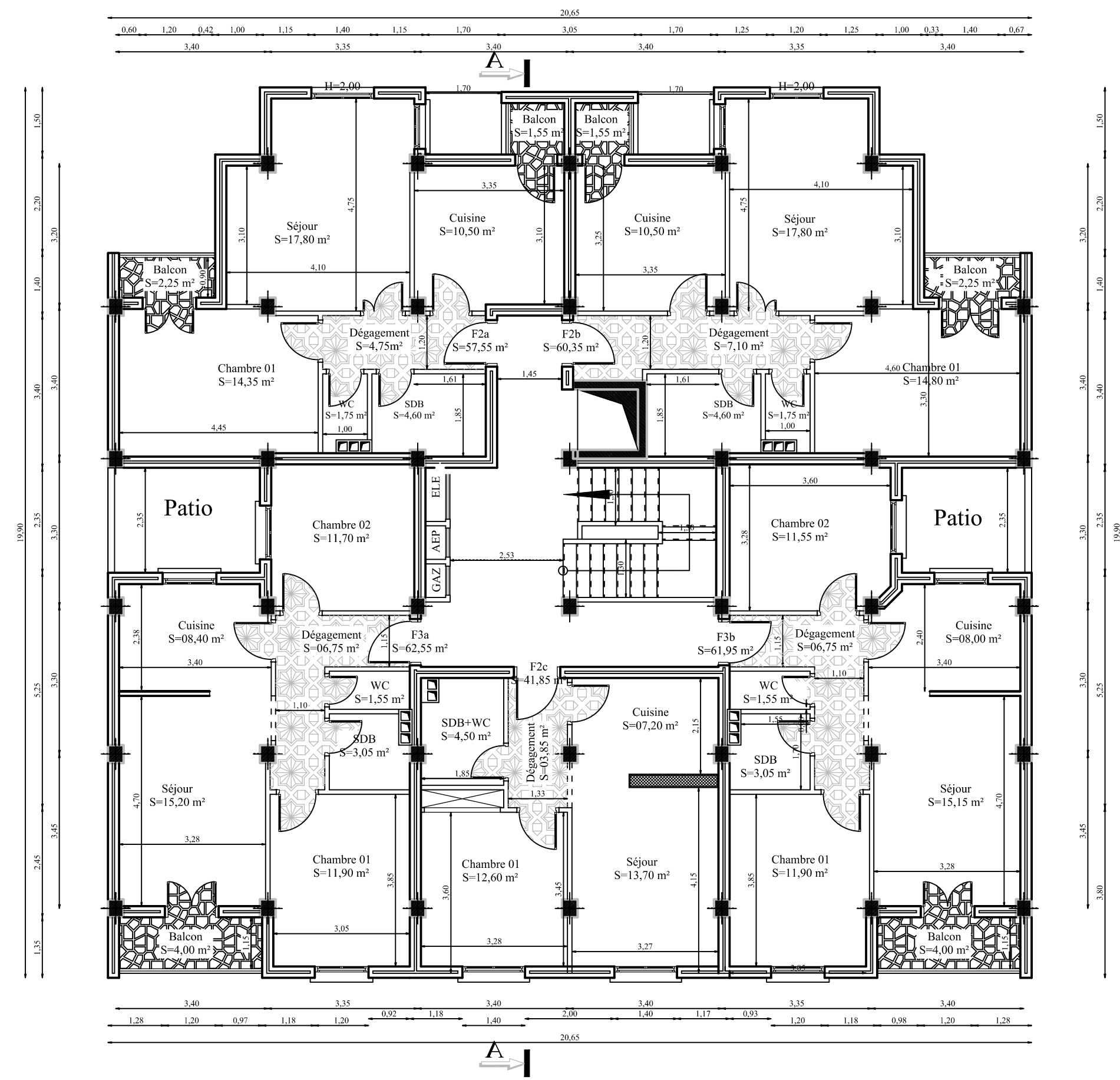
Plan Sous Sol 01



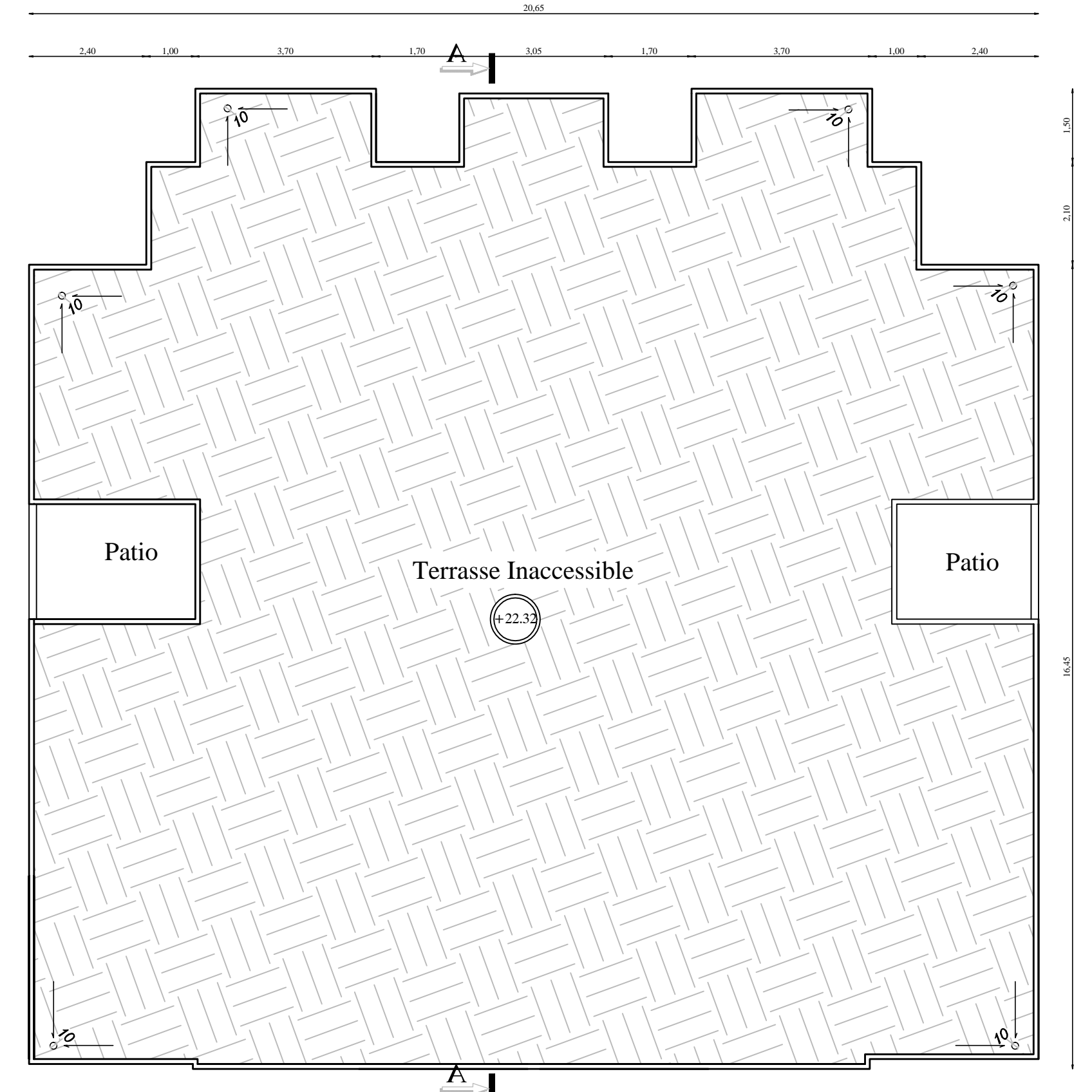
Plan du RDC



Plan Etages Courants
1er -2eme -3eme-4eme
5eme-6eme Etage



Plan de Toiture



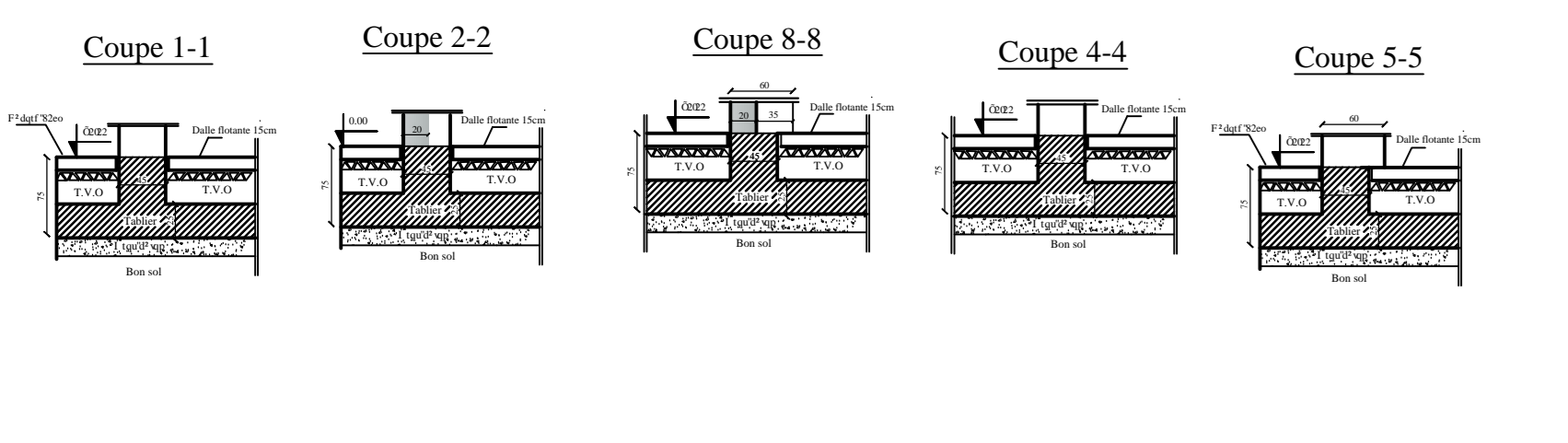
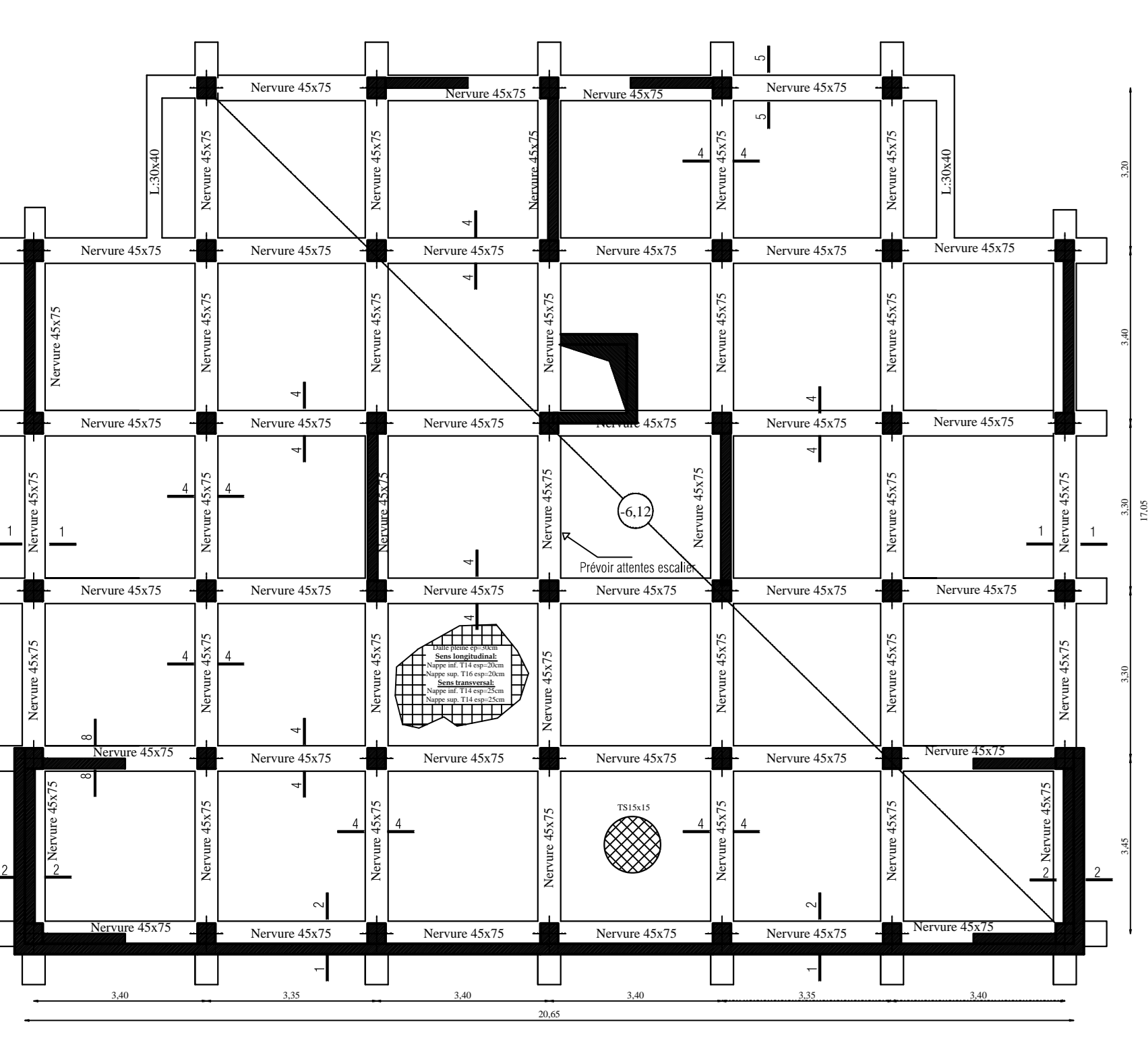
Coupe AA



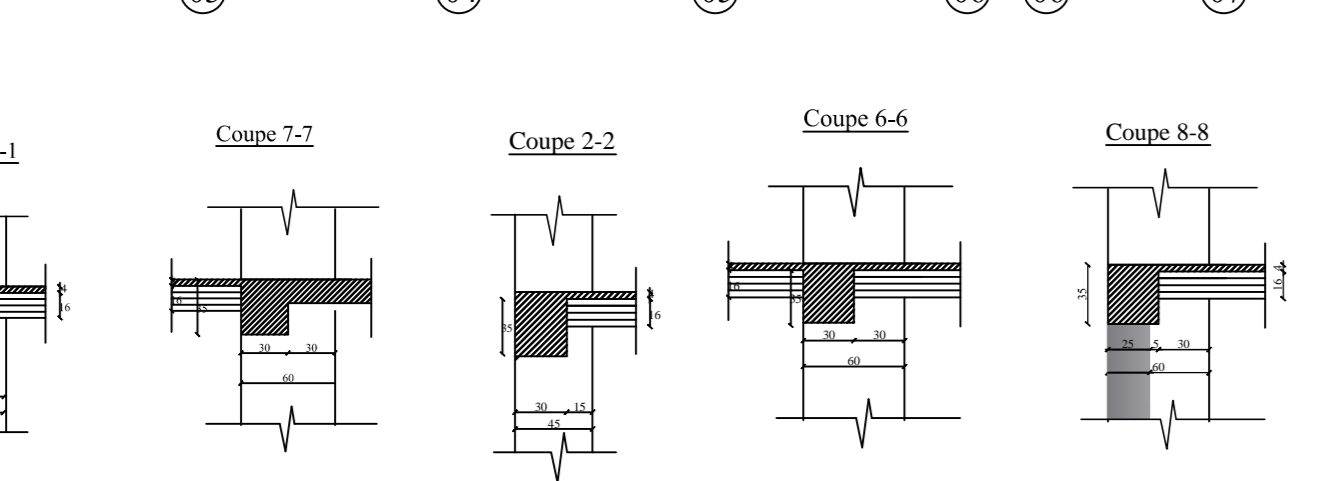
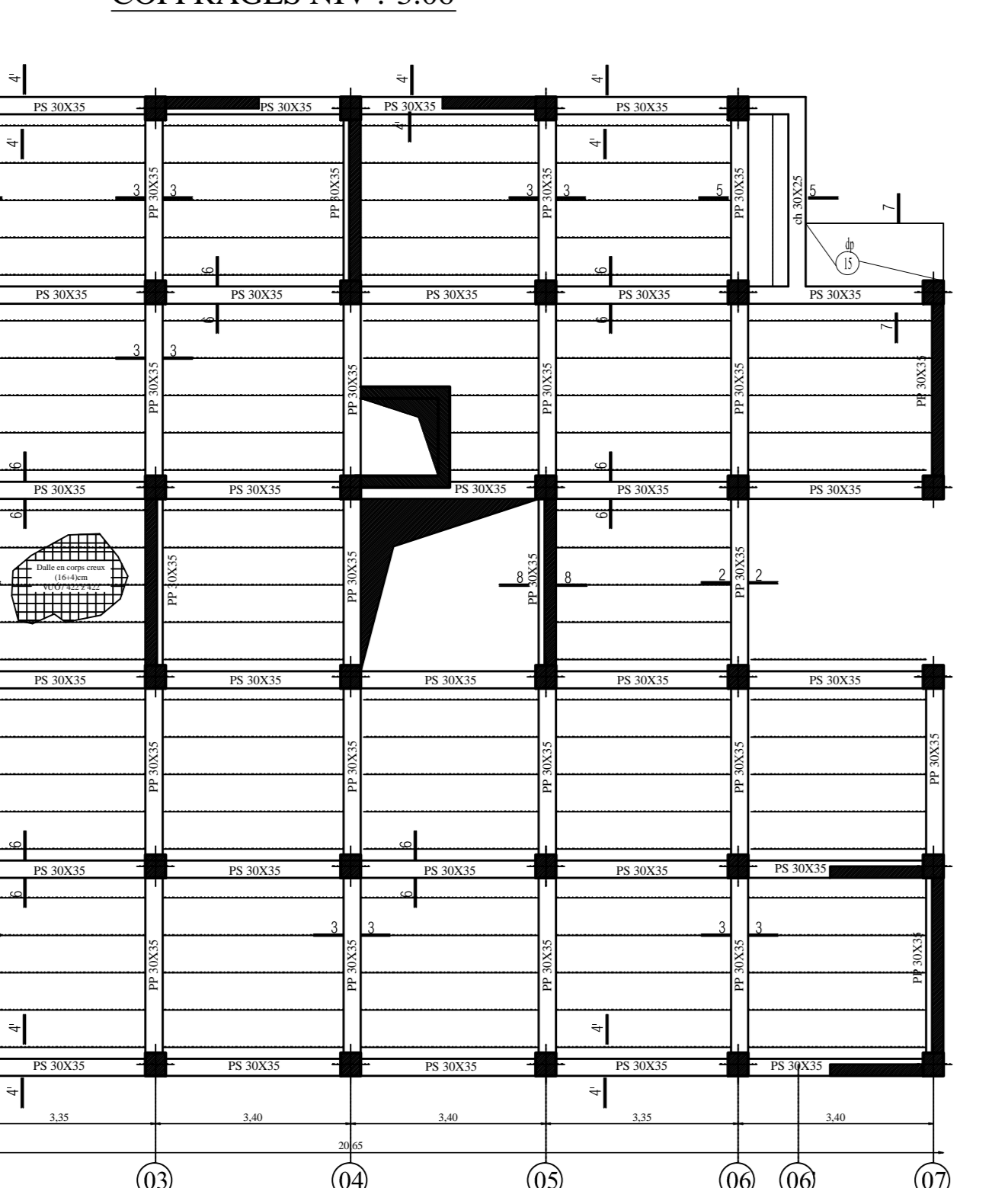
Façade Principale



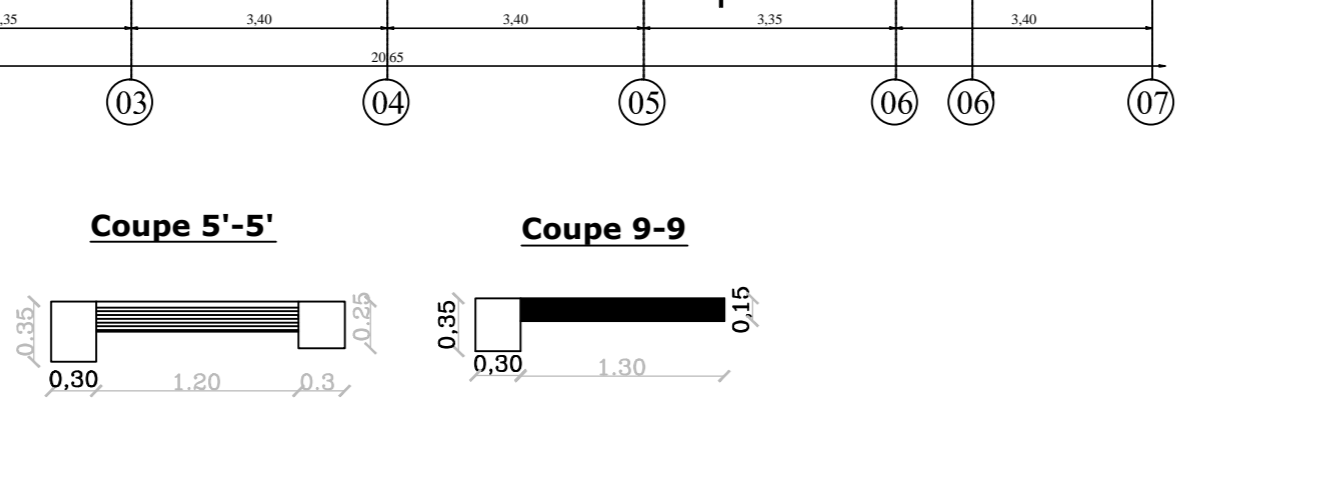
COFFRAGE DES FONDATIONS



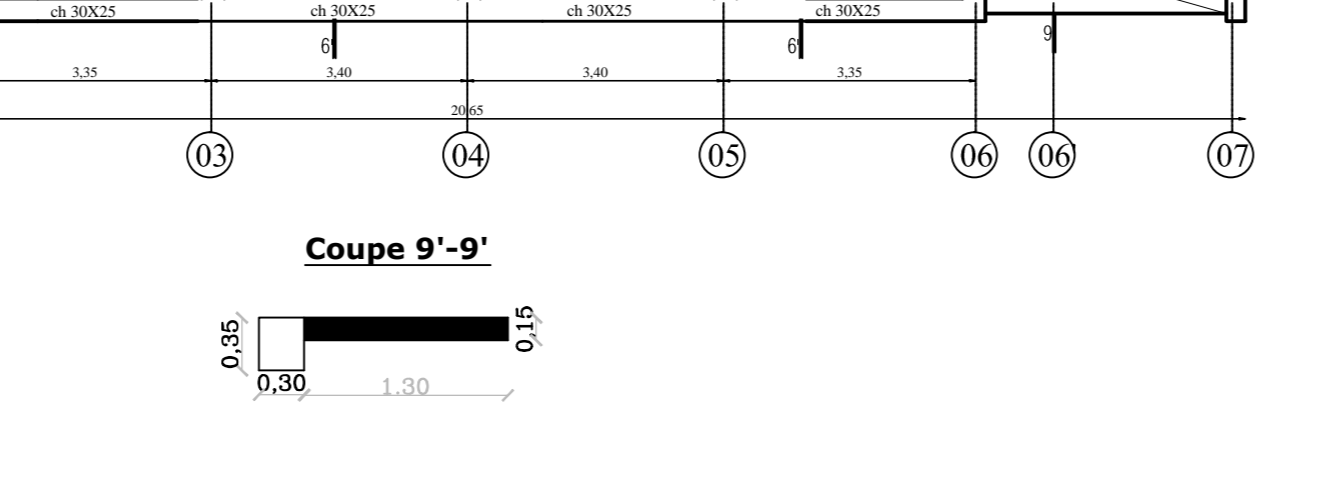
COFFRAGES NIV -3.06



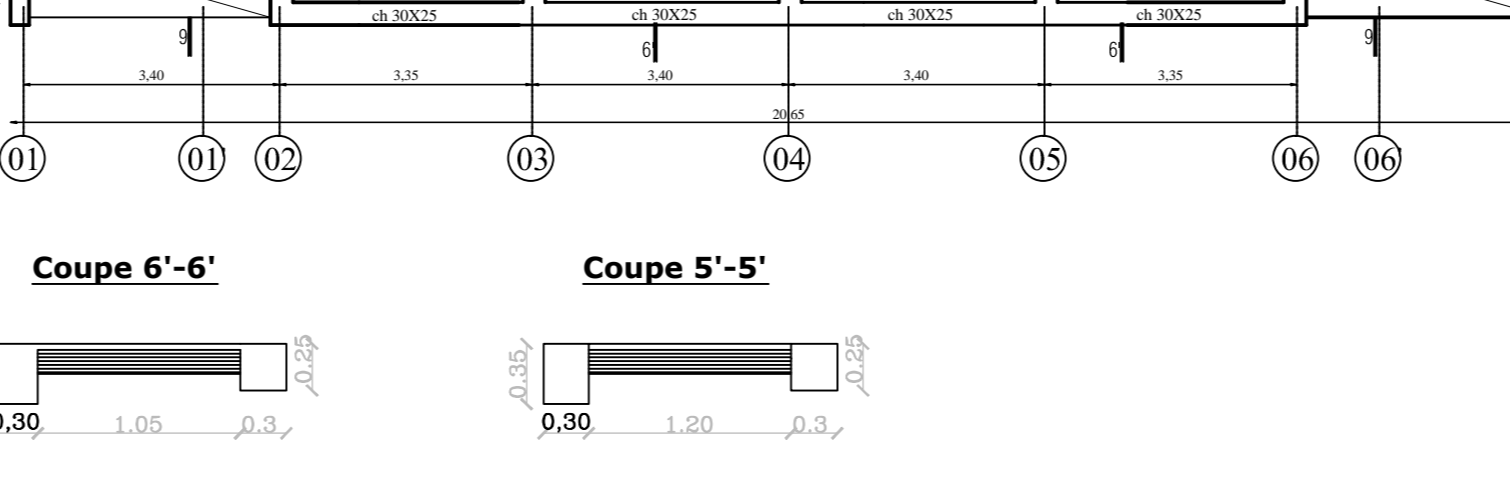
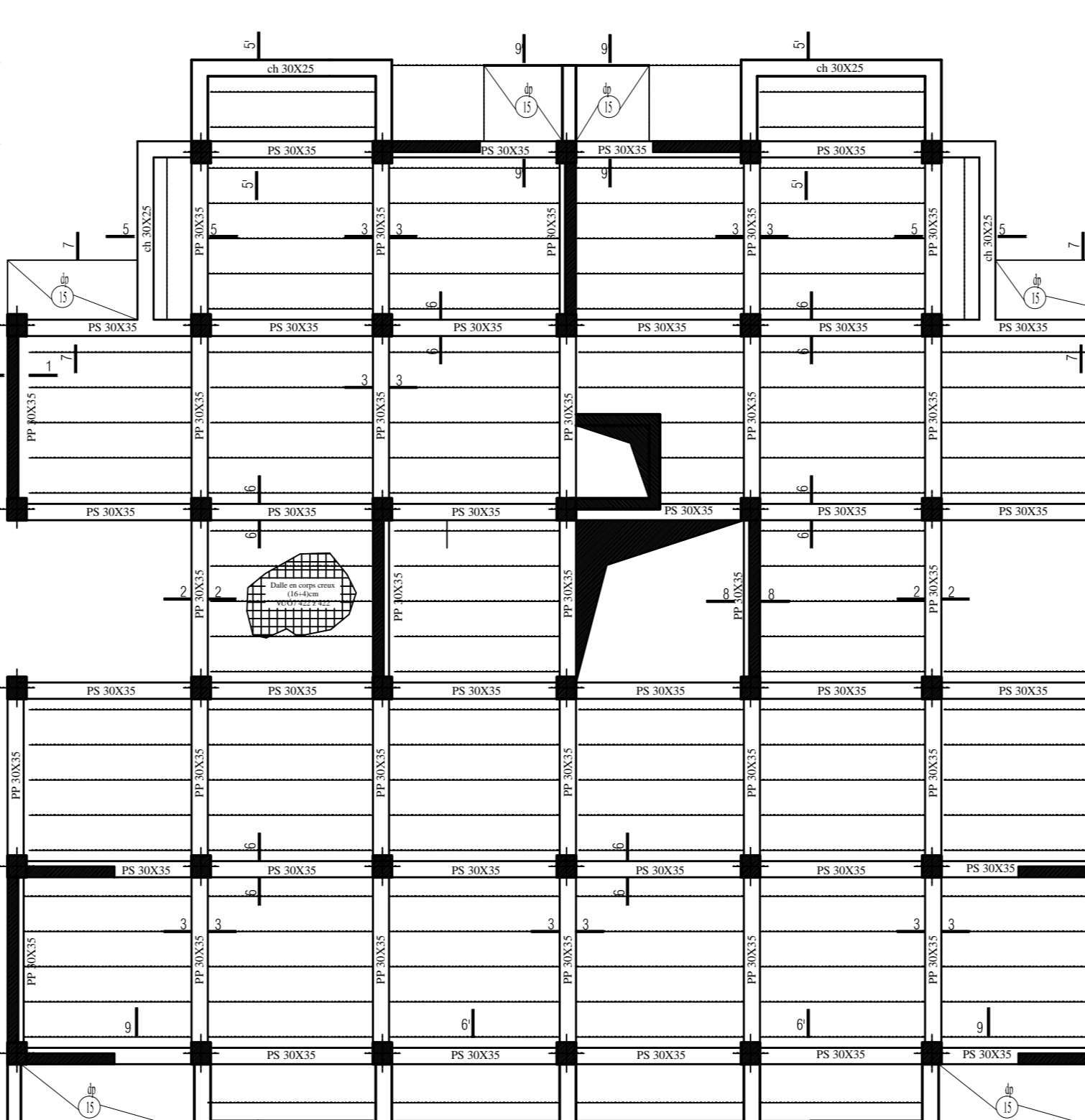
COFFRAGES NIV +0.00



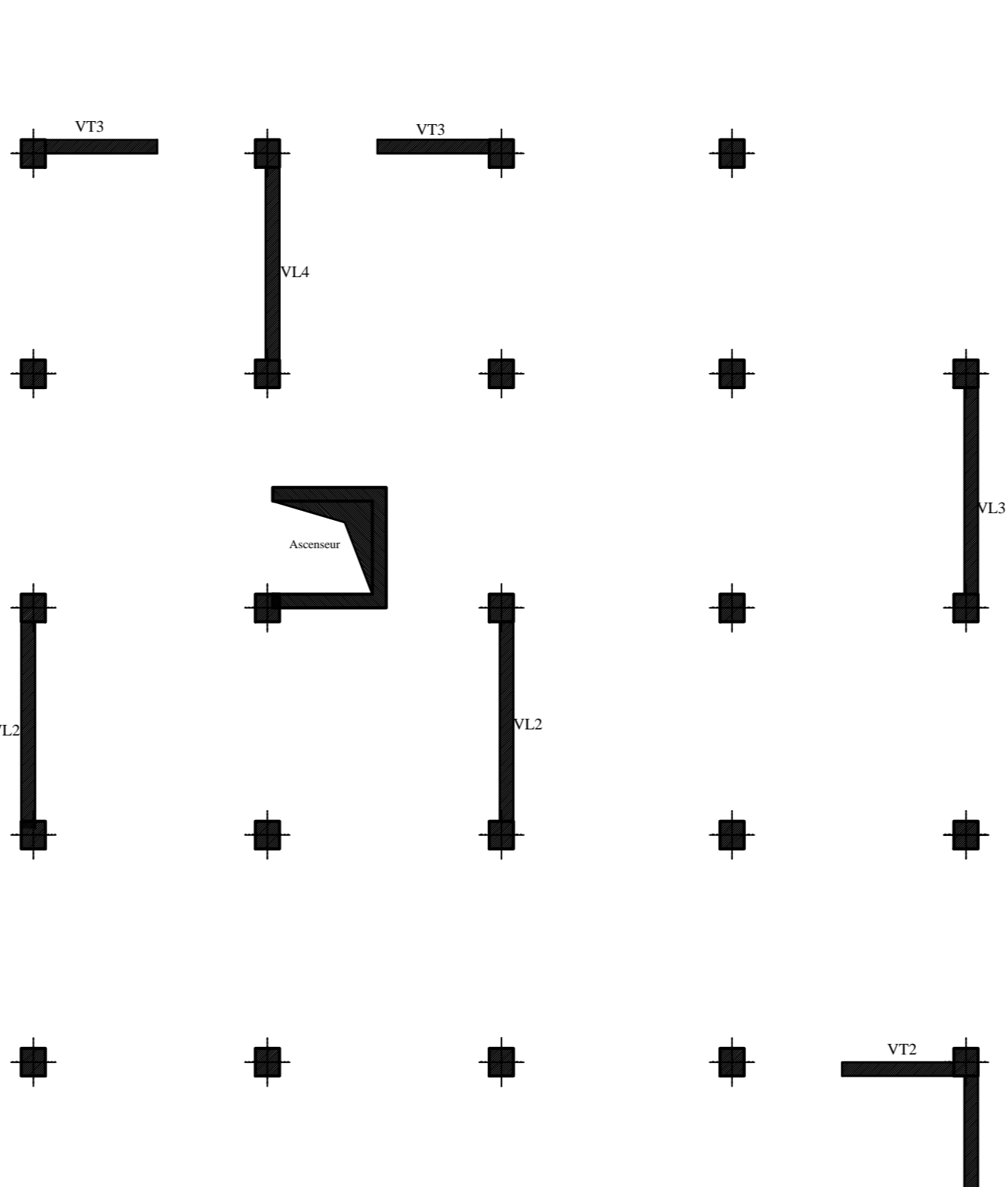
COFFRAGES NIV +3.96



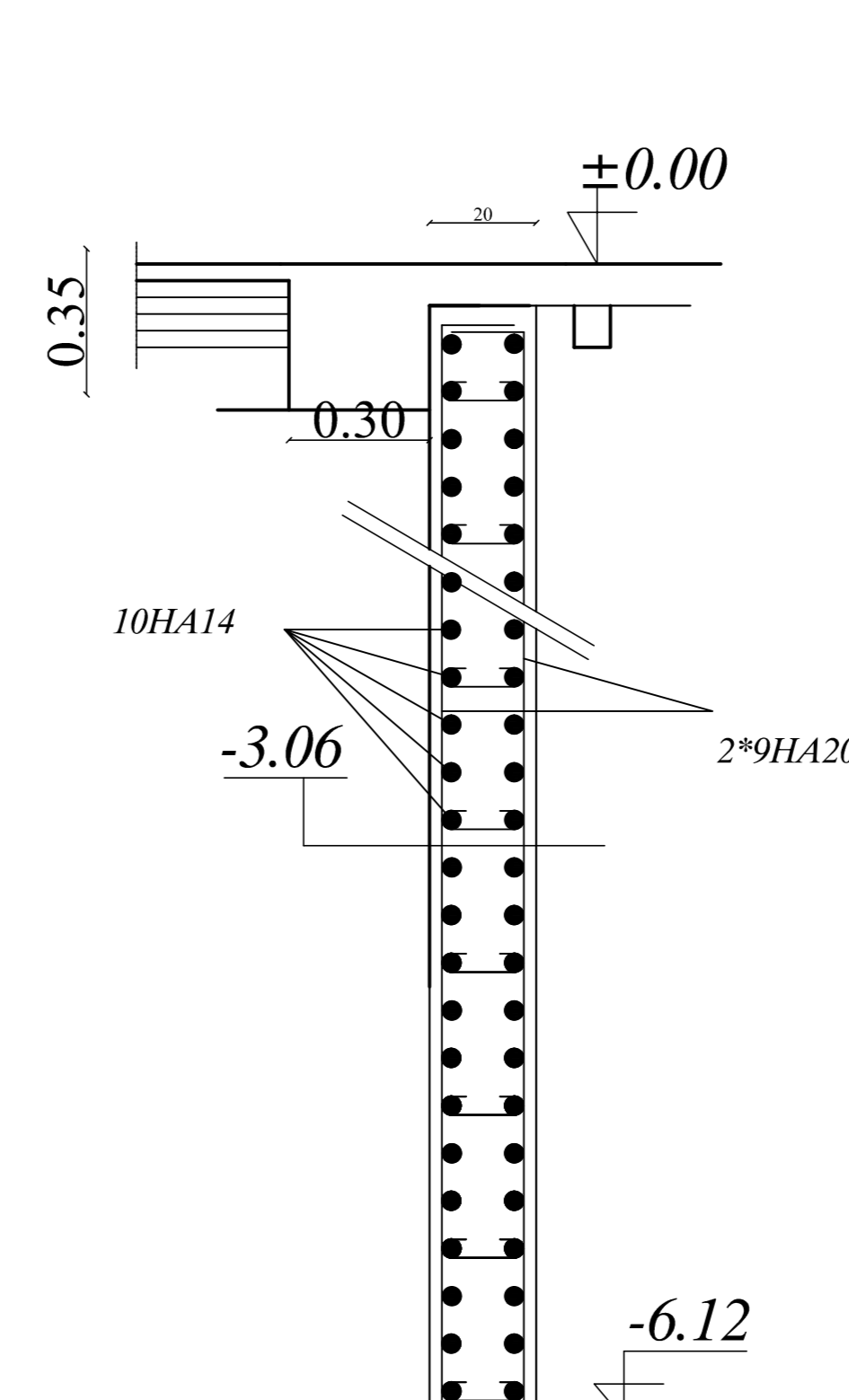
COFFRAGES NIV +7.02, +10.08, +13.14, +16.20, +19.26, +22.32



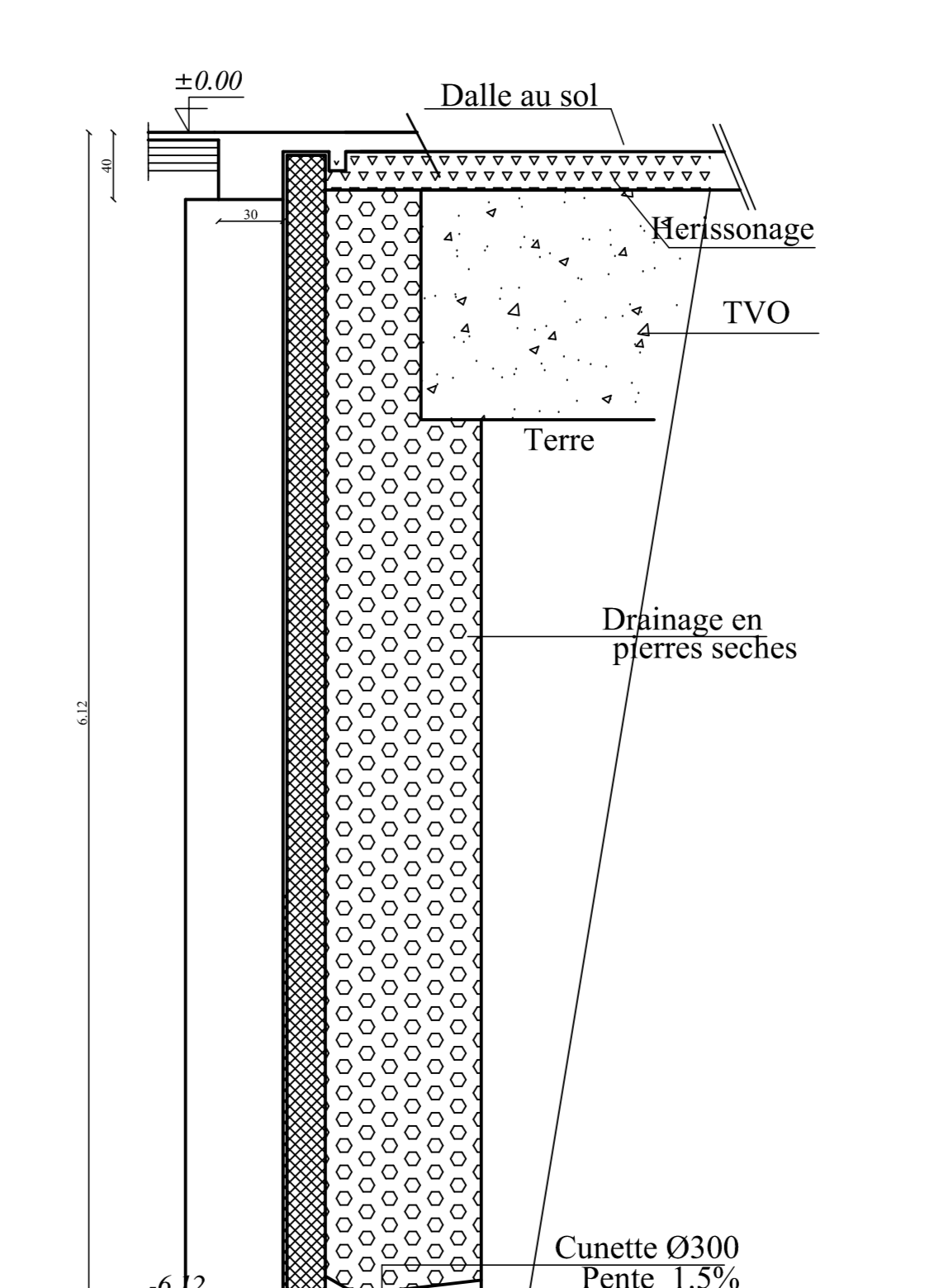
REPARTITIONS DES VOIES



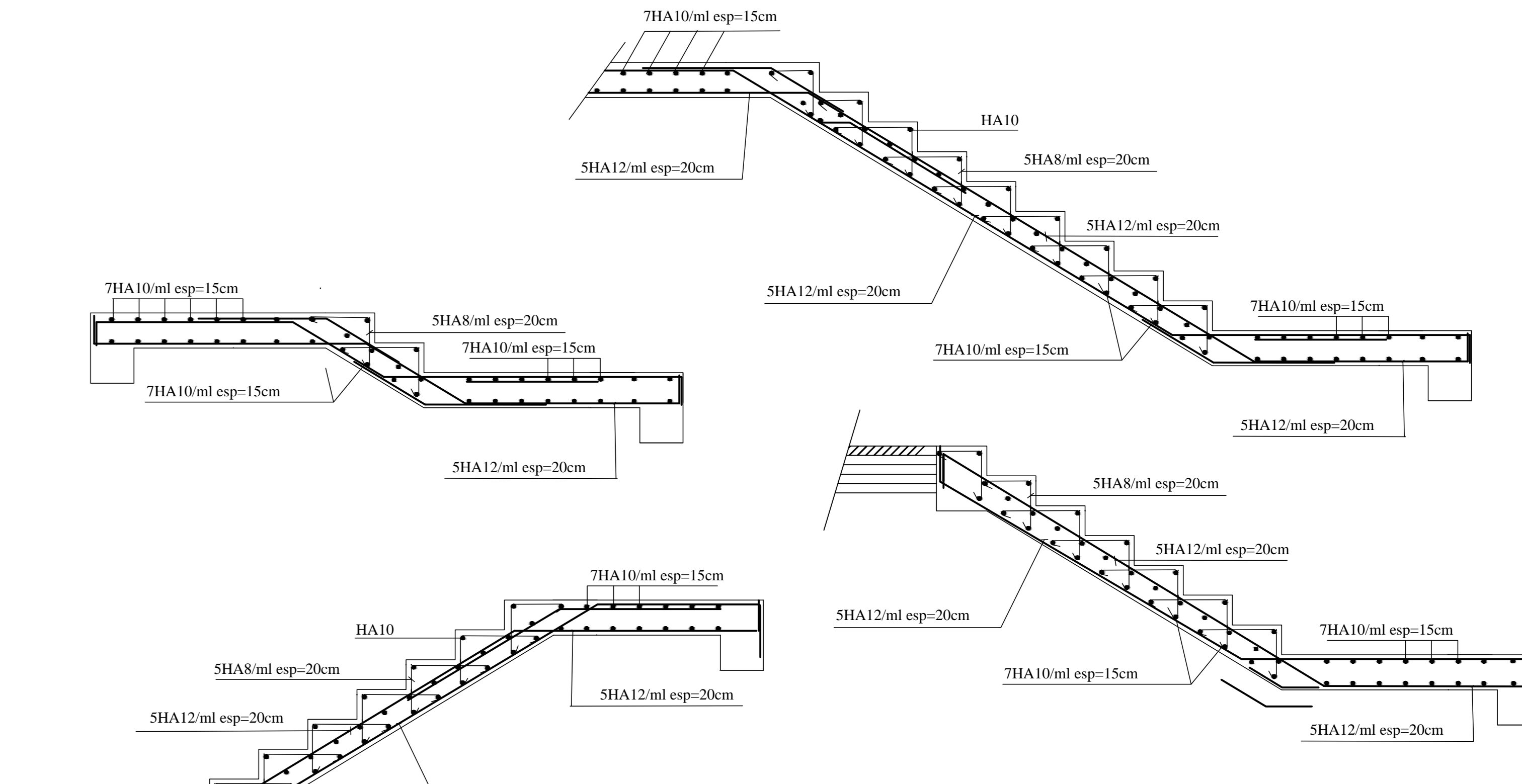
-COFFRAGE FERRAILLAGE D'UN MUR PLAQUE



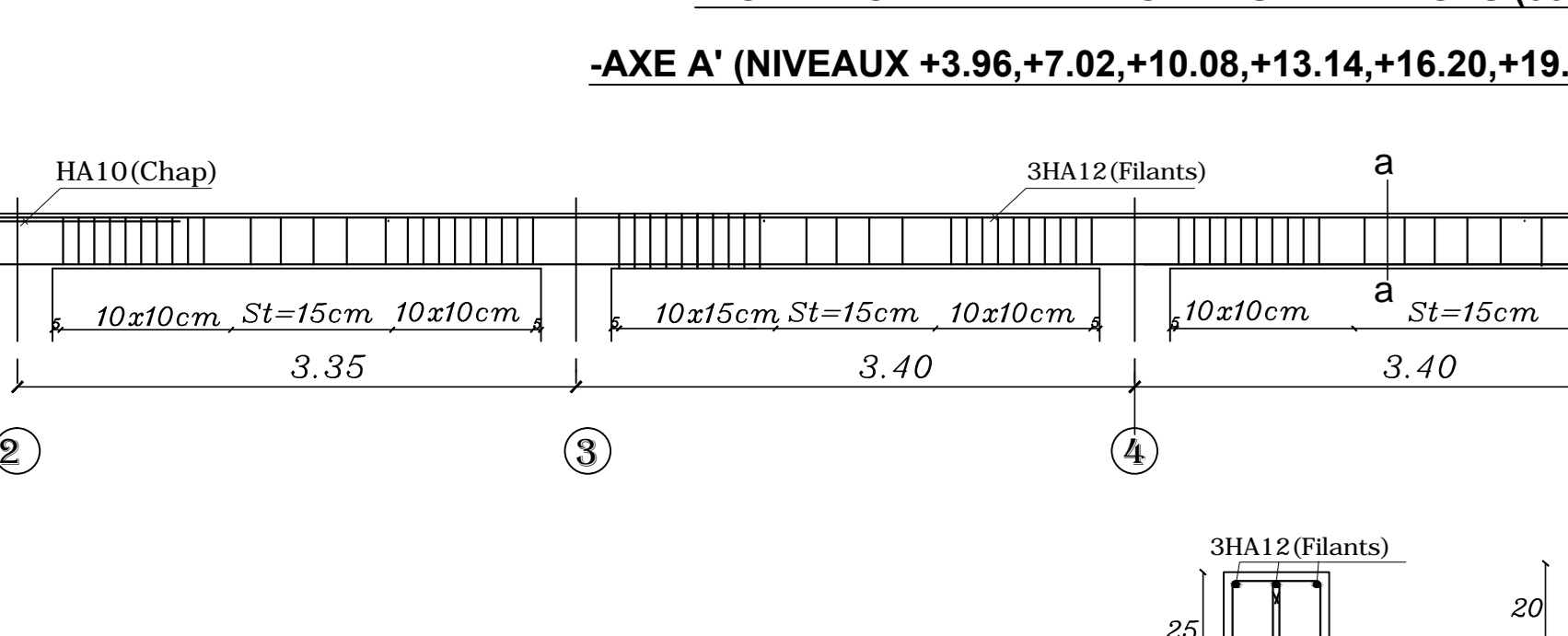
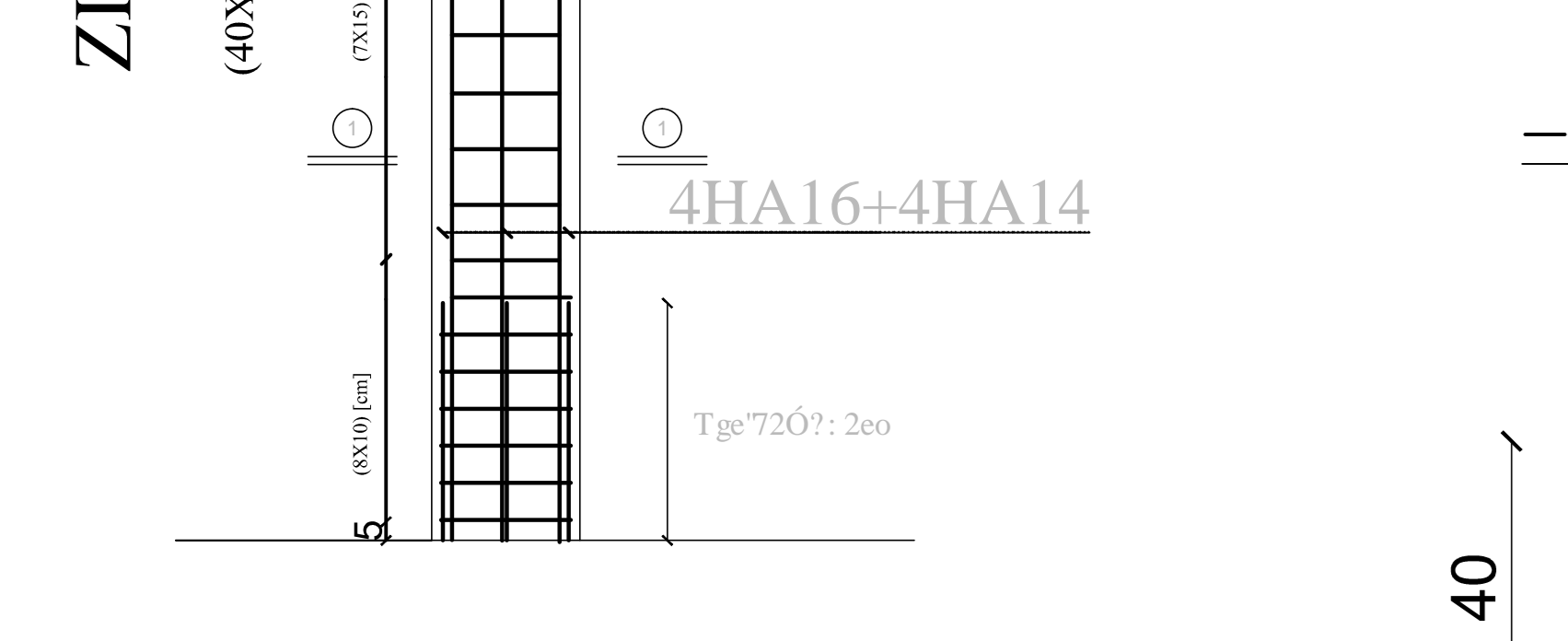
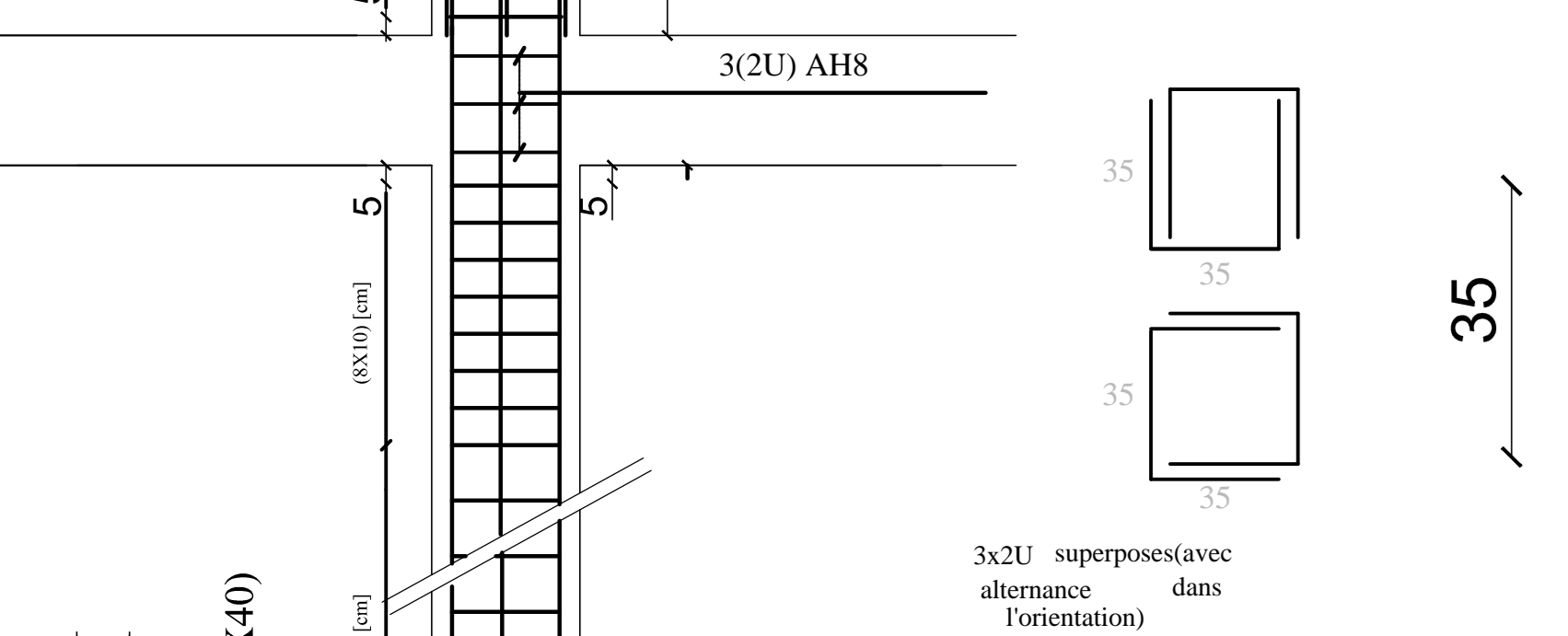
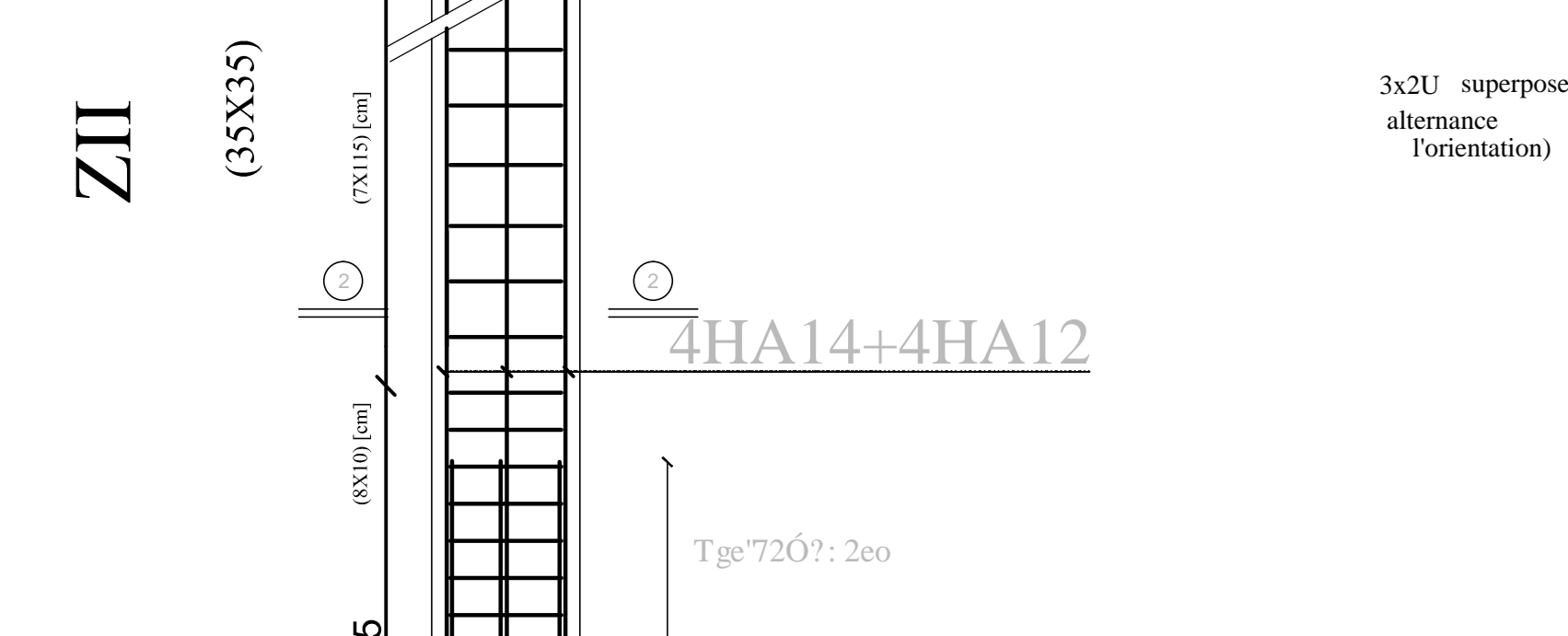
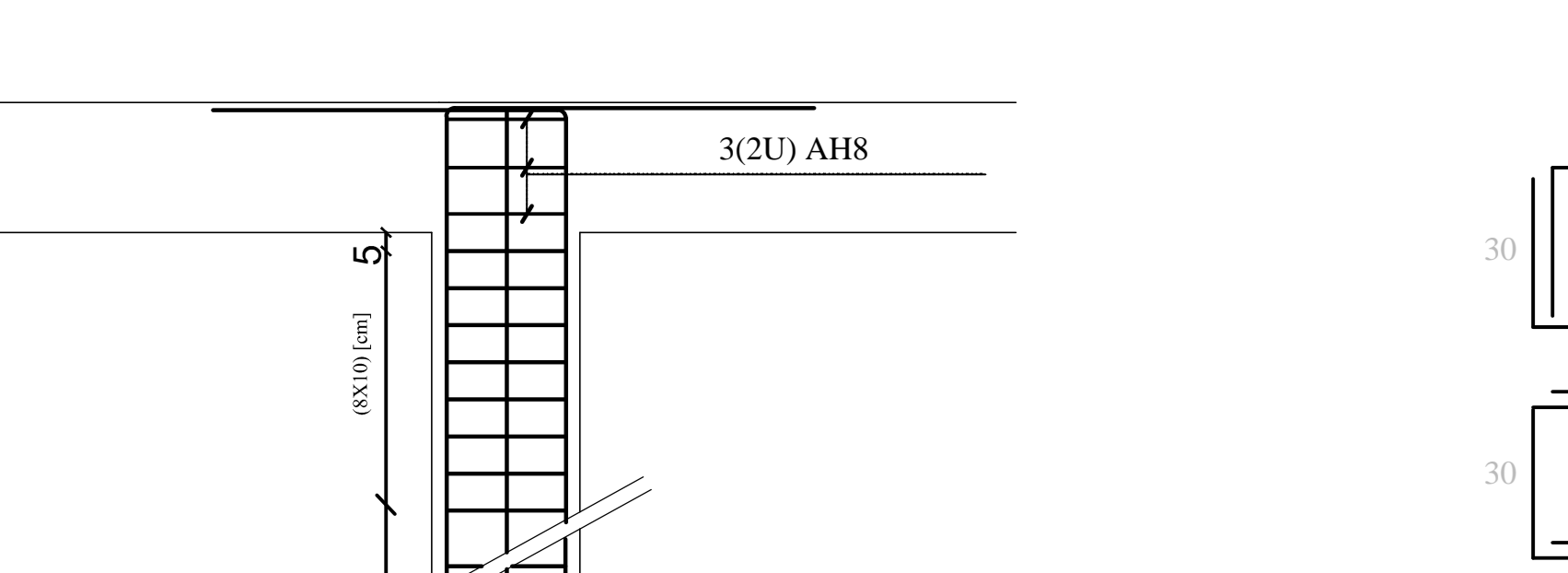
FERRAILLAGE DES ESCALIERS



FERRAILLAGE DES ESCALIERS



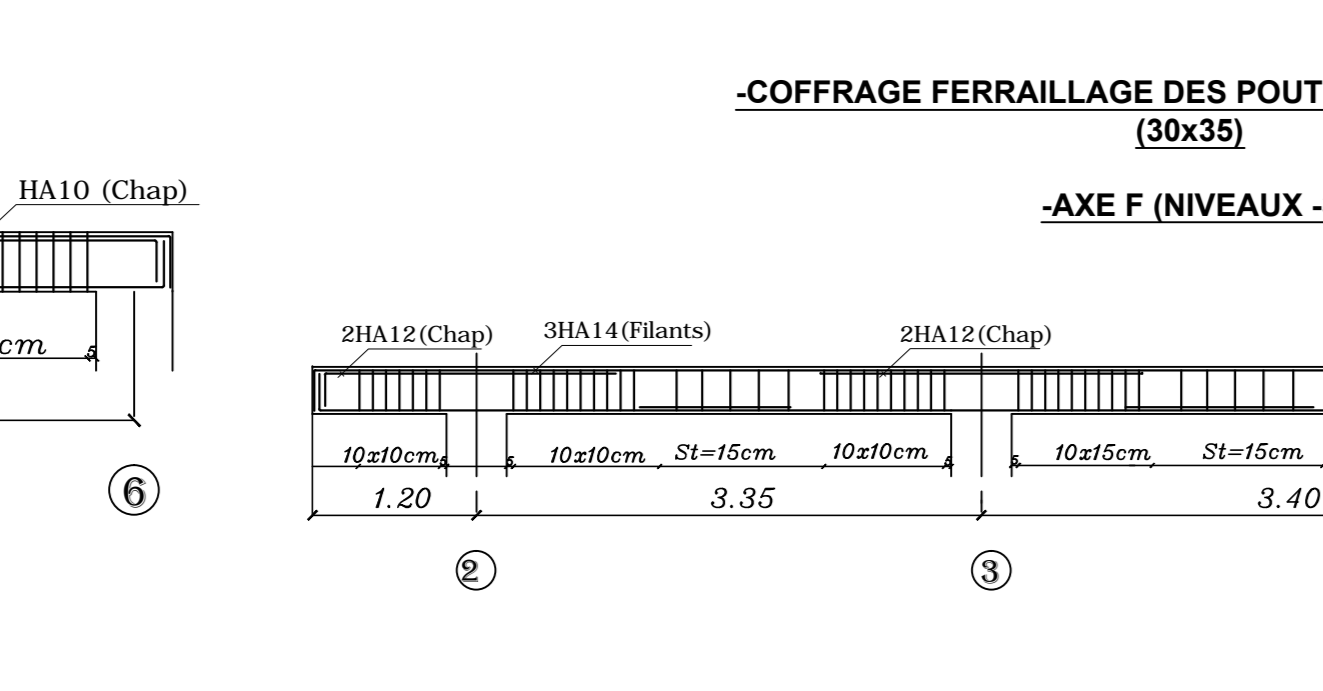
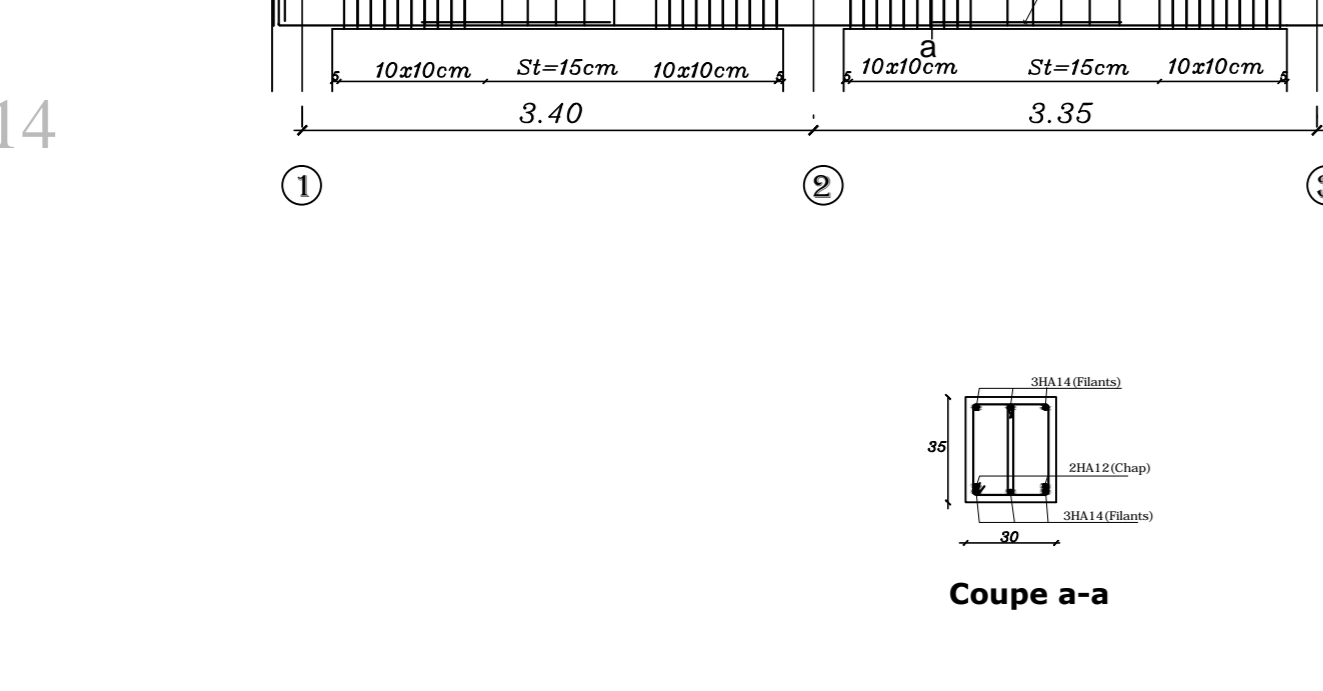
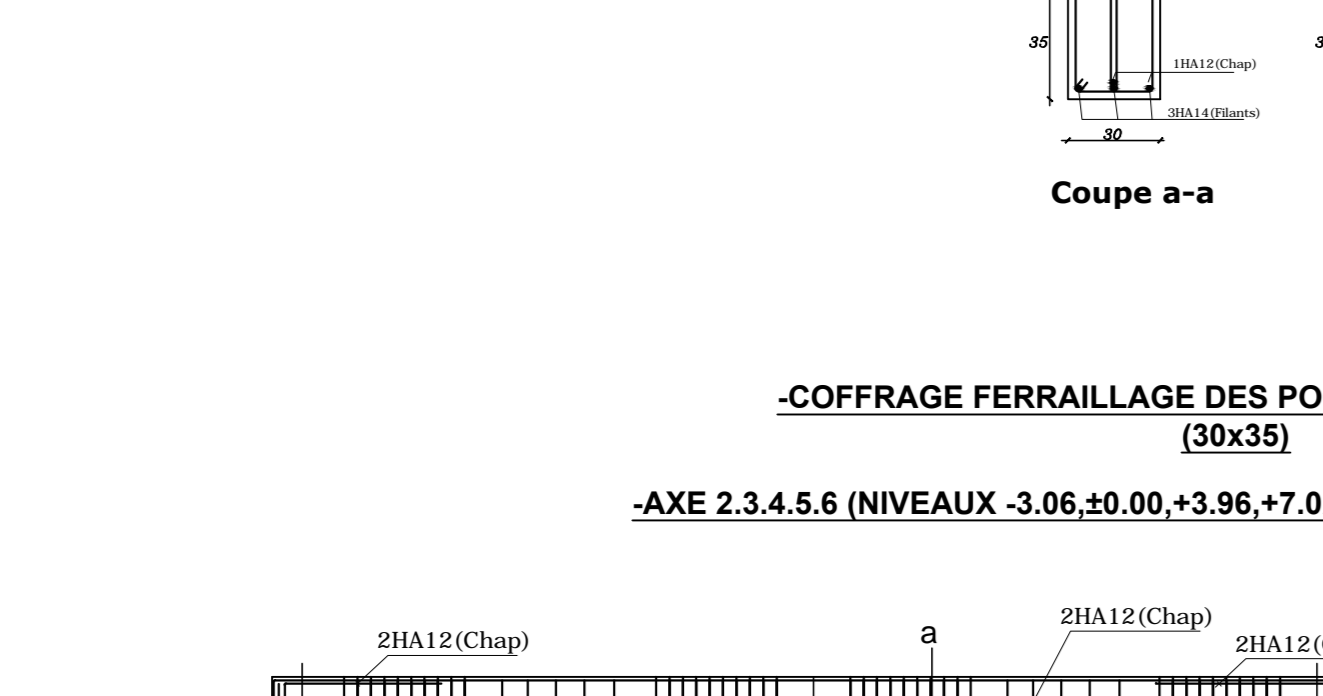
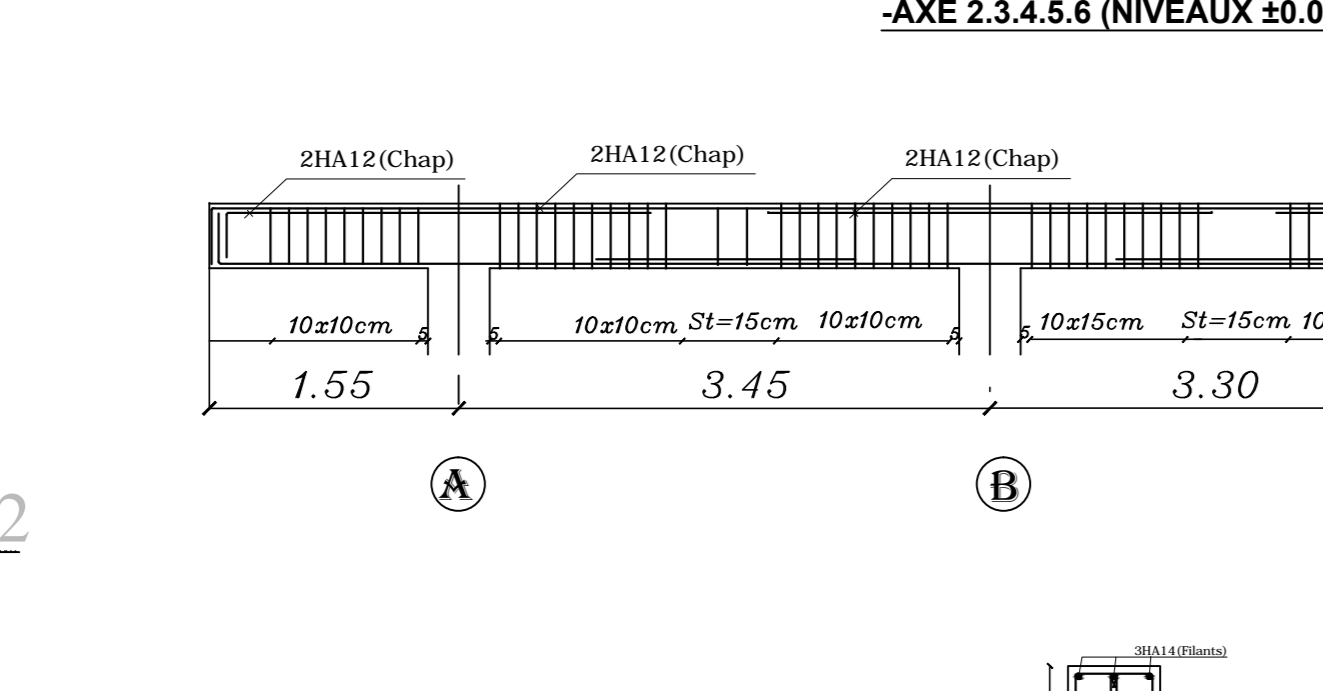
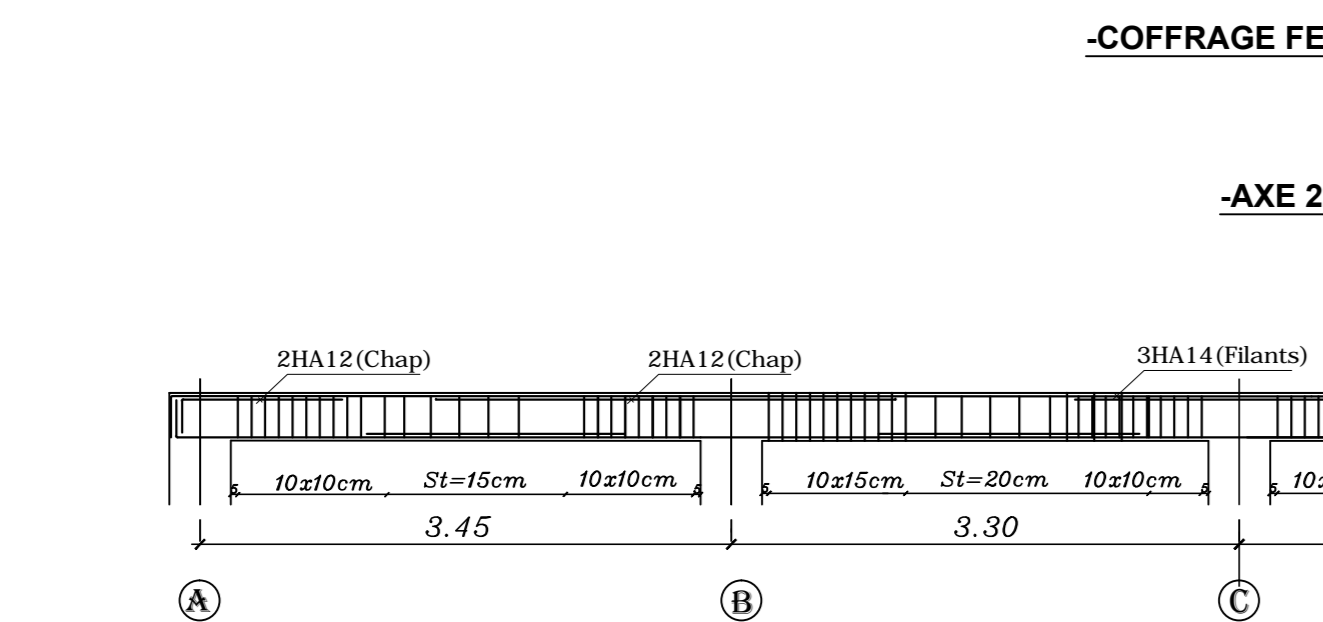
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x35)



FERRAILLAGE DES POTEAUX



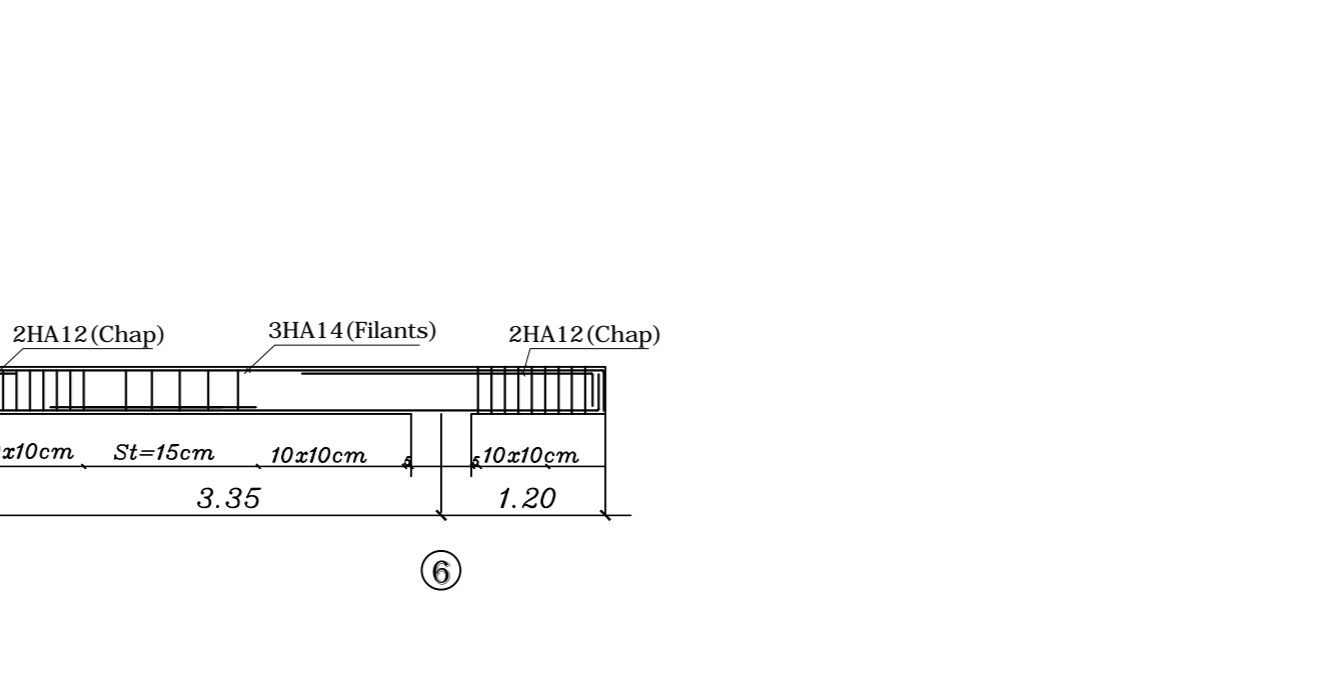
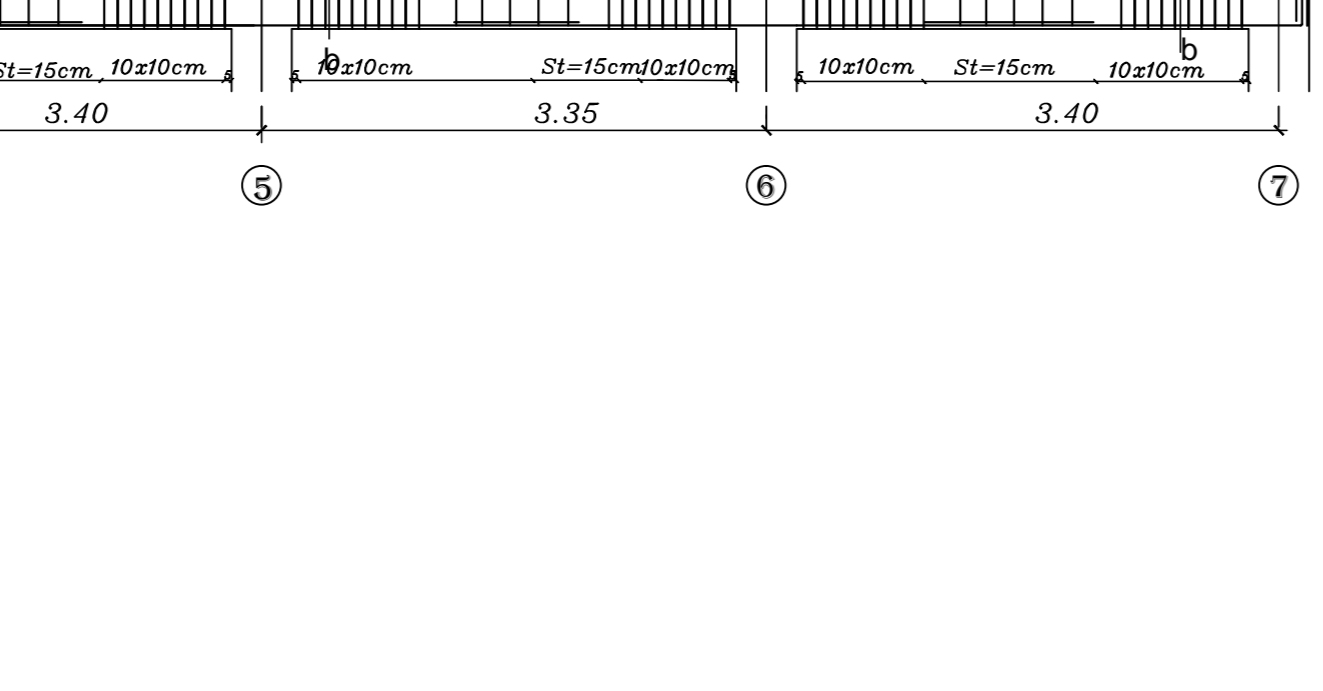
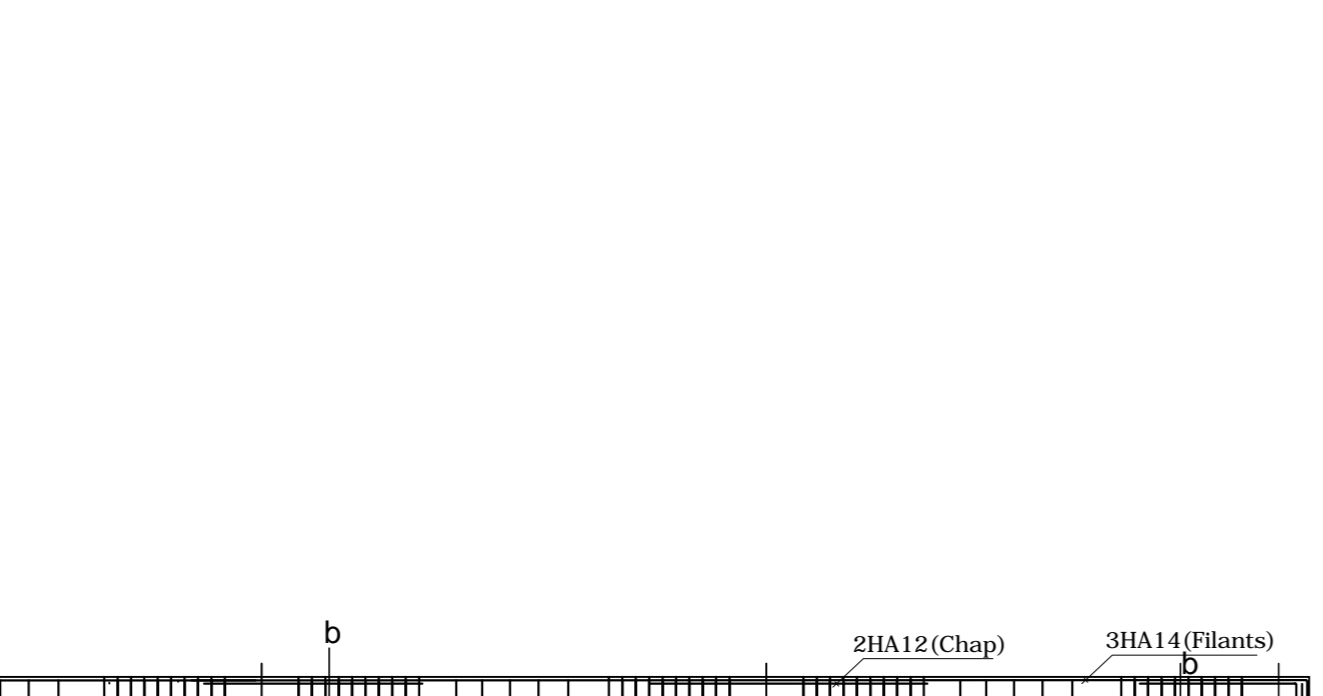
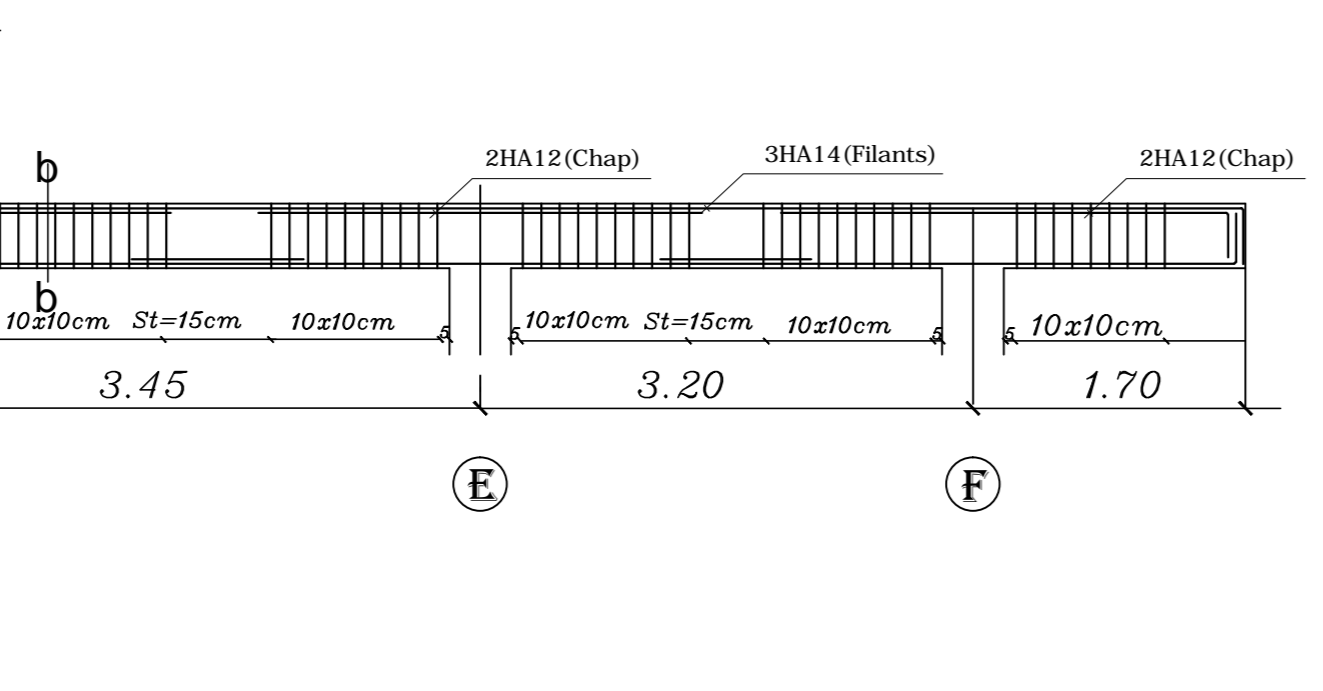
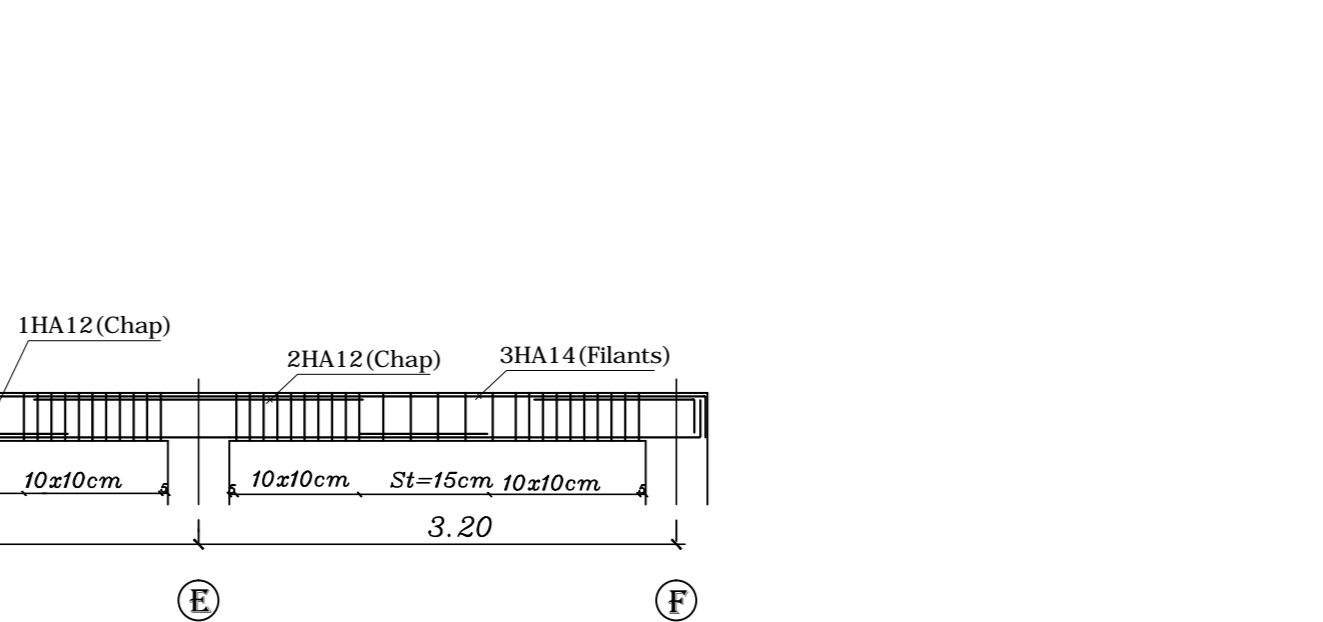
COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x35)



COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35)



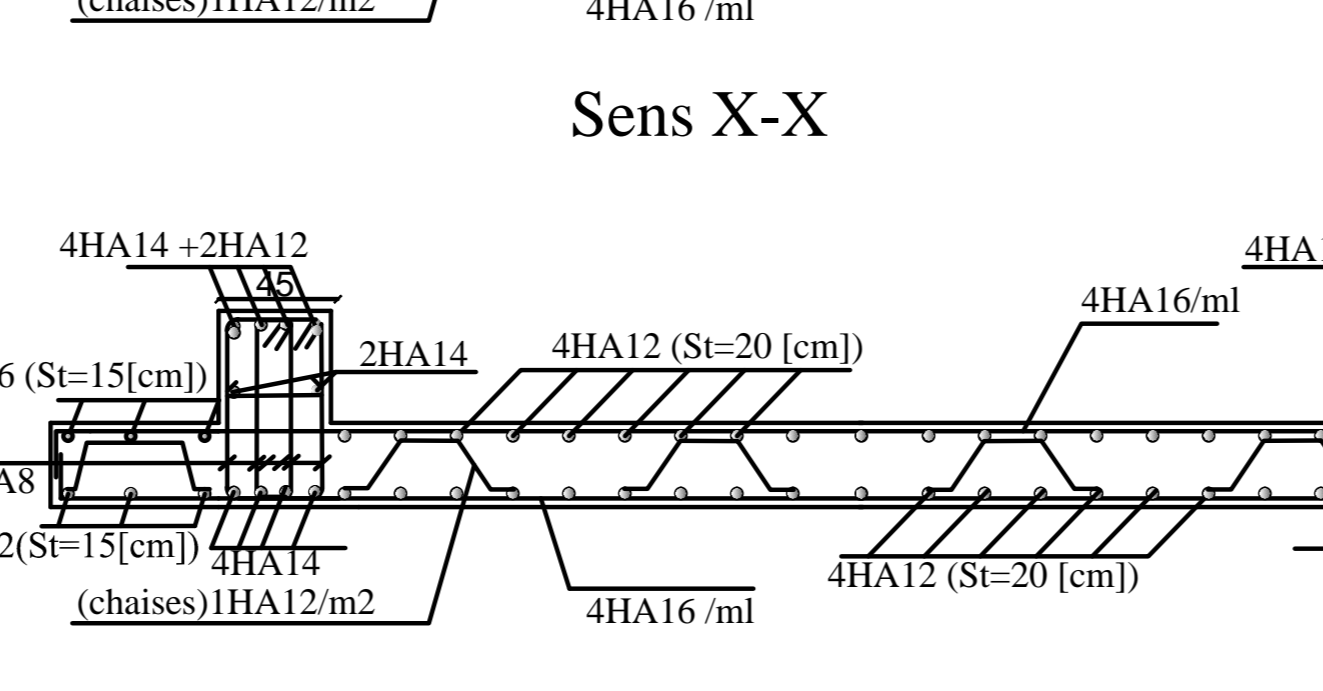
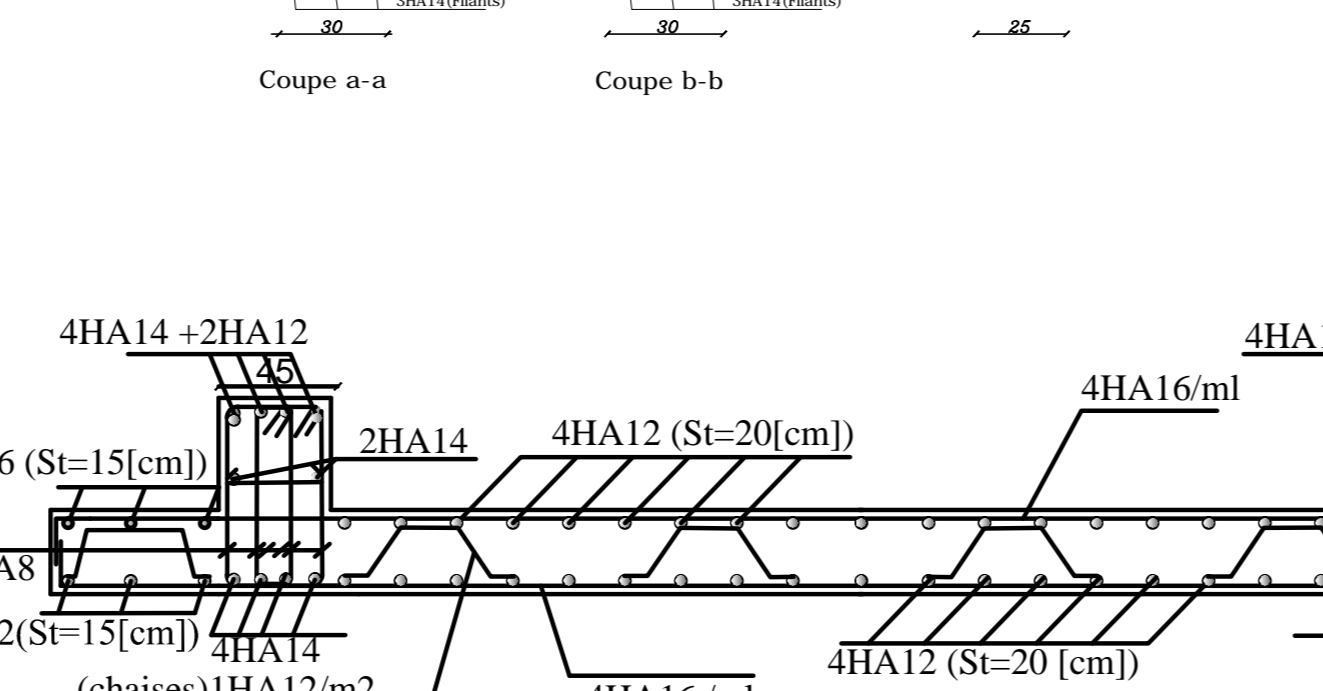
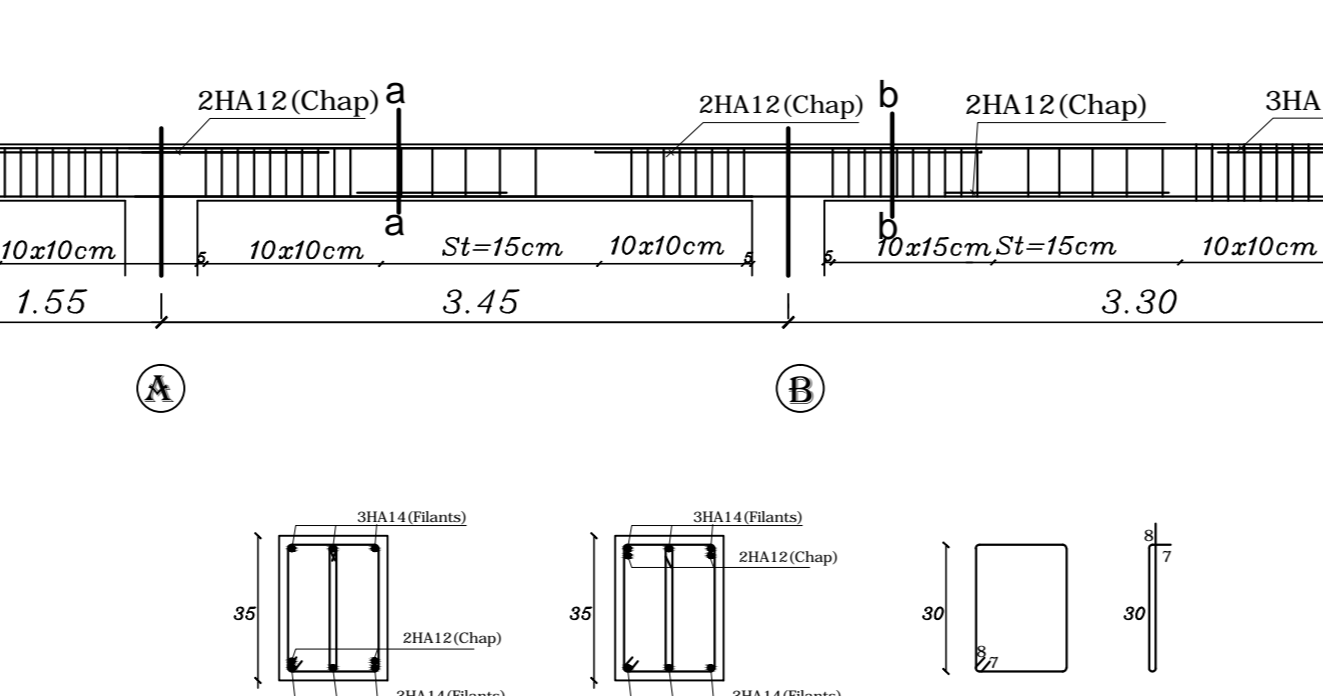
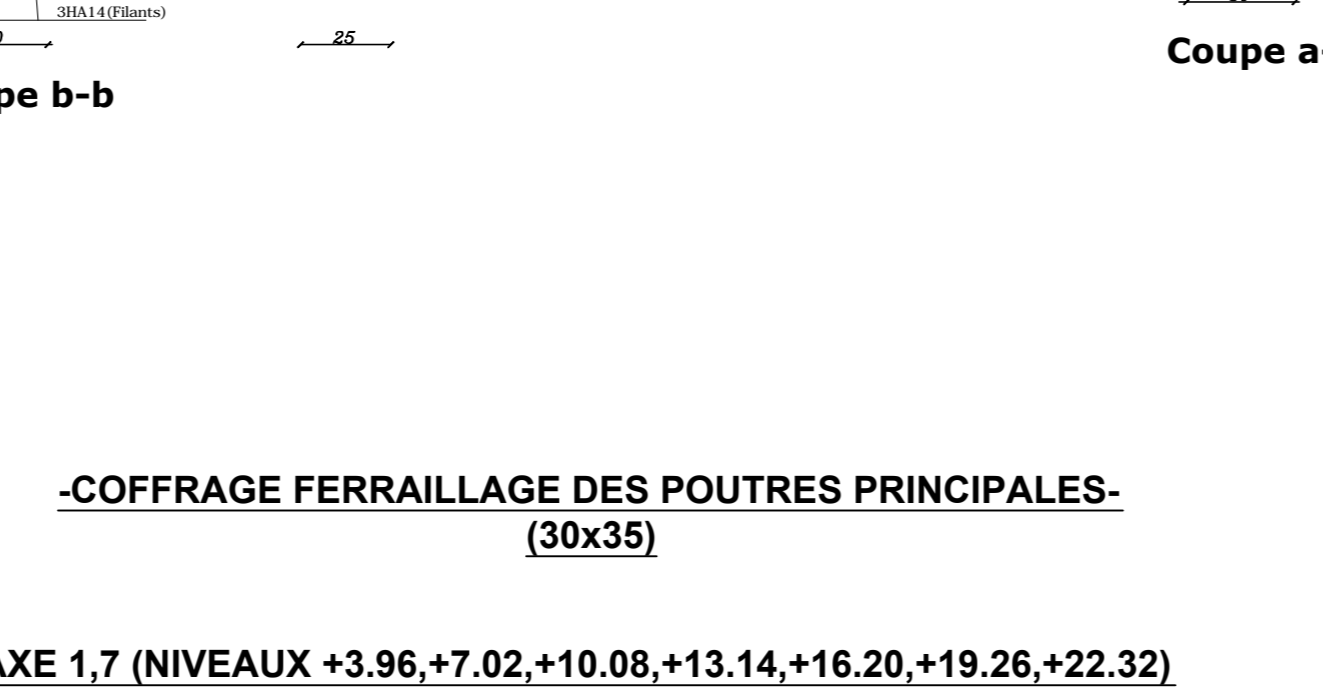
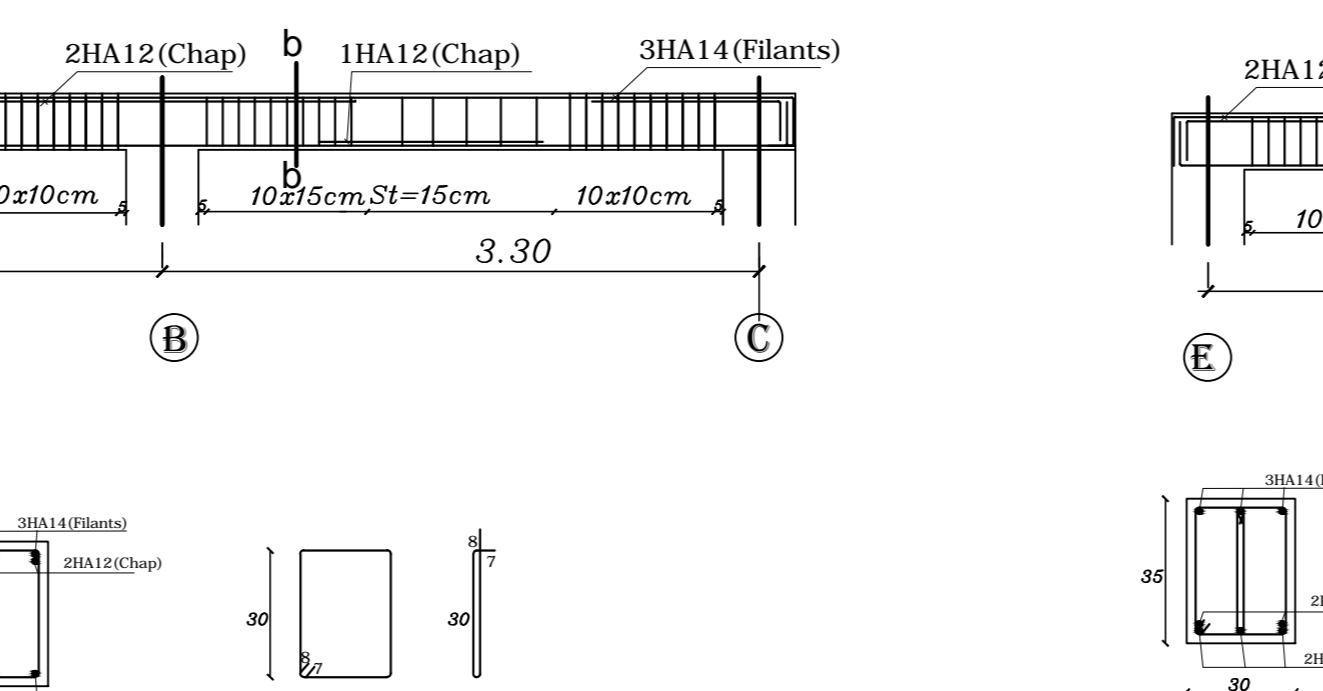
COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x35)



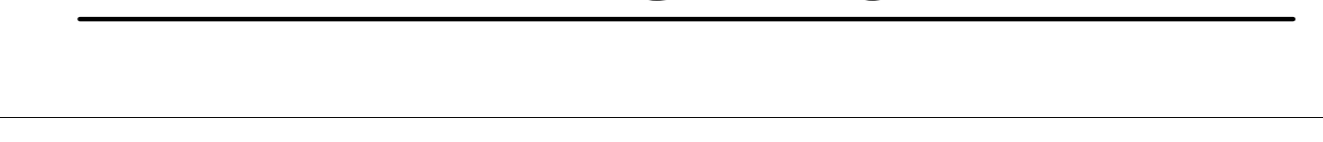
COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35)



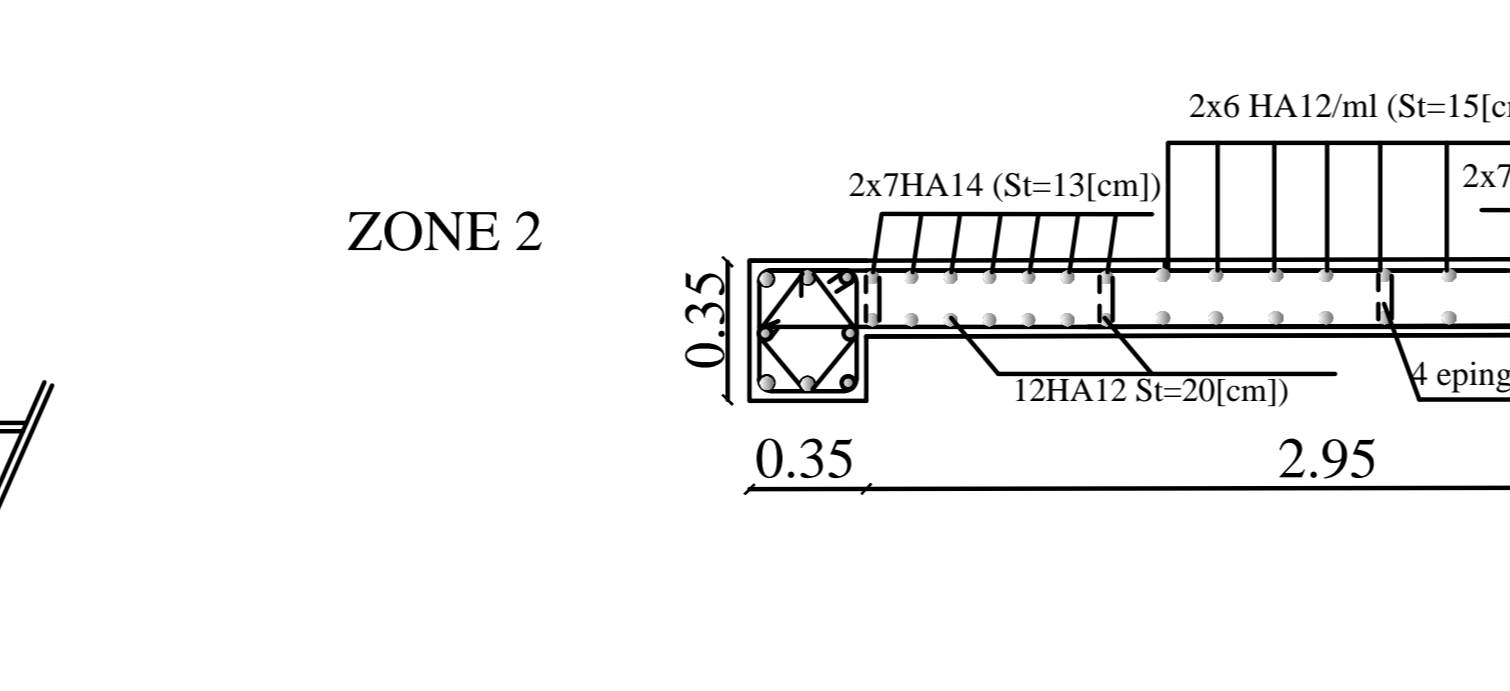
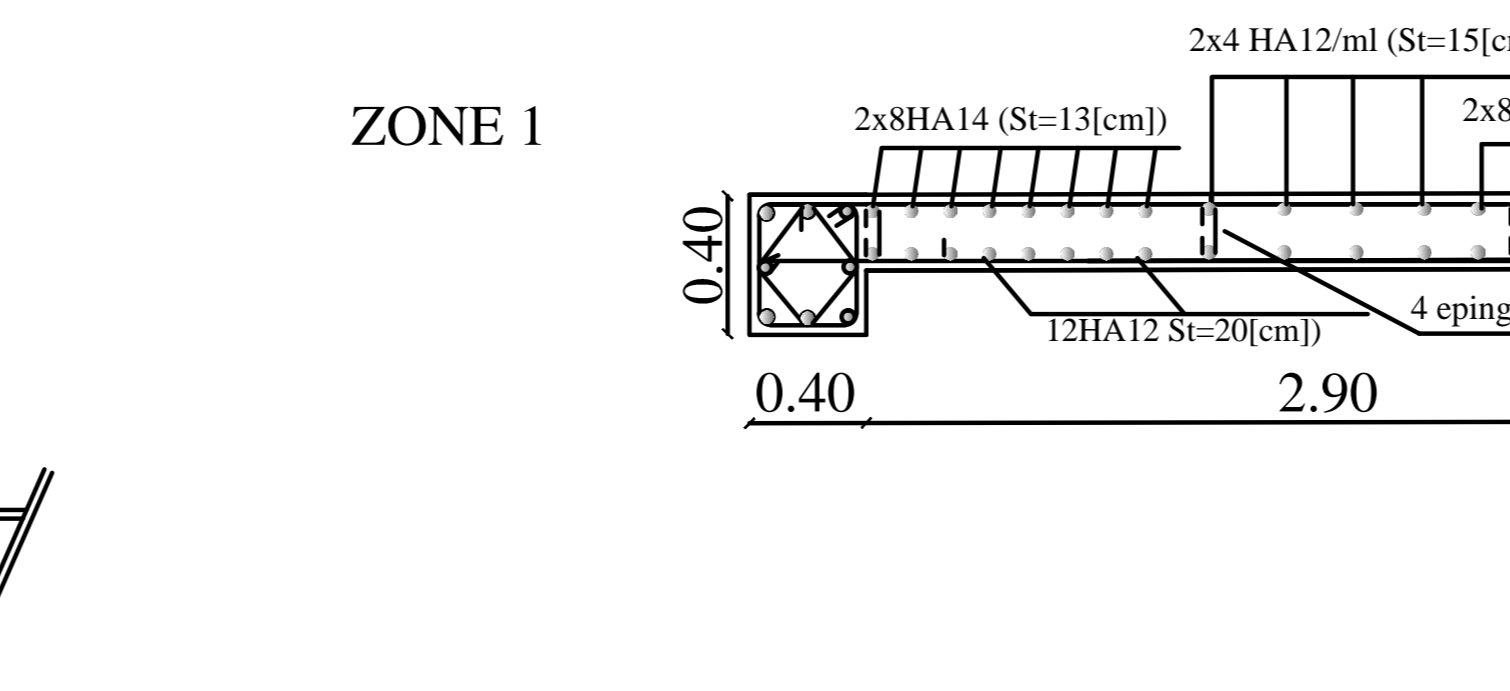
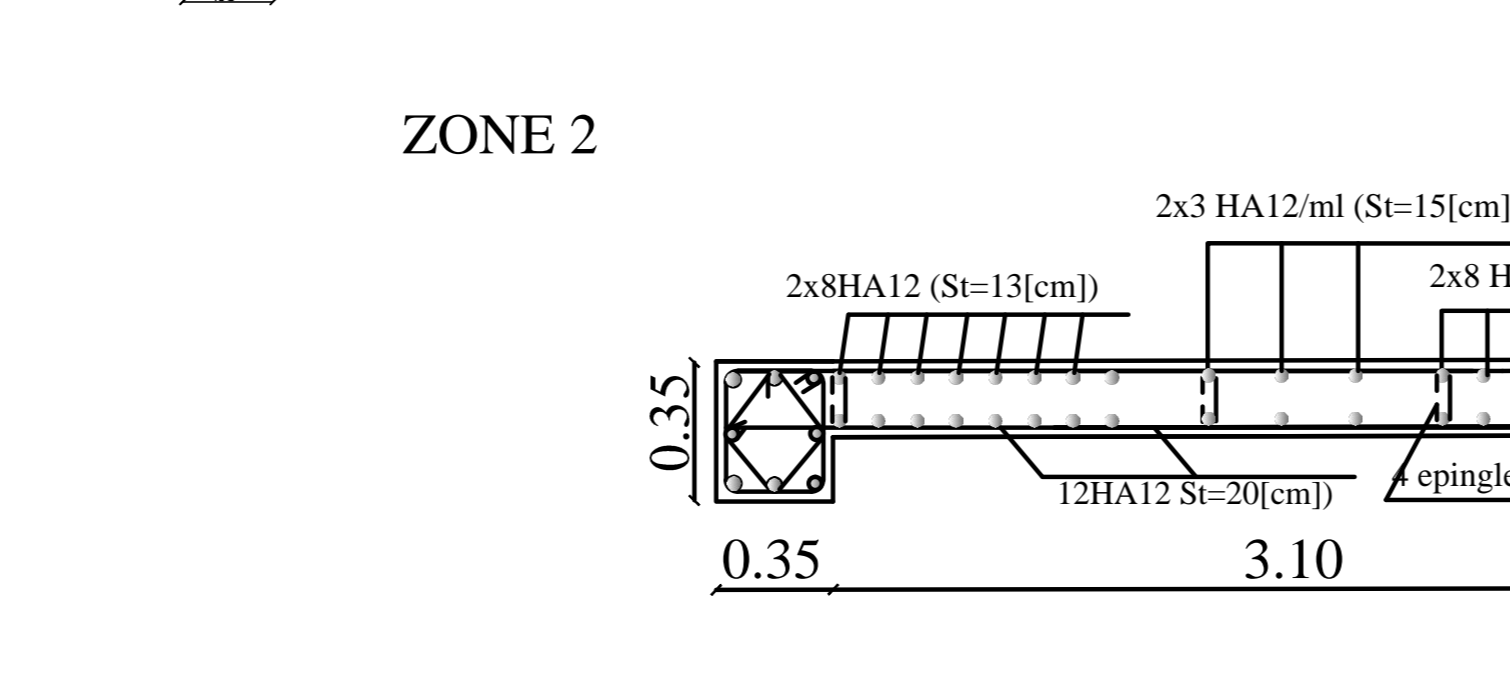
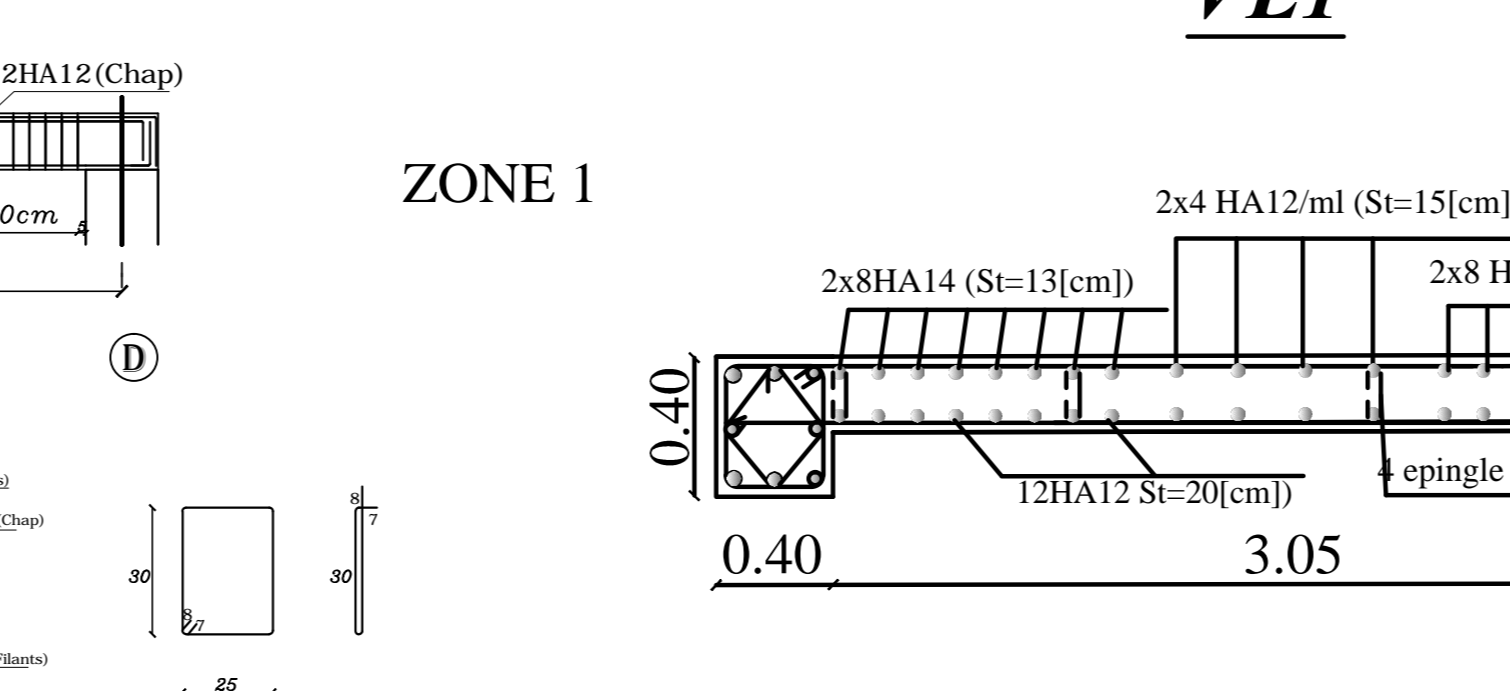
COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x35)



COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35)



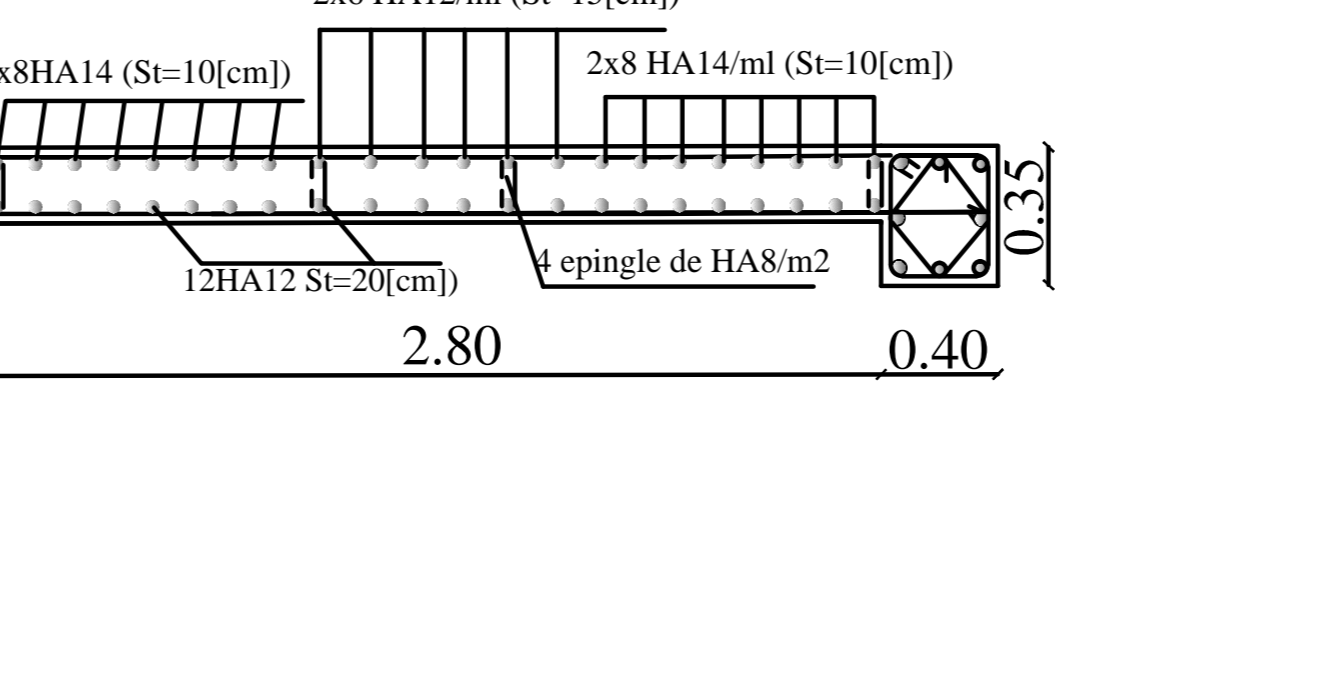
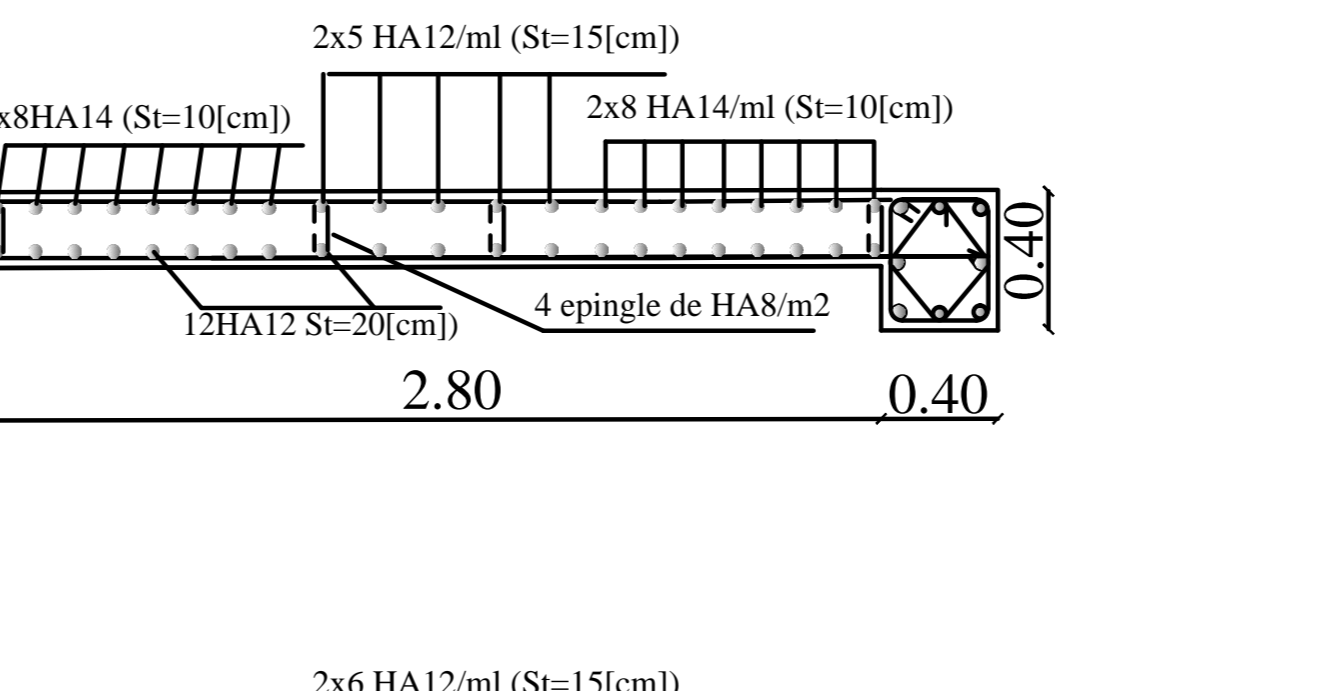
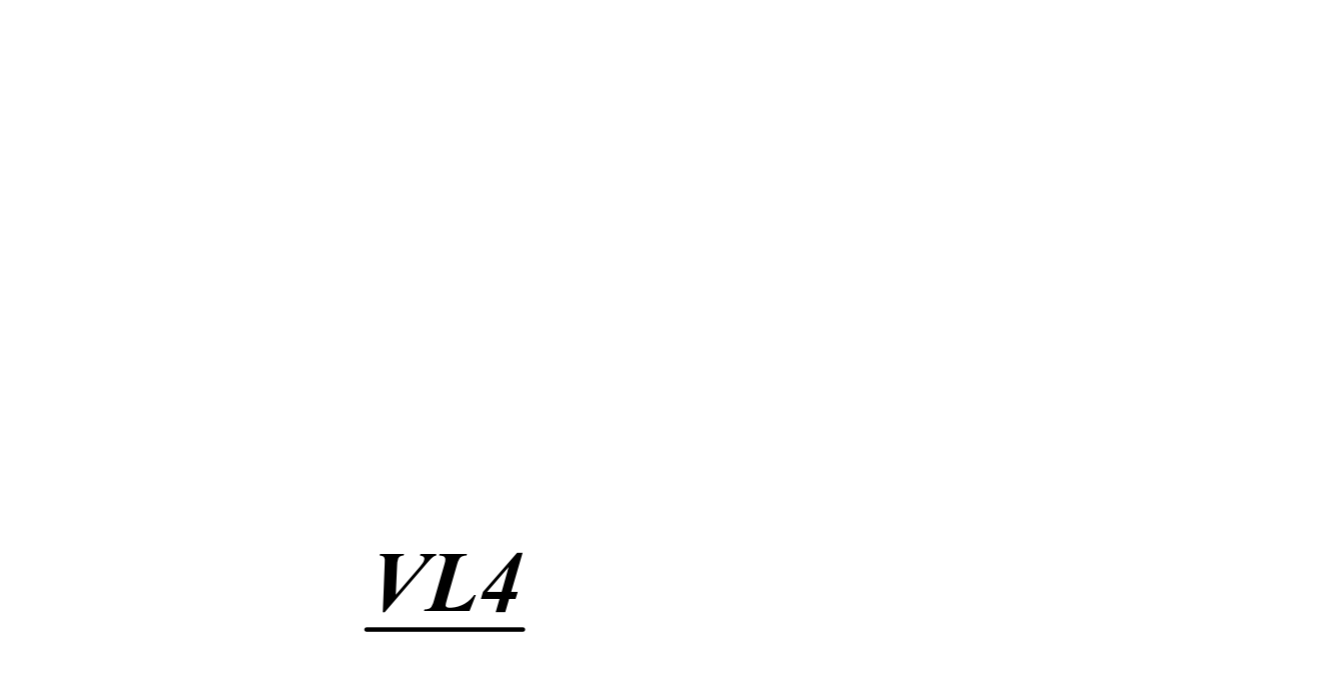
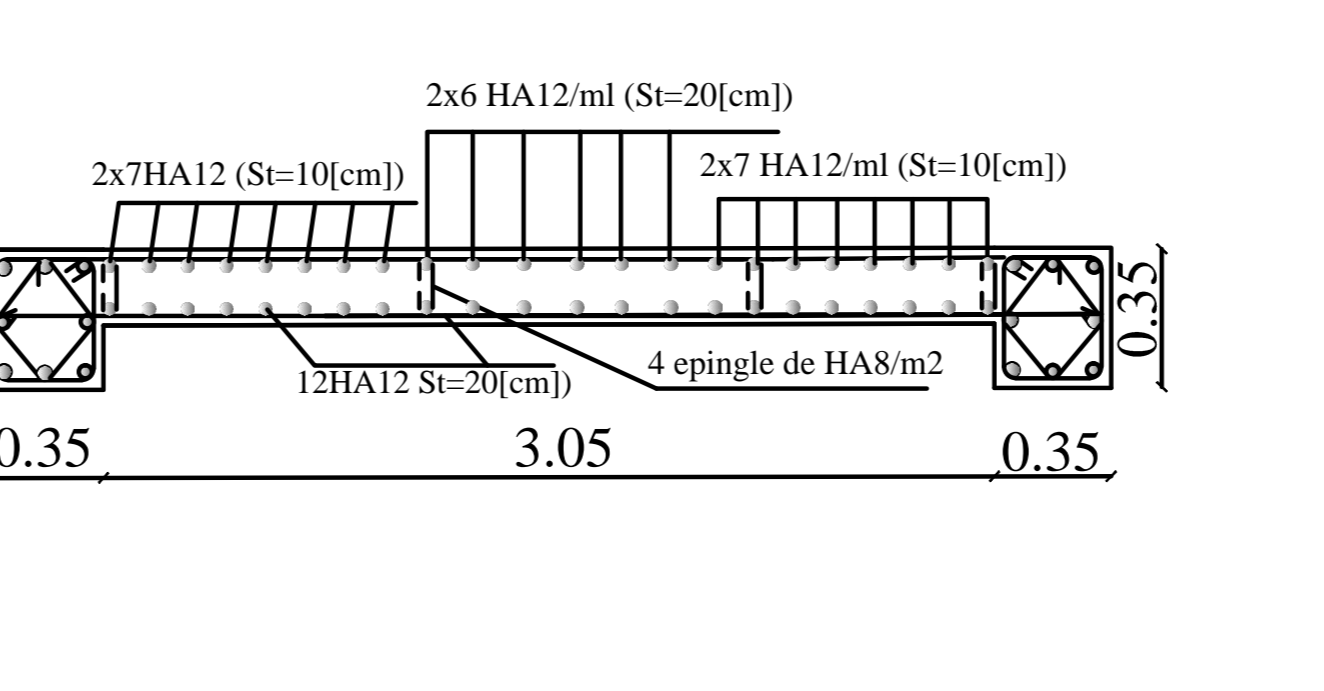
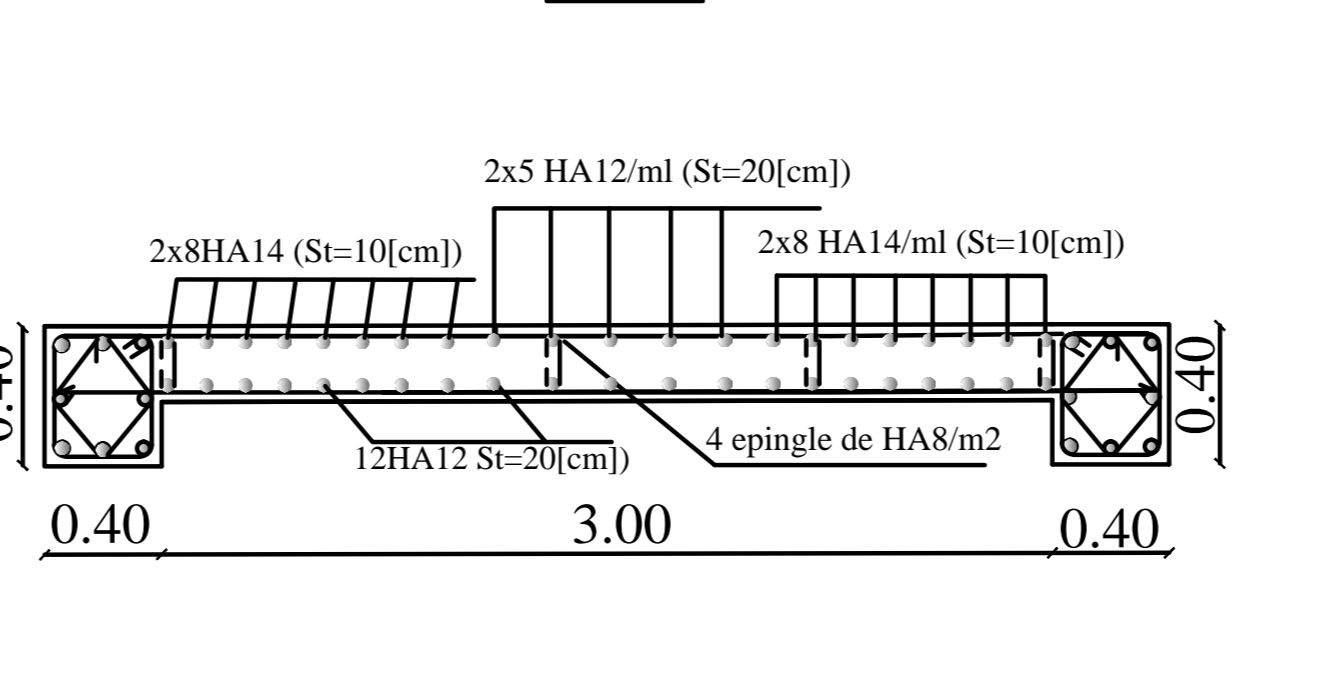
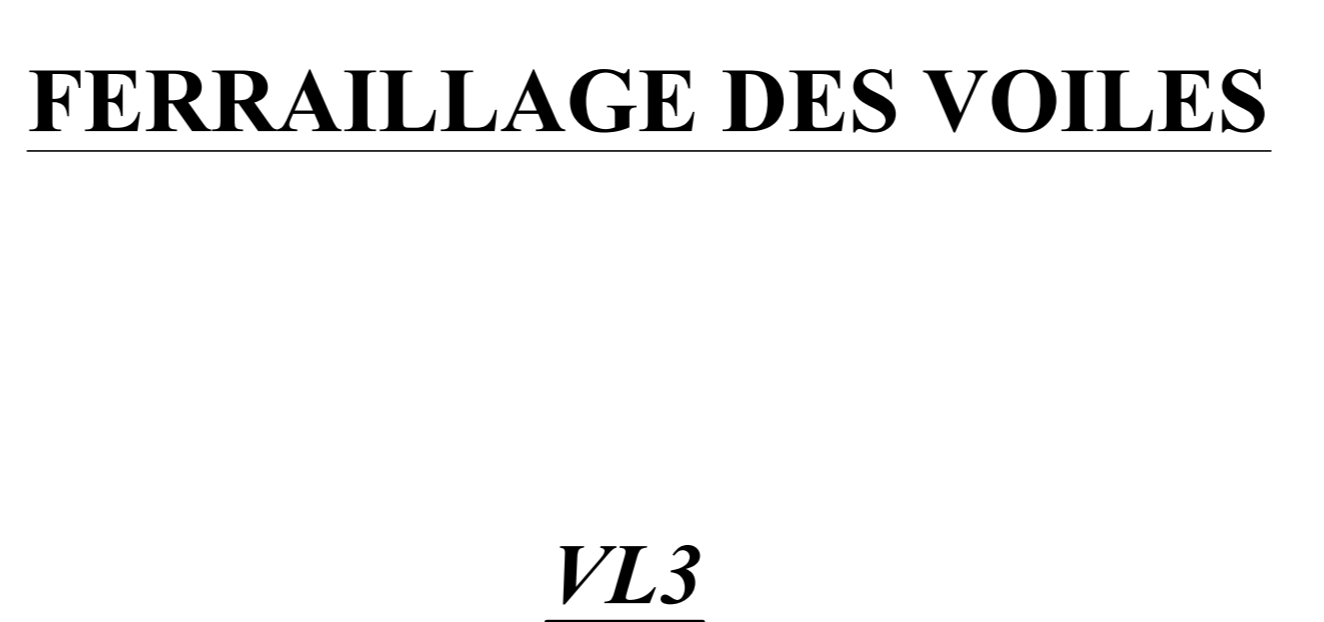
COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x35)



COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35)



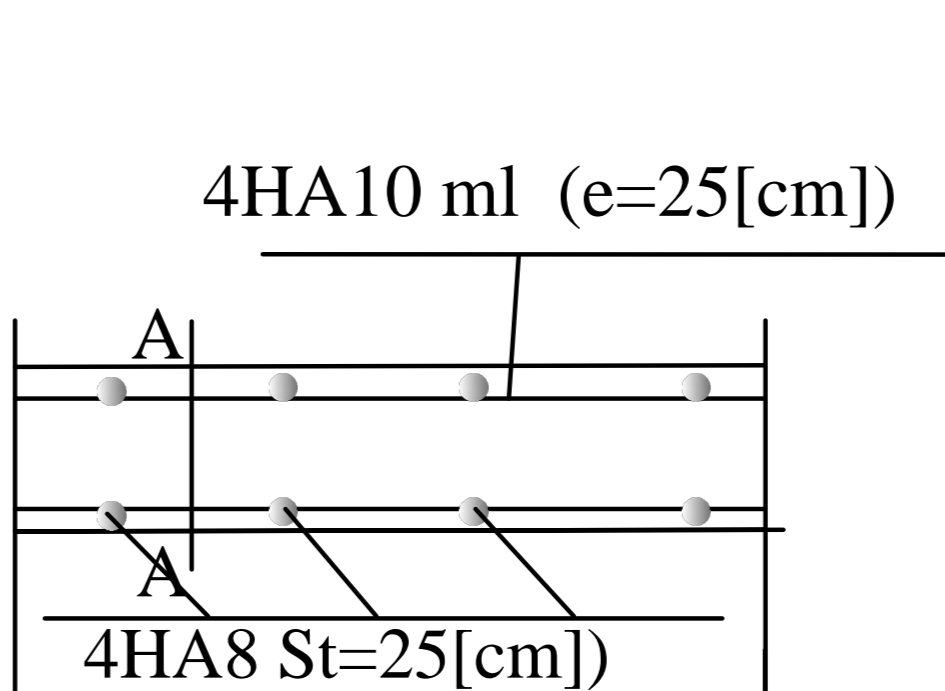
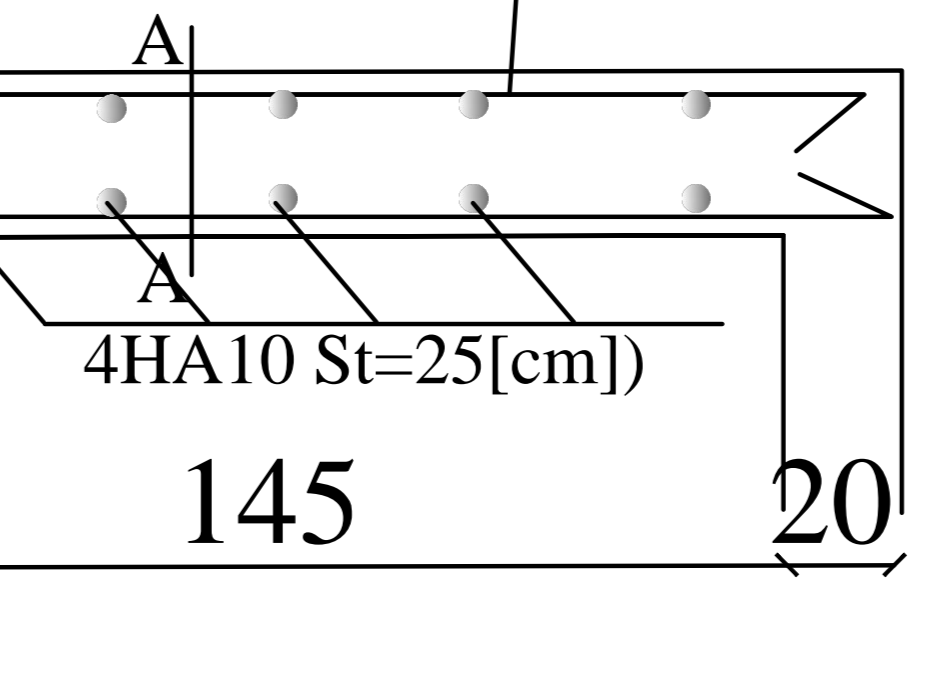
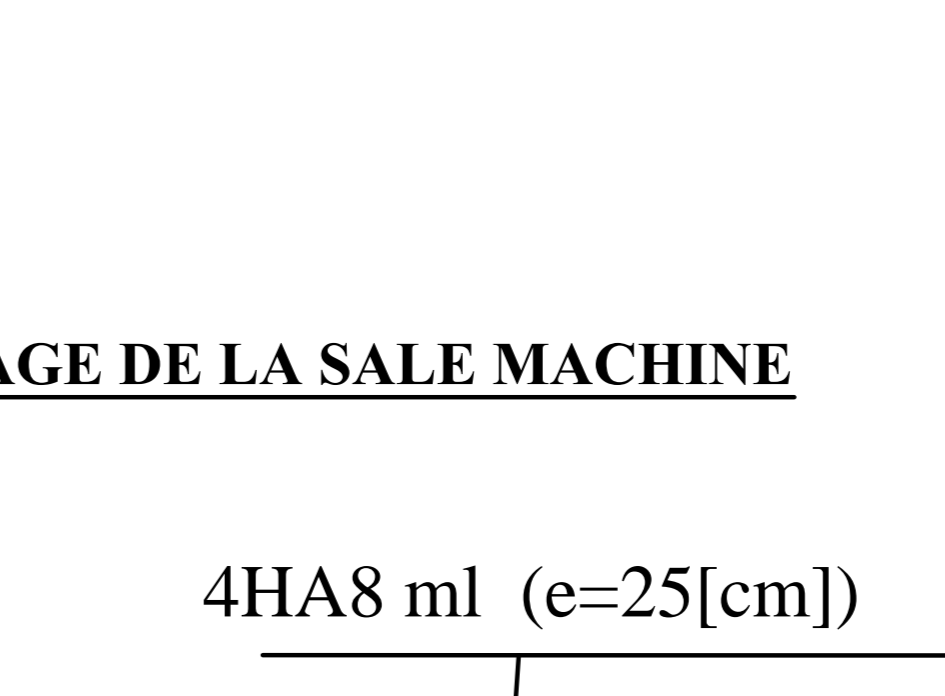
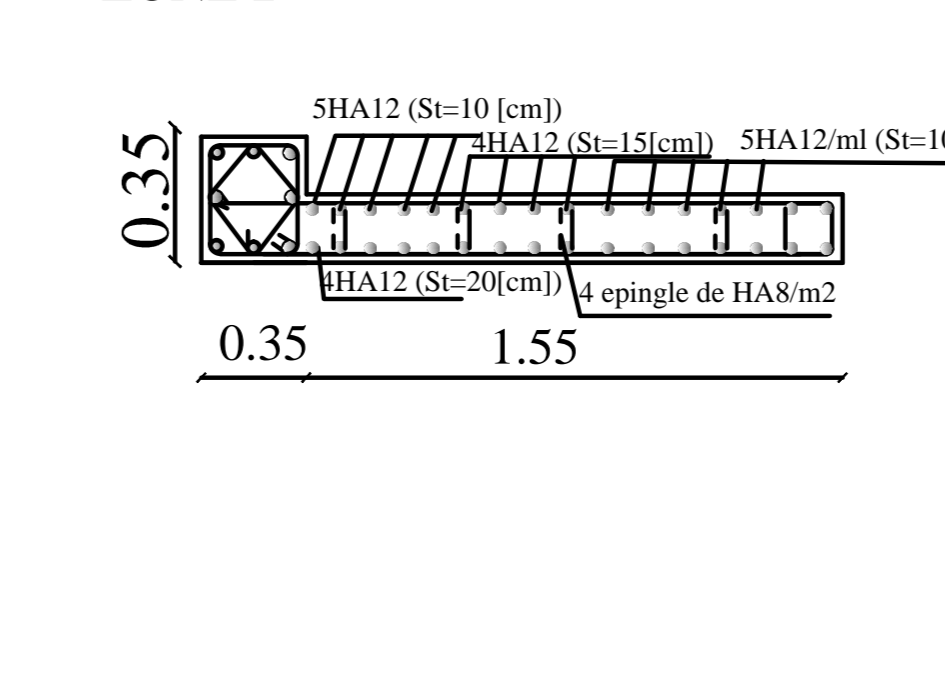
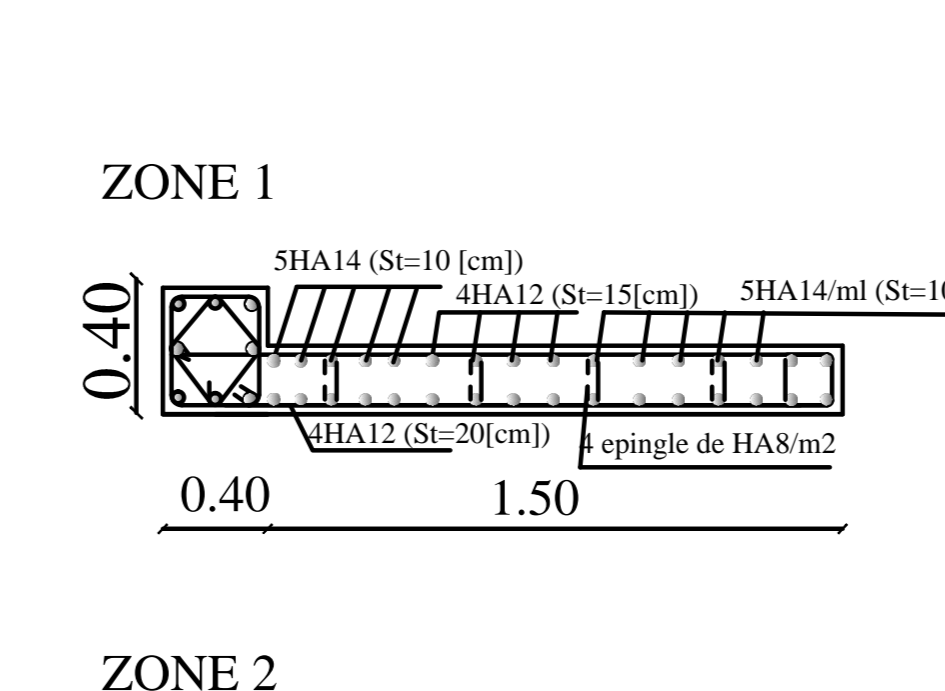
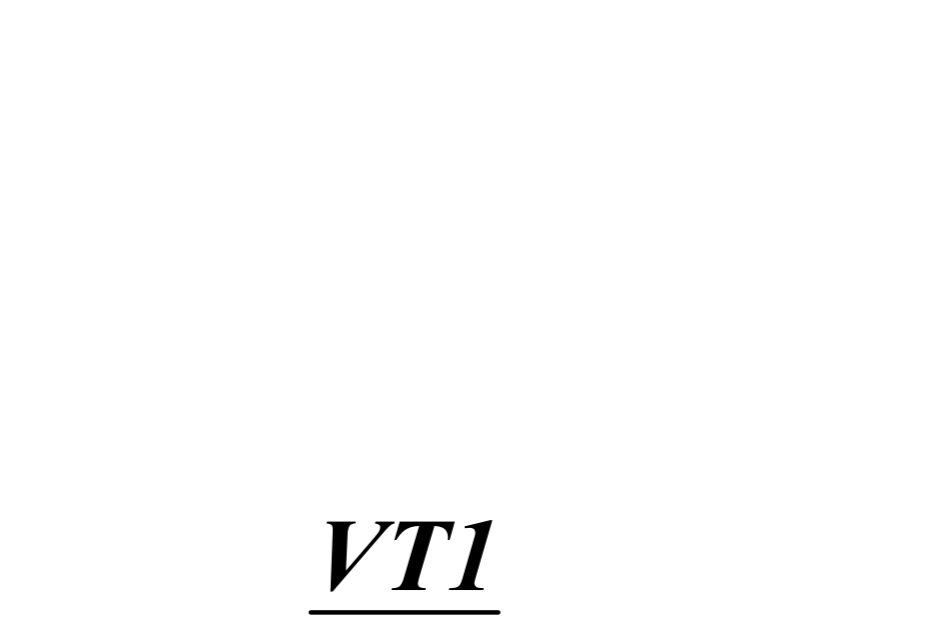
FERRAILLAGE DES VOIES



FERRAILLAGE DE LA SALE MACHINE



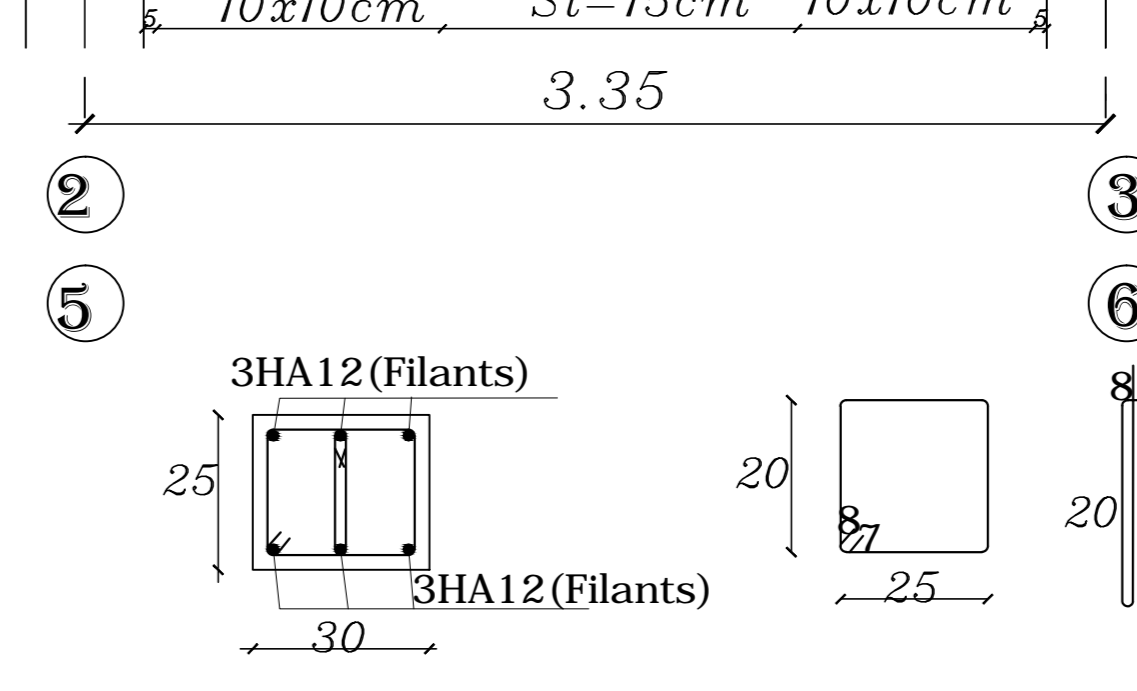
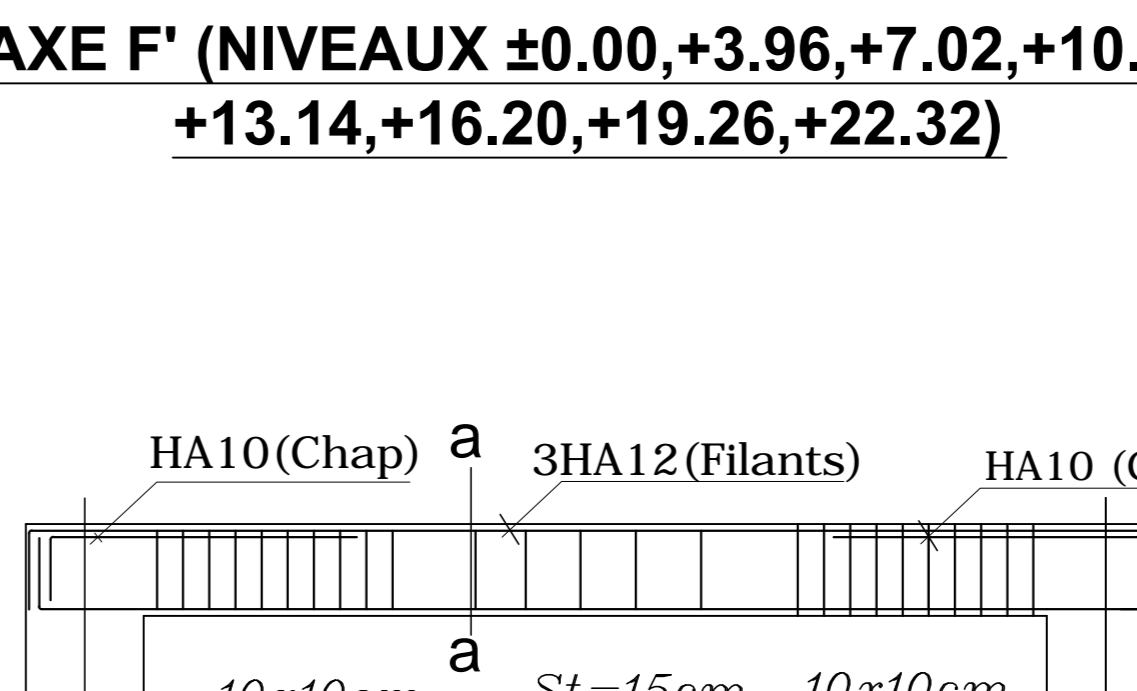
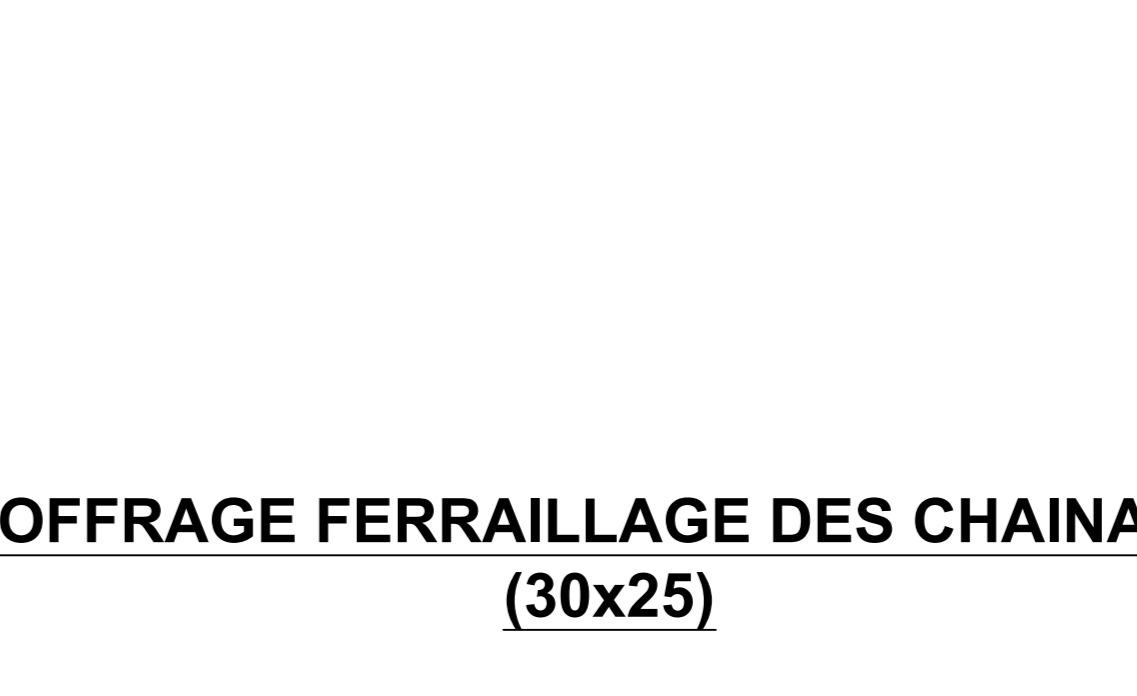
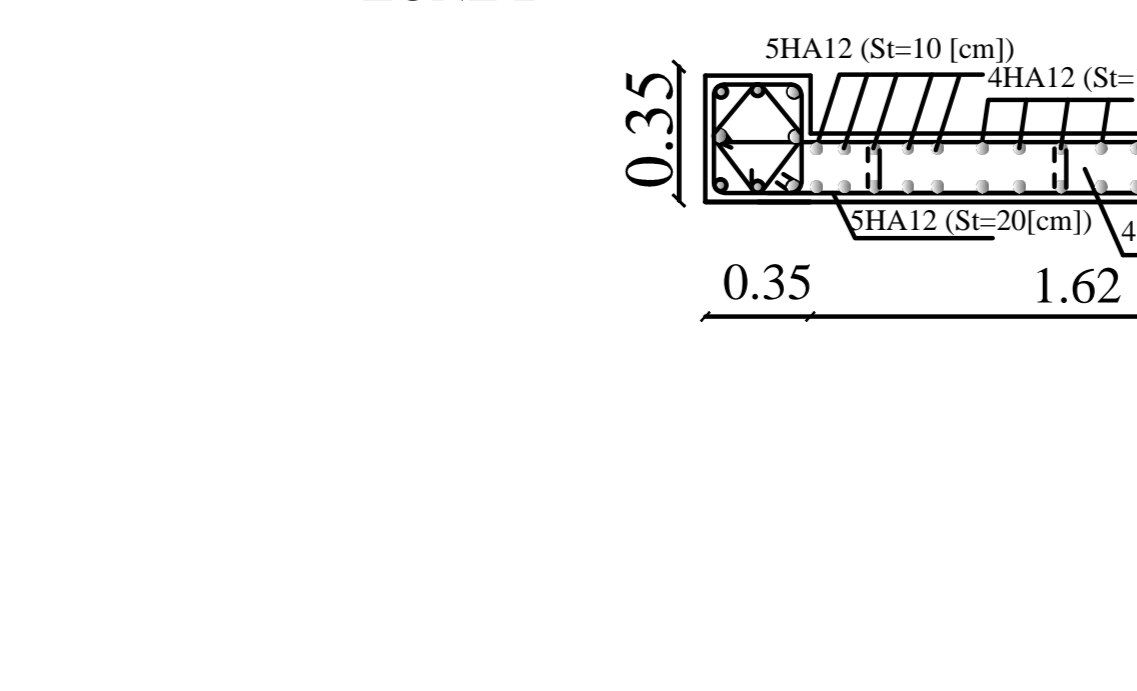
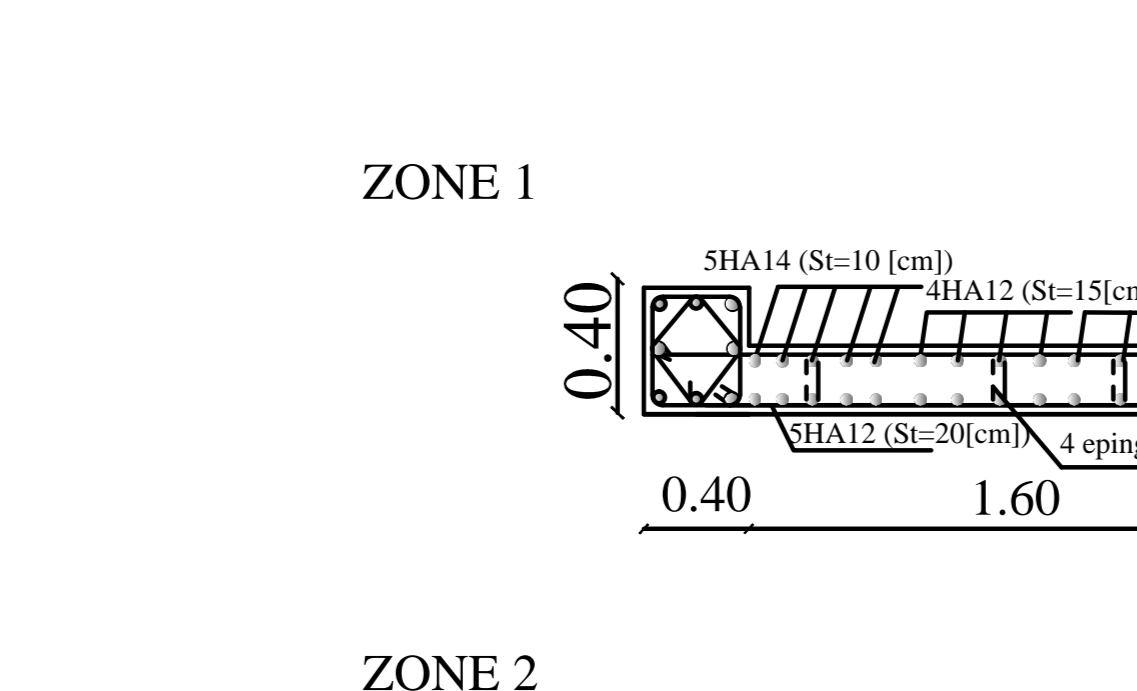
COFFRAGE FERRAILLAGE DES CHAINAGES (30x25)



COFFRAGE FERRAILLAGE DES CHAINAGES (30x25)



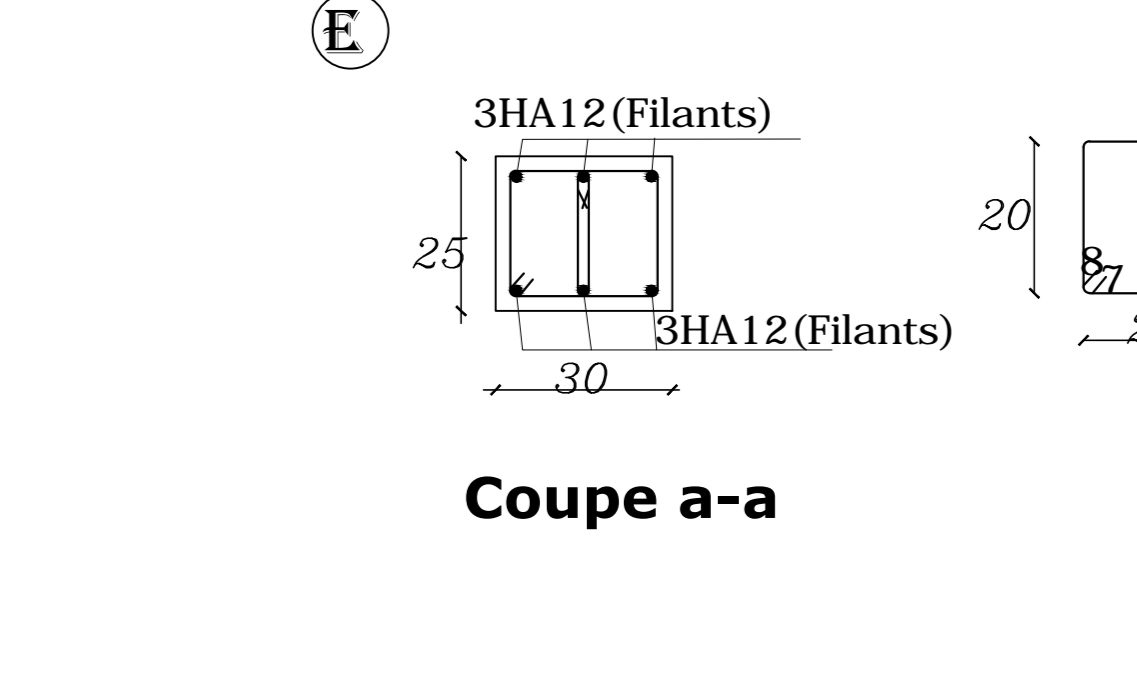
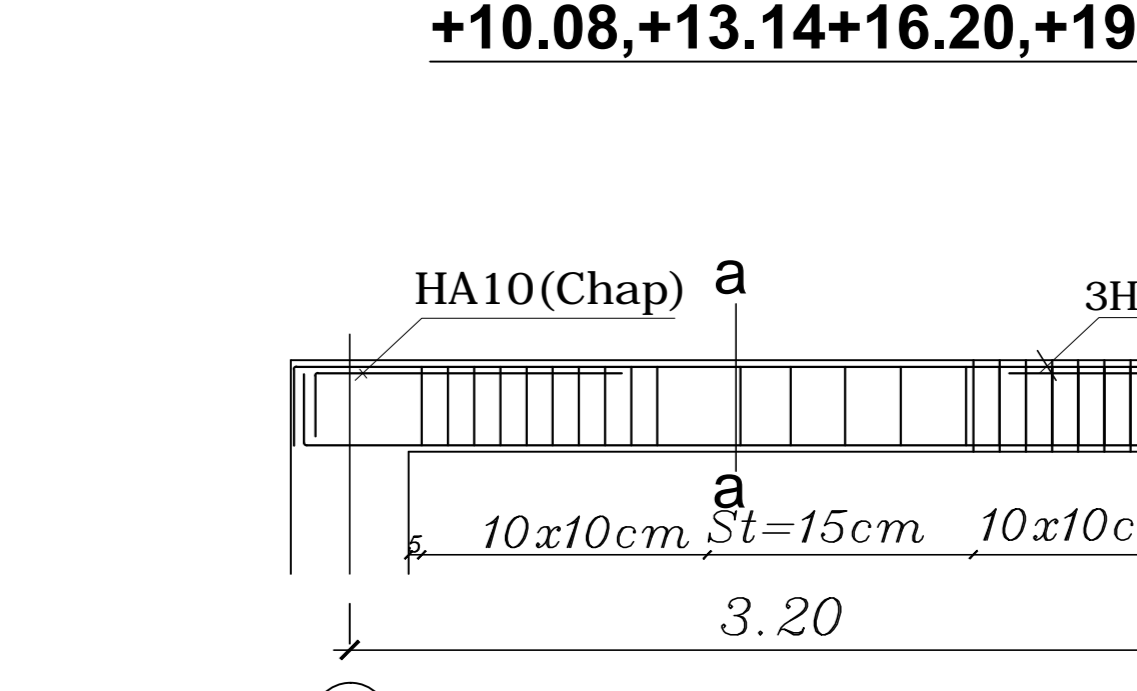
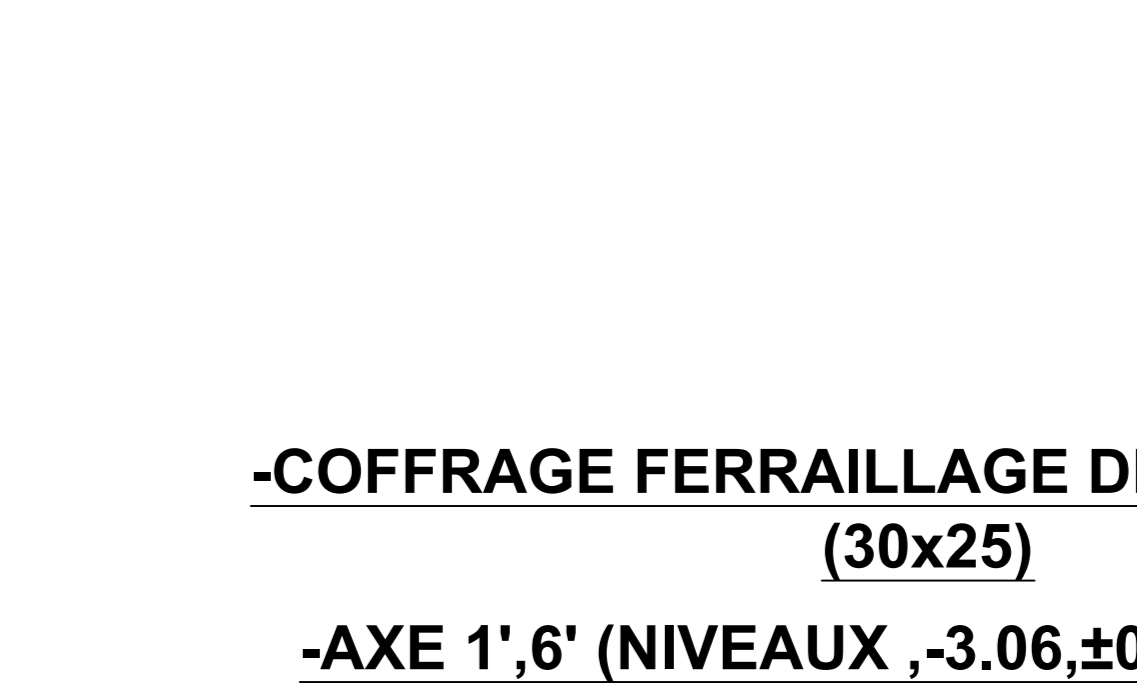
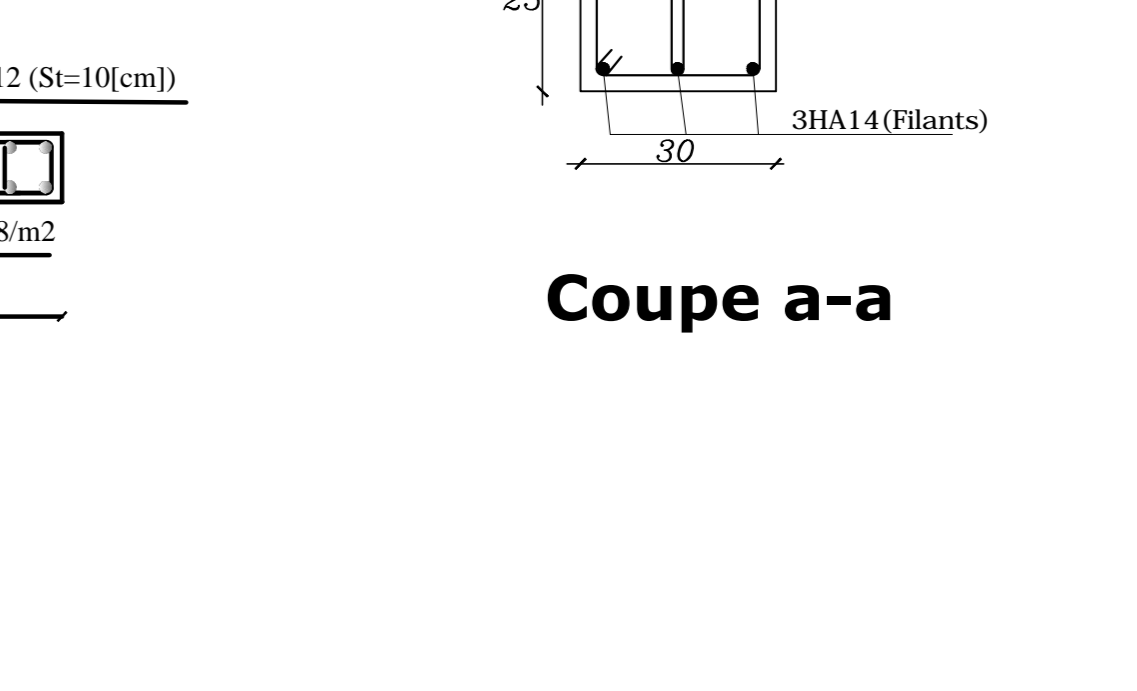
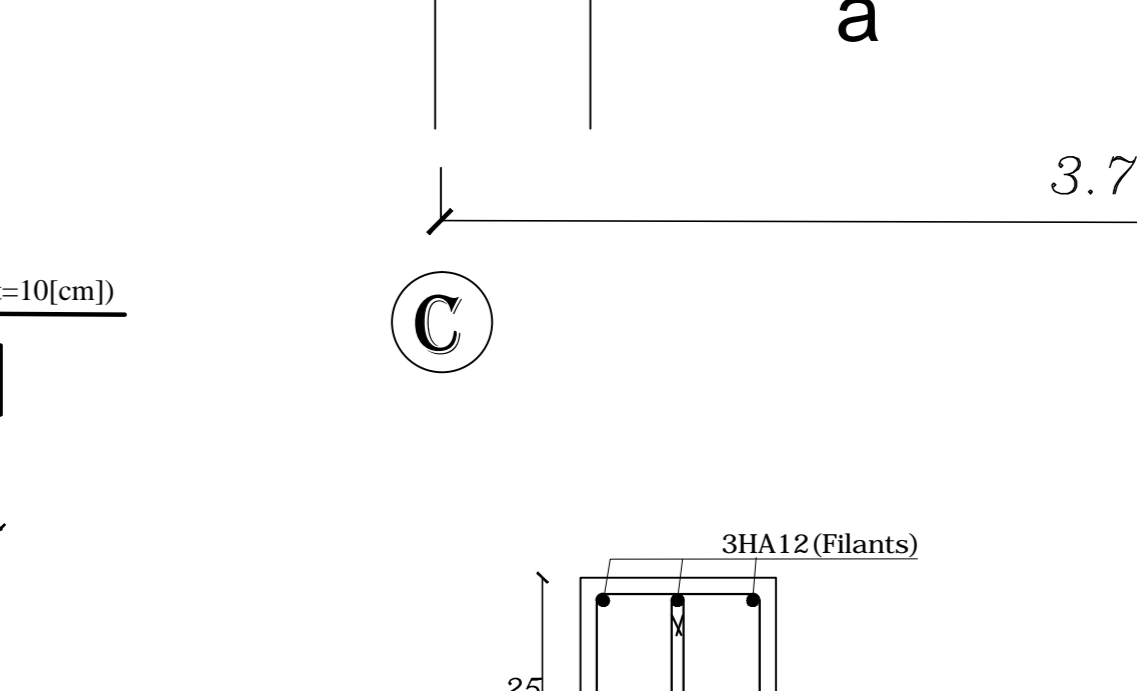
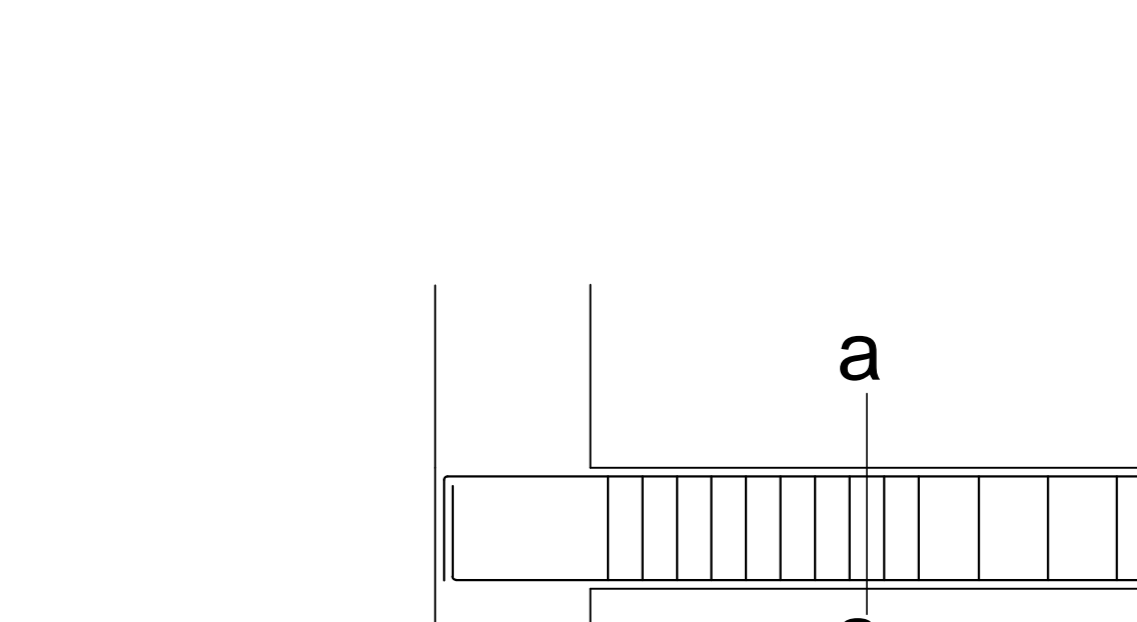
COFFRAGE FERRAILLAGE DES CHAINAGES (30x25)



COFFRAGE FERRAILLAGE DES CHAINAGES (30x25)



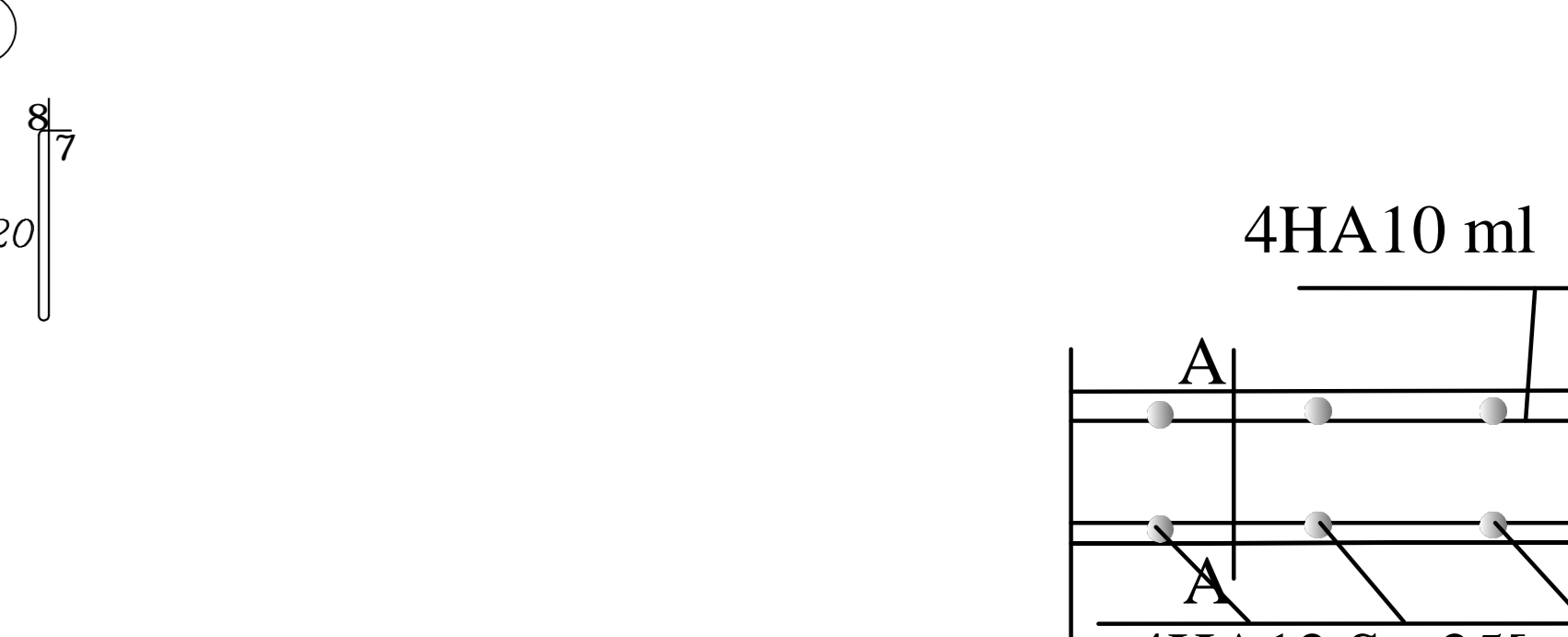
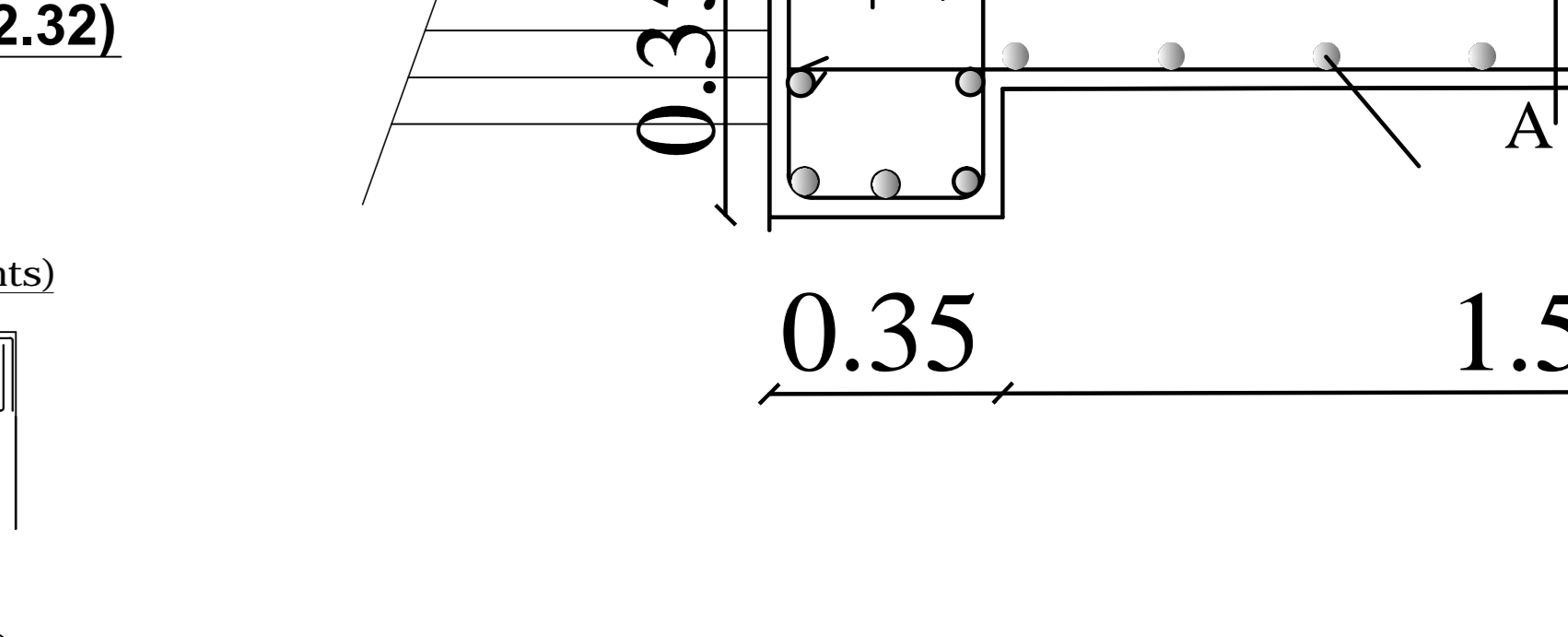
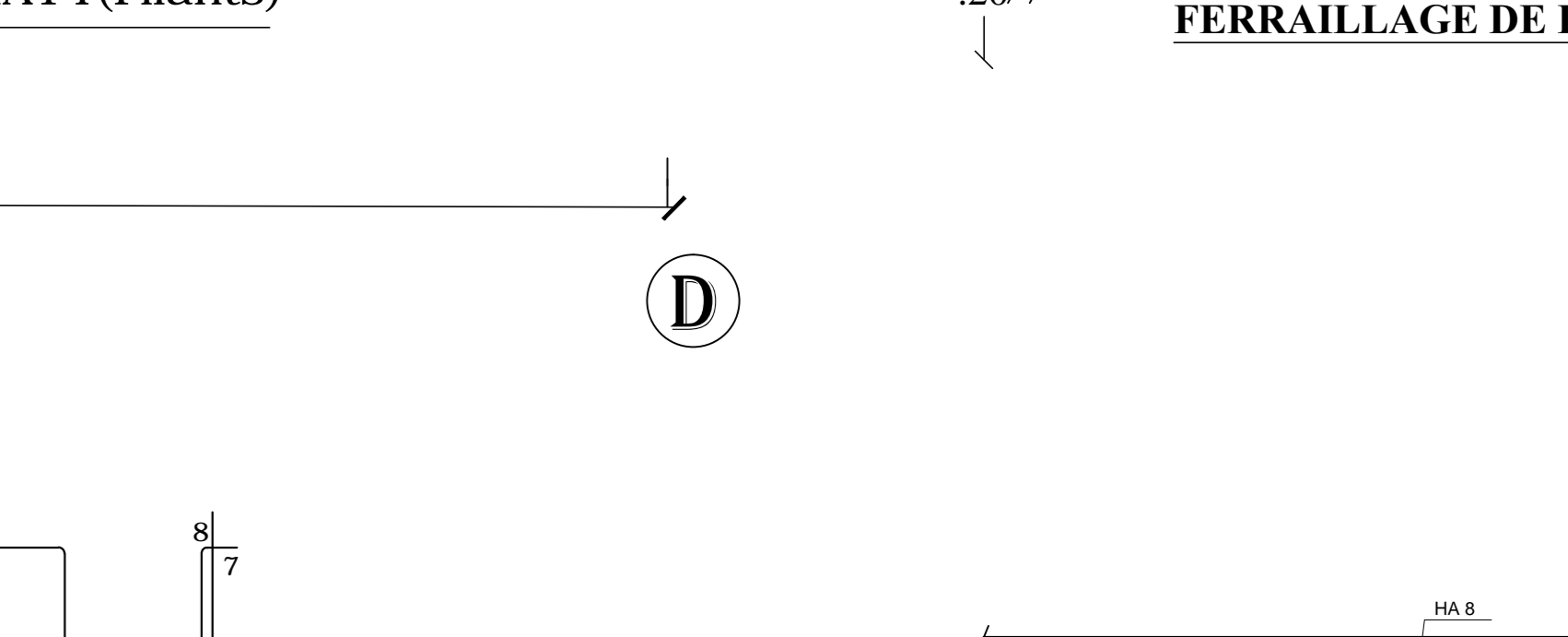
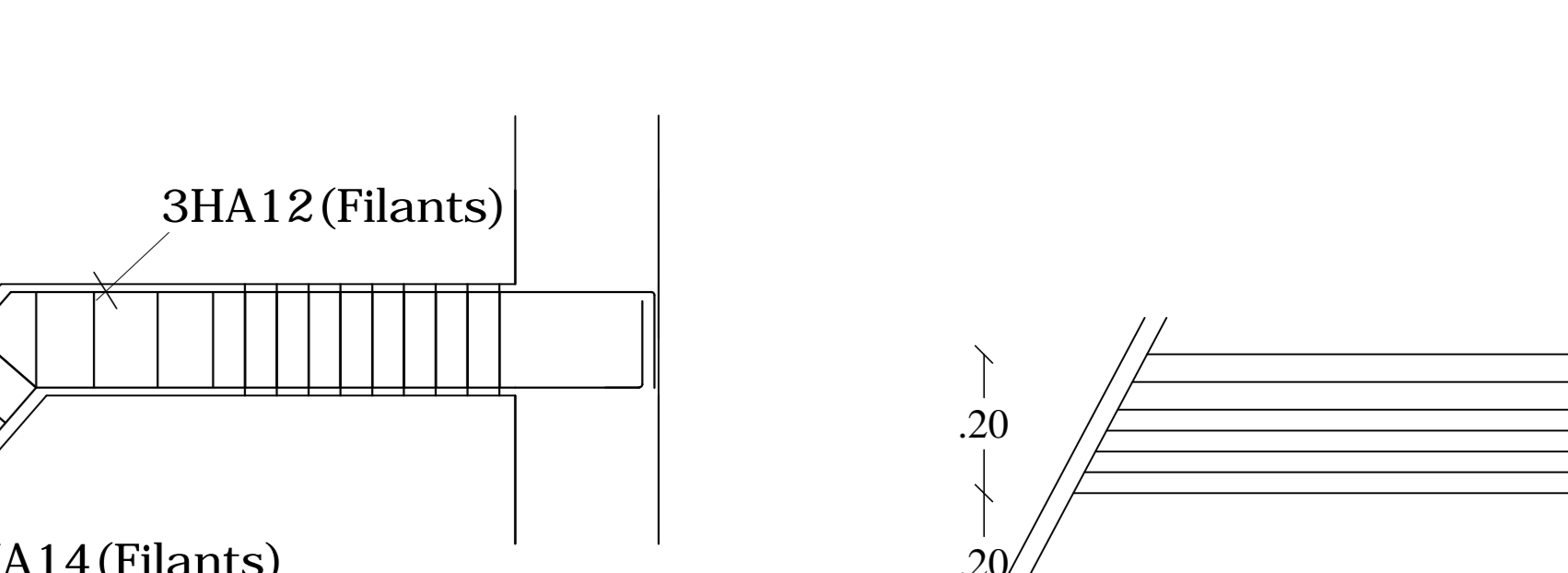
FERRAILLAGE DE L'ACROTERE



FERRAILLAGE DE PLANCHER



FERRAILLAGE DES BALCONS



FERRAILLAGE DU RADIER



Conclusion :

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Suite à l'étude de ce projet, nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETAPS 9.6 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie et nous avons également constaté combien important d'avoir une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

I- Règlements :

- 1- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- 2- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- 3- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 modifiée 99.
- 4- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

II- Ouvrage :

- 1- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé
D'Albert FUENTES
- 2- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**
- 3- Les abaques de **PIGEAUD**