

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de
l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri - Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel en
Génie civil
Option : Construction civile et industrielle

THEME

Etude d'un bâtiment (R+6+2s/s) à usage
multiple contreventé par voiles avec
l'application ETABS



Encadré par :
Mr : MESSIED.M

Réalisé par :
Mr : DJADOUN Hacene
Mr : SADI Kocela

Promotion : 2015/2016

REMERCIEMENTS

*Merci **mon DIEU** de nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce présent travail,*

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur M^r Messied pour avoir aimablement orienté et assidûment diriger ce modeste travail ;

Nous tenons particulièrement à remercier les honorables membres du jury qui nous font l'honneur de corriger et juger notre travail ;

Nos sincères remerciements s'adressent à toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce mémoire, particulièrement M^r ADDER.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail,

À tous ceux qui me sont très chers,

Mes parents, que dieu les protèges,

Mes frères et mes sœurs,

Ma très chère Cherifa,

Ma grande mère maternelle à qui je souhaite une longue vie,

À la mémoire de ma grande mère,

Toute la promotion "CCJ" 2015/2016.

Hacène. Dj

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail,

À tous ceux qui me sont très chers,

Mon père, paix sur son âme,

Ma mère, que dieu la protège,

Mes frères et mes sœurs,

Toute ma grande famille,

Tous mes amis,

Toute la promotion "TGI" 2015/2016.

KOTÉLĀ

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1) Description de l'ouvrage	1
I-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I-3) Eléments de l'ouvrage	1
I-4) Règlements utilisé	2
I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	2

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT

II-1) Charges et surcharges	8
II-2) Pre dimensionnement des poteaux	9
II-3) Pre dimensionnement des poutres	10
II-4) Pre dimensionnement des planchers	11
II-5) Pre dimensionnement des voiles.....	13
II-6) Descente de charges.....	14

Chapitre III : CALCULE DES ELEMENTS

III-1) L'acrotère.....	20
III-2) Balcons.....	26
III-3) Escaliers.....	32
III-4) Salle machine.....	57
III-5) Plancher.....	65

Chapitre IV : MODILISATION ET VERIFICATION DE RPA

IV-1) Introduction	81
IV-2) Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)	81
IV-3) Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3).....	81
IV-4) Modélisation de la structure	82
IV-5) Vérification des résultats du logiciel selon le (RPA99/2003).....	85

Chapitres V : FICHER RESULTATS

V-1) Introduction	99
V-2) Les efforts internes pour les poteaux	99
V-3) Les efforts internes dans les poutres	103
V-4) Les efforts dans les voiles.....	106

Chapitre VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

VI-1) Introduction	109
VI-2) Ferrailage des poteaux	109
VI-3) Ferrailage des poutres.....	129
VI-4) Ferrailage des voiles.....	145

Chapitre VII :**CALCUL DU MUR PLAQUE**

VII-1) Introduction.....	168
VII-2) Méthodes de calcul.....	168
VII-3) Prescription du RPA 2003.....	168
VII-4) Détermination des sollicitations.....	170
VII-5) Ferrailage du mur plaque.....	172
VII-6) Vérification a l'ELS.....	175

Chapitre VIII :**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VIII-1) Introduction.....	177
VIII.2) Choix du type de fondation.....	177
VIII.3) Etude du sol de fondation.....	178
VIII.4) Dimensionnement.....	178
VIII.5) Etude du radier général	182
VIII.6) Ferrailage de la dalle.....	190
VIII.7) Ferrailage de débord	196
VIII.8) Ferrailage de la nervure.....	197

Conclusion**Bibliographie**

INTRODUCTION GENERALE :

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire, et d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire.

Les bâtiments et les travaux publics sont deux grands domaines au sein du génie civil, le travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : **l'évaluation des charges** et la **résistance des matériaux**.

L'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale.

L'objectif final visé est d'acquérir la méthode et la rigueur d'analyse des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier.

Le travail de calcul et de vérification est mené en respectant les étapes suivantes:

- Avant tous calculs, la première phase consiste à examiner toutes les données du projet, décrire la situation géographique et environnementale de l'ouvrage, vérifier la conformité de la conception architecturale au règlement en vigueur:
Décrire la construction, dimensions, groupe d'usage, site et zone d'implantation, etc.

- Etude statique générale du bâtiment, pré-dimensionnement des éléments de la structure en respectant les conditions de résistance aux charges statique et en respectant les conditions de déformations limitent comme la flèche, le flambement, ainsi que les conditions de fissurations admissibles.

- Etude dynamique de la structure en respectant les conditions réglementaires Parasismiques algériennes la structure est soumise aux actions sismiques par introduction d'un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.6.0

- Après ces calculs, on procède alors à la partie ferrailages des éléments à l'issue de ces différentes étapes de calculs et de vérifications, nous avons alors établie les plans d'exécution et les plans de ferrailage des différents éléments de la construction.

I-1) DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en RDC +6étages +2sous - sols à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée et deux sous-sols à usage commercial.
- le 1^{er} étage à usage de service
- du 2^{eme} étage au 6^{eme} étage a usage d'habitation

Cet ouvrage, sera implanté à Tizi-ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 addenda 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I-2) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

La présente structure a pour dimensions :

- Hauteur du sous-sol (1) :	$H_{s1} = 3.06 \text{ m}$
- Hauteur du sous-sol (2) :	$H_{s2} = 3.06 \text{ m}$
- Hauteur du rez-de-chaussée :	$H_{RDC} = 4.50 \text{ m}$
- Hauteur de l'étagé service :	$H_{es} = 3.00 \text{ m}$
- Hauteur de l'étage courant :	$H_{ec} = 3.06 \text{ m}$
- Hauteur totale du bâtiment :	$H_T = 28.92 \text{ m}$
- Longueur :	$L = 24.45 \text{ m}$
- Largeur :	$l = 17.75 \text{ m}$

I-3) ELEMENTS DE L'OUVRAGE

I-3-1) Planchers

a) Planchers en corps creux

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

b) Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machines.

I-3-2) Maçonnerie

a) Murs extérieurs

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

b) Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-3-3) l'escalier

Le bâtiment est munit de deux cages d'escaliers, composées d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I-3-4) Les Revêtements

Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.

Plâtre pour les cloisons et les plafonds.

Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

I-4) REGLEMENTS UTILISE :

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles **BAEL91**, aux prescriptions algériennes de construction inscrites dans le **RPA99** modifié **2003** et dans le **DTR-BC2.2**

I-5) CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX**I-5-1) Le béton****5-1-1) 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 $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0,83j)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25[\text{MPa}]$

4-1-2) Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad [\text{MPa}]$$

$$f_{i28} = 2,1 \quad [\text{MPa}]$$

5-1-3) Contraintes limites**a) Contrainte limite à la compression (Art 4 -3 .41 BAEL91)**

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} & \Rightarrow & f_{bc} = 14,20 \text{ [MPa]} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} & \Rightarrow & f_{bc} = 18,48 \text{ [MPa]} \end{cases}$$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$$\begin{cases} = 1 & \text{si durée d'application est supérieur à 24 heures.} \\ = 0.9 & \text{si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.} \\ = 0.85 & \text{si la durée d'application est inférieur à 1 heures.} \end{cases}$$

b) Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91)

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ [MPa]}) \longrightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ [MPa]}) \longrightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

c) Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

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

$$\sigma_{bc} = 15 \quad \text{[MPa]}$$

5-1-4) Module d'élasticité

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

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{[MPa]} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164,195 \quad \text{[MPa]}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \quad \text{[MPa]}$$

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{[MPa]} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10819 \quad \text{[MPa]}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \quad \text{[MPa]}$$

c) Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{[MPa]}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

d) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

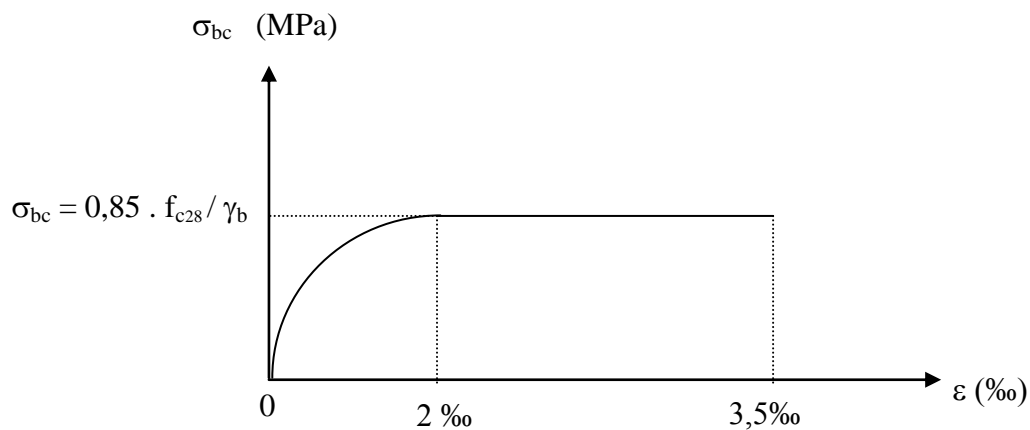
$$\begin{cases} \nu = 0,2 & \text{l'état limite de service} \\ \nu = 0 & \text{l'état limite ultime} \end{cases}$$

5-1-5) Diagramme contraintes déformations

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

L'état limite ultime

On adopte le diagramme parabole rectangle ci dessous :

**I-5-2) Les aciers**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

5-2-1) Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

5-2-2) module d'élasticité longitudinal

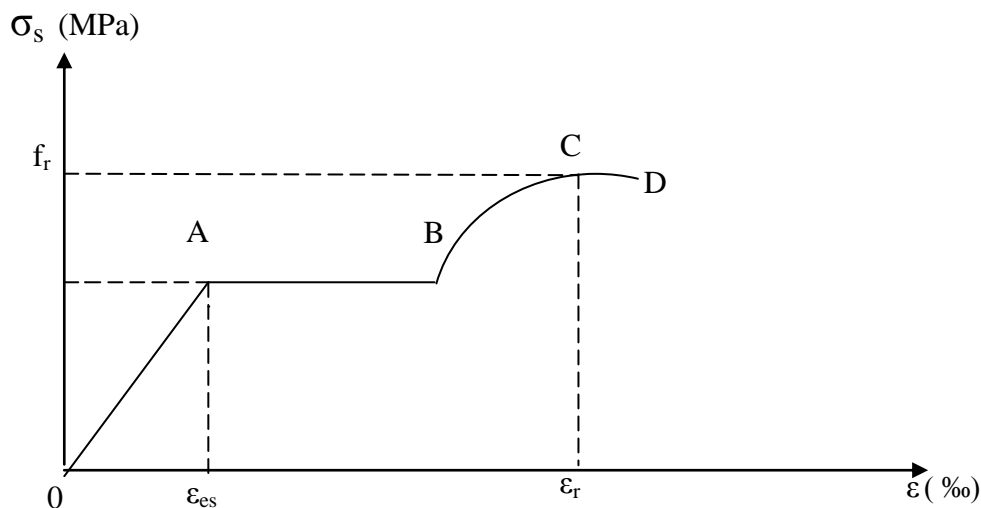
Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]}$$

5-2-3) Diagramme contrainte déformation

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 contrainte déformation a l'allure suivante :



Avec :

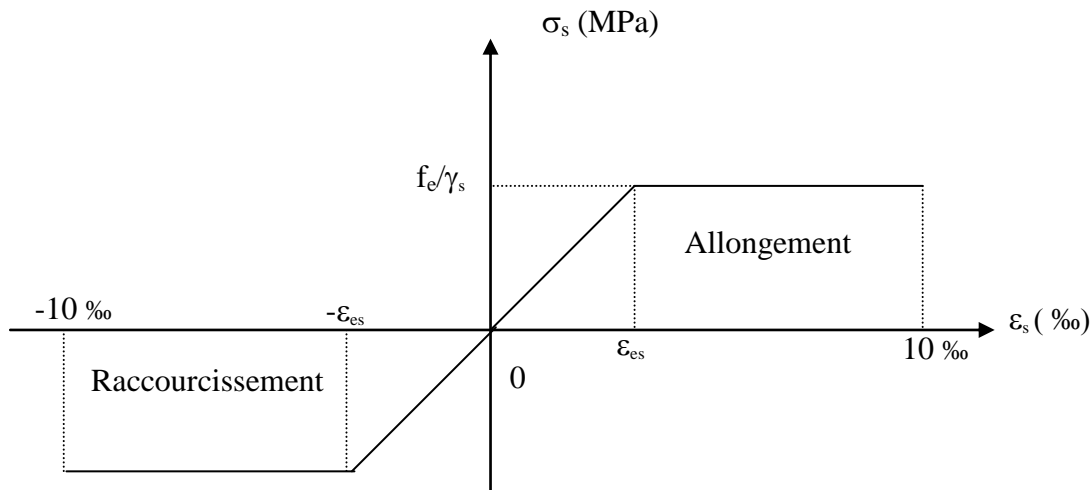
- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

5-2-4) Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.



5-2-5) Limite d'élasticité

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

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1,15 & \text{En situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{En situation accidentelle} \end{array} \right.$$

5-2-6) La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 /Art 4-5-32)

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad [\text{MPa}]$$

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e \quad , \quad \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad [\text{MPa}]$$

5-2-7) Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)

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

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

II-1) CHARGES ET SURCHARGES

II-1-1) Charges permanentes (données par le DTR)

a) Plancher terrasse (corps creux) : (fig : 1)

1- Protection lourde	($e_p = 5\text{cm}$).....	1,00 KN /m ²
2- Etanchéité multiple	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,12 KN /m ²
3- Forme de pente	($e_p = 7\text{cm}$).....	1,54 KN /m ²
4- Para vapeur	(Feuille polyane).....	0,01 KN/m ²
5- Isolation thermique en liège	($e_p = 5\text{cm}$)	0,16 KN /m ²
6- Plancher corps creux	(16 + 4 cm).....	2,80 KN /m ²
7- Enduit de plâtre	($e_p = 2\text{cm}$)	0,20 KN /m ²

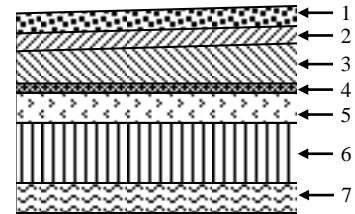


fig :01

G = 5,83 KN /m²

b) Plancher terrasse (dalle pleine) : (fig : 02)

1- Protection lourde	($e_p = 5\text{ cm}$).....	1,00 KN /m ²
2- Etanchéité multiple	($e_p = 2\text{ cm}$).....	0,12 KN /m ²
3- Forme de pente	($e_p = 7\text{cm}$).....	1,54 KN /m ²
4- Para vapeur	(Feuille polyane).....	0.01 KN/m ²
5- Isolation thermique en liège	($e_p = 5\text{ cm}$) ...	0,16 KN /m ²
6- Dalle pleine en béton armé	($e_p = 15\text{ cm}$)... ..	3,75 KN /m ²
7- Enduit de plâtre	($e_p = 2\text{ cm}$)	0,20 KN /m ²

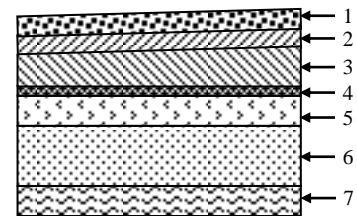


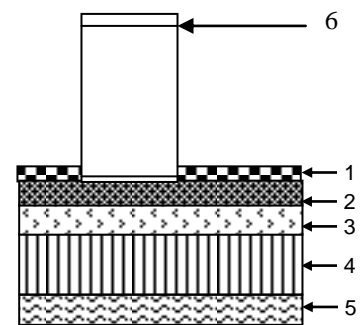
Fig :02

G = 6,62 KN /m²

c) Plancher étages courants (corps creux) :(fig :03)

1-Revêtement en carrelage	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2-Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3-Couche de sable	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,66 KN /m ²
4-Plancher corps creux	(16 +4 cm).....	2 ,80 KN /m ²
5-Enduit de plâtre	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²
6-Maçonnerie en brique creuse	($e_p = 10\text{cm}$).....	0,90 KN /m ²

G = 5,56 KN/m²



d) Plancher étages courants (Dalle pleine) :(fig : 04)

1-Revêtement en carrelage	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2-Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3-Couche de sable	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,66 KN /m ²
4-Dalle pleine en béton armé	($e_p = 15\text{cm}$).....	3,75 KN /m ²
5-Enduit de plâtre	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²
6-Maçonnerie en brique creuse	($e_p = 10\text{cm}$).....	0,90 KN /m ²

G = 6,51 KN /m²

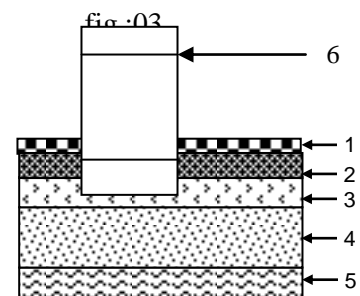


fig : 04

e) Balcons: (fig: 05)

1- Revêtement en carrelage	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2- Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3- Couche de sable	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,66 KN /m ²
4- Dalle pleine en béton armé	($e_p = 15\text{cm}$).....	3,75 KN /m ²
5- Enduit de ciment	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²
		G = 5,61 KN /m²

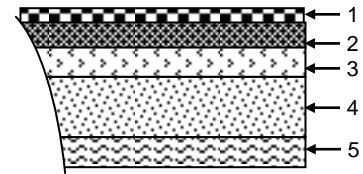


fig :05

II-1-2) Surcharges d'exploitation :

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

- Plancher terrasse	Q =1.00 KN /m ²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	Q =1.50 KN /m ²
- Plancher étage courant : à usage commercial	Q=4.00 KN /m ²
- Plancher étage courant : à usage service	Q=2.50 KN /m ²
- Balcons	Q=3.50 KN /m ²
- L'acrotère	Q=1.00 KN /m ²
- L'escalier	Q=2.50 KN /m ²

II-2) PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :

- σ_b : contrainte de compression du béton.
- S : section du poteau.
- N : effort normal revenant au poteau.

Remarque

La section minimale exigée par le (R P A 99 v 2003) pour un poteau en Zone IIa qui est de 25 x 25 cm². Dans un premier temps, on prendra un poteau de section (30 x 30) cm².

II- 3) PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

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

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

3-1) Poutres principales

a) La hauteur h_t : la hauteur h_t est donnée par :

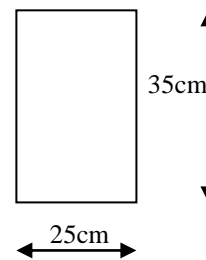
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis
 h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h_t \leq 37,5 \text{ cm}$$



Nous prenons : $h_t = 35 \text{ cm}$

b) La largeur b

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

$$14 \leq b \leq 24,5$$

Nous prenons : $b = 25 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4$$

⇒ Conditions vérifiées

3-2) Poutres secondaires

a) La hauteur h_t

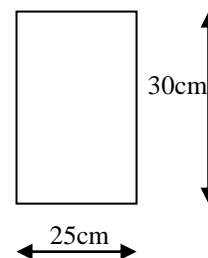
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis ;
 h_t : hauteur totale de la poutre ;

$$\frac{275}{15} \leq h_t \leq \frac{275}{10}$$

$$18,33 \leq h_t \leq 27,5 \text{ cm}$$

Nous prenons: $h_t = 25 \text{ cm}$



b) La largeur b

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$
$$10 \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$$

Nous prenons : $b = 15 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$$b = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{25}{15} = 1,66 < 4$$

⇒ Conditions non vérifiées

On prenons : b et h (selon les exigences du RPA99 version2003 art 7-4-1)

b= 25 cm et h=30cm

Conclusion

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : $h_t = 35 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $h_t = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

II-4) PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des aires limitants les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II-4-1) Plancher en corps creux

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

On a :

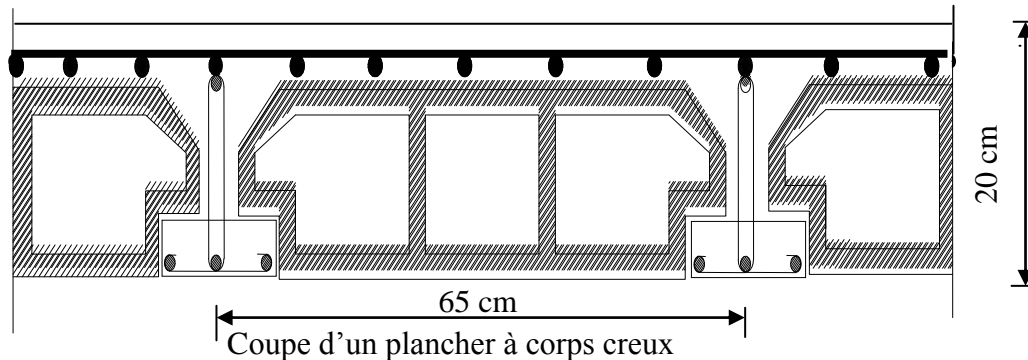
$$L = 4,00 - 0,25 = 3,75 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{375}{22,5}$$

$$h_t = 16,66 \text{ cm}$$

Conclusion

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



II- 4- 2) Plancher dalle pleine

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

4-2-1) Condition de résistance à la flexion

a) Épaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

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

l_x : Petit coté du panneau de dalle

l_y : Grand coté du panneau de dalle

Panneau 1(cage d'ascenseur niveau terrasse)

$$\alpha = \frac{2.45}{2.70} = 0.91 \quad , l_x = 2,525 \text{ m}$$

$$h_0 \geq \frac{245}{40} = 6.125 \text{ cm}$$

Panneau 2 (balcons)

$$\alpha = \frac{1.55}{2.70} = 0.57 \quad , l_x = 1,55 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{155}{40} = 3.87 \text{ cm}$$

Panneau 3 (balcons)

$$\alpha = \frac{1.50}{3.20} = 0.47 \quad , l_x = 1,6 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{150}{40} = 3,75 \text{ cm}$$

4-2-2) Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

4-2-3) Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

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

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

II-5) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

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

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

5-1) L'épaisseur (e)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_{e \max} = 4,50 - 0,20 = 4,30 \text{ m}$$

$$e = \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm} \quad \text{Avec:} \quad h_{e(\max)} : \text{Hauteur libre du RDC}$$

$$\Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

5-2) Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 0,85 \text{ m} \geq 4 \times 0,25 = 1,00 \text{ m}$$

⇒ Condition non vérifiée

Avec:

L_{\min} : portée minimale des voiles

Nous adapterons un voile d'épaisseur ⇒ $e=20\text{cm}$.

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 0,85 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,80 \text{ m}$$

⇒ Condition vérifiée

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée

Conclusion

On adoptera une épaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$.

II- 6) DESCENTE DE CHARGES

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

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

II-6-1) Calcul de l'effort normal sous poteau (B-3)

1) Surface d'influence revenant au poteau

$$S = ((1.375 \times 1.625) \times 2) + ((1.375 \times 1.875) \times 2)$$

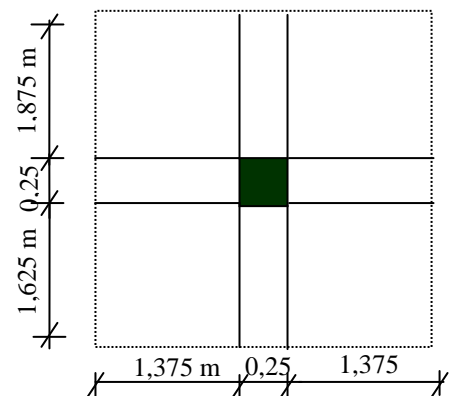
$$S = 4.46875 + 5.15625 = 9.625 \text{ cm}^2$$

2) Poids propre des poutres

Poutres principales : $G_{pp} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,75 = 8,203 \text{ KN}$

Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,25 \times 0,30 \times 25 \times 2,75 = 5,156 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres : $G_p = 8,203 + 5.156 = 13,360 \text{ KN}$



3) Poids des planchers

a) Charges revenant à chaque plancher

- Plancher terrasse $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,83 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

- Plancher étage courant $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

- Plancher rez-de-chaussée (service) $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

- Plancher sous-sol (commercial) $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 4,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

b) Charges permanentes totales

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

Plancher terrasse : $G = 5,83 \times 9,625 = 56,113 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 5,56 \times 9,625 = 53,515 \text{ KN}$

c) Surcharges d'exploitations totales

- plancher terrasse: $Q_0 = 1,00 \times 9,625 = 9,625 \text{ KN}$
- plancher courant: $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_5 = 1,50 \times 9,625 = 14,437 \text{ KN}$
- plancher service : $Q_6 = 2,50 \times 9,625 = 24,062 \text{ KN}$
- plancher commercial: $Q_7 = Q_8 = 4,00 \times 9,625 = 38,500 \text{ KN}$

4) Poids propre des poteaux

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fonction et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

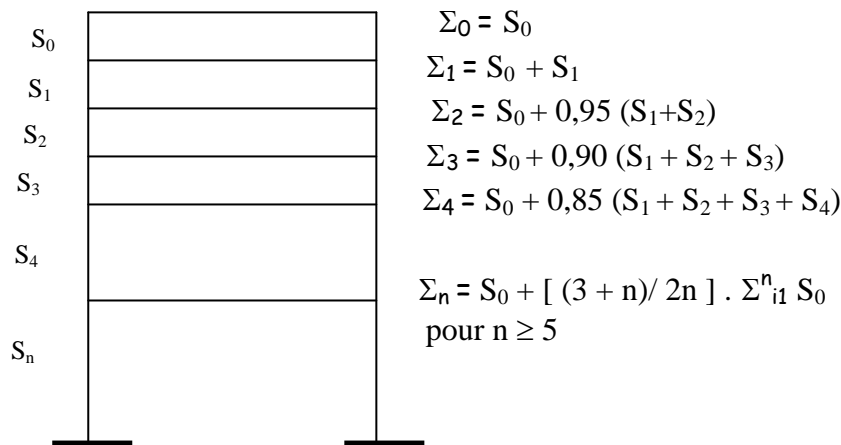
II-6-2) Surcharges d'exploitation

6-2-1) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Coefficients de dégression des charges



(Tab II-1) : Coefficients de degression des surcharges

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.74	0.69

6-2-2) Les surcharges Cumulées

$Q_9 = 9,625 \text{ KN}$

$Q_8 = 9,625 + (14,437 \cdot 1) = 24,062 \text{ KN}$

$Q_7 = 9,625 + 0,95 (14,437 \cdot 2) = 37,055 \text{ KN}$

$Q_6 = 9,625 + 0,90 (14,437 \cdot 3) = 48,605 \text{ KN}$

$Q_5 = 9,625 + 0,85 (14,437 \cdot 4) = 58,711 \text{ KN}$

$Q_4 = 9,625 + 0,80 (14,437 \cdot 5) = 67,373 \text{ KN}$

$Q_3 = 9,625 + 0,75((14,437 \cdot 5) + 24,062) = 81,810 \text{ KN}$

$Q_2 = 9,625 + 0,741((14,437 \cdot 5) + 24,062 + 38,5) = 109,472 \text{ KN}$

$Q_1 = 9,625 + 0,687((14,437 \cdot 5) + 24,062 + (38,5 \cdot 2)) = 128,645 \text{ KN}$

(Tab II-2) : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (E- 5)

Niveaux	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N =G _c +Q _c	S ≥N/σ _{bc}	Section adoptée
9	56,113	13,360	0,00	68,441	68,441	9,625	9,625	78,066	52,050	30x30
8	53,515	13,360	6,097	71,940	140,381	14,437	24,062	164,443	109,630	30x30
7	53,515	13,360	6,097	71,940	212,321	14,437	37,055	249,376	166,250	30x30
6	53,515	13,360	8,300	75,175	287,496	14,437	48,605	336,101	224,067	35x35
5	53,515	13,360	8,300	75,175	362,671	14,437	58,711	421,382	280,921	35x35
4	53,515	13,360	8,116	75,000	437,671	14,437	67,373	505,044	336,696	35x35
3	53,515	13,360	16,600	83,470	521,141	24,062	81,810	602,951	401,967	40x40
2	53,515	13,360	10,840	77,715	598,856	38,500	109,472	708,328	472,219	40x40
1	53,515	13,360	10,840	77,715	676,571	38,500	128,645	805,216	536,810	40x40

REMARQUE:

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vu la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de RPA99 (Version 2003) suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone IIa}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Les sections adoptées sont :

- (30×30) cm² pour les niveaux 9, 8, 7
- (35×35) cm² pour les niveaux 6, 5, 4
- (40×40) cm² pour les niveaux 3, 2, 1

6-3- a)Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les dèes de collage sont interdits.

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

$$\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} < 4$$

Poteau (30x30)

$$\text{Min} (30,30) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (30,30) = 30 \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$$

⇒Condition vérifiée

Poteau (35x35)

$$\text{Min} (35,35) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (35,35) = 35\text{cm} \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

⇒Condition vérifiée

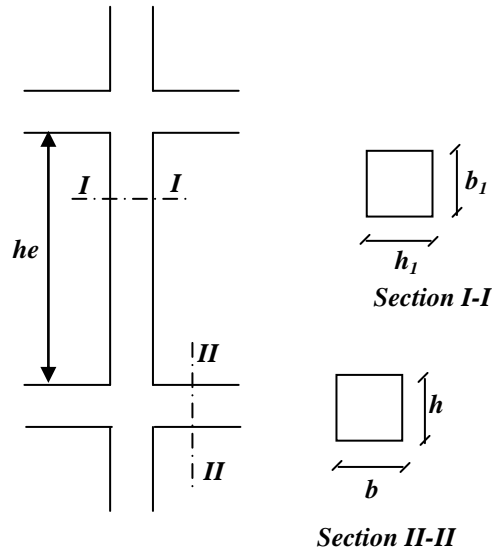
Poteau (40x40)

$$\text{Min} (40,40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (40,40) = 40\text{cm} \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

⇒Condition vérifiée



6-3-b) Vérification des poteaux au flambement

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

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

Chapitre II: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

Avec :

λ : Élanement du poteau ;

I_f : Longueur de flambement ; ($I_f = 0,7 \cdot L_0$)

i : Rayon de gyration; ($i = [I/B]^{1/2}$)

I : Moment d'inertie; ($I = bh^3/12$)

B : Section transversale du Poteau ; ($B = h \cdot b$)

L_0 : hauteur libre du poteau ;

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2,425 \frac{L_0}{b}$$

1-Poteaux des sous-sols	: $\lambda = 2,425 \times 2,71 / 0,40 = 16,43 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
2-Poteaux du RDC	: $\lambda = 2,425 \times 4,15 / 0,40 = 25,16 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
3-Poteaux du 1 ^{er} étage	: $\lambda = 2,425 \times 2,65 / 0,35 = 18,36 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
4-Poteaux du 2 ^{ème} , et 3 ^{ème} étage	: $\lambda = 2,425 \times 2,71 / 0,35 = 18,77 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
4-Poteaux du 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	: $\lambda = 2,425 \times 2,71 / 0,30 = 21,91 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée

III-1) L'ACROTÈRE

Introduction

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

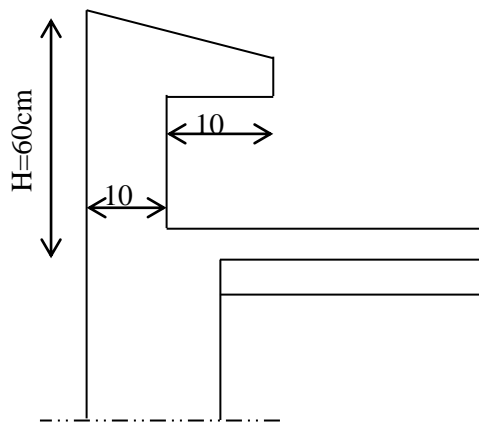


Fig. III-1-1 : coupe verticale de l'acrotère

1-1) Schémas statiques

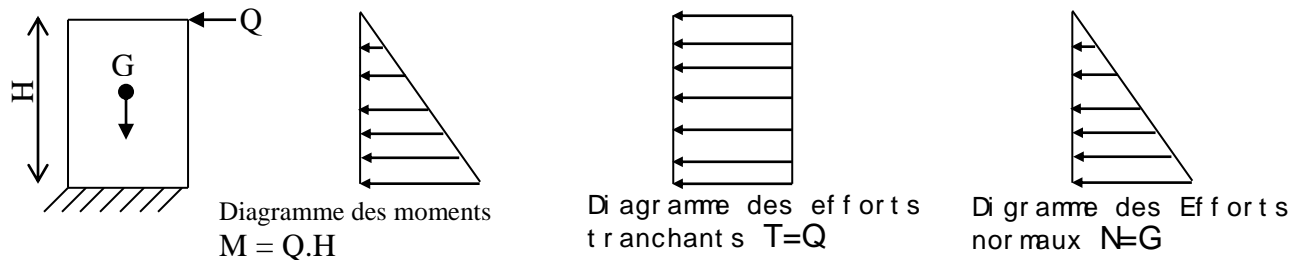


Fig. III-1-2 : schémas statiques

1-2) Calcul des efforts

Calcul de poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,1 + 0,1)] - (0,02 \times 0,2 / 2)]$$

$$\Rightarrow G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Effort normal :
 $N = 1,7 \text{ KN /m}$
- Effort horizontal dû à la main courante :
 $Q = 1 \text{ KN/m}$
- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :
 $M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

1-3) Combinaisons de charges

a) E L U : La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7 = 2,295 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

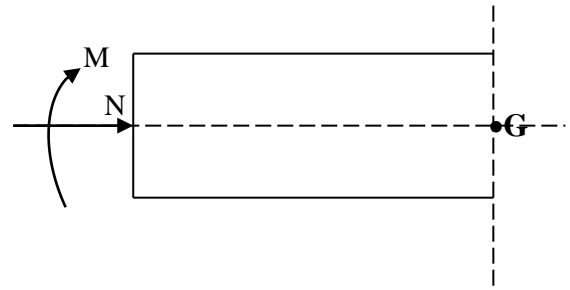
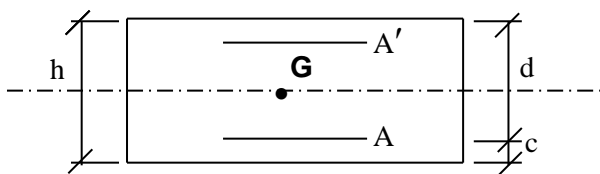
b) E L S : La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,7 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

1-4) Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



C : Centre de poussée

e : Excentricité

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

a) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2,295} = 0,392 \text{ m}$$

$$e_u = 39,2 \text{ cm}$$

$$h / 2 - c = 10 / 2 - 2,5 = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 39,2 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple

$$g = e_u + h/2 - c = 0,392 + 0,1/2 - 0,02 = 0,422$$

-Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 2,295 \times 0,422 = 0,968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,9 \times 1000}{100 \times 8^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,01 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348}$$

$$A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{22,95}{3480}$

$$A = 0,343 \text{ cm}^2$$

1-5) Vérification à l'ELU

1-5-1) Condition de non fragilité

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 35,3 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{3480} - \frac{35,5 - 0,455 \times 8}{35,5 - 0,185 \times 8}$$

$$A_{\min} = 0,824 \text{ cm}^2 > A_{\text{calcul}} = 0,343 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow La condition n'est pas vérifiée

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 0,824 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 /ml = 2,51cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,51 / 4 = 0,627 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec $S_t = 17\text{cm}$

1-5-2) Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1500 / 80 \times 1000 = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée,}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1-5-3) Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} \leq = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 12,56}$$

$$\tau_{se} = 0,158 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1-5-4) Vérification des contraintes à L'E L S

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

$$N_s = 1,7 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

avec :

σ_{st} : contrainte dans les aciers tendues

σ_{sc} : contrainte dans les aciers comprimée

σ_{bc} : contrainte dans le béton comprimée

$\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans les aciers tendues

$\bar{\sigma}_{sc}$: contrainte limite dans les aciers comprimée

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite dans le béton comprimée.

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'acier comprimée. (SSA)

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_v}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,314$$

$$\beta_1 = 0,912, K = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 32,72 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\}$$

$n = 1,6$; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0,024 \times 32,8 = 0,787 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,787 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1-5-5) Vérification de l'acrotère au séisme

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4. A. C_p. W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

Avec:

($A = 0,15$, en zone IIa, groupe d'usage 2)

$W_p = 1,7 \text{ KN/ml}$

$C_p = 0,8$

A : coefficient d'accélération de zone.

W_p : poids de l'acrotère ;

C_p : facteur de force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,7 \times 0,8 = 0,816 < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

⇒ Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme

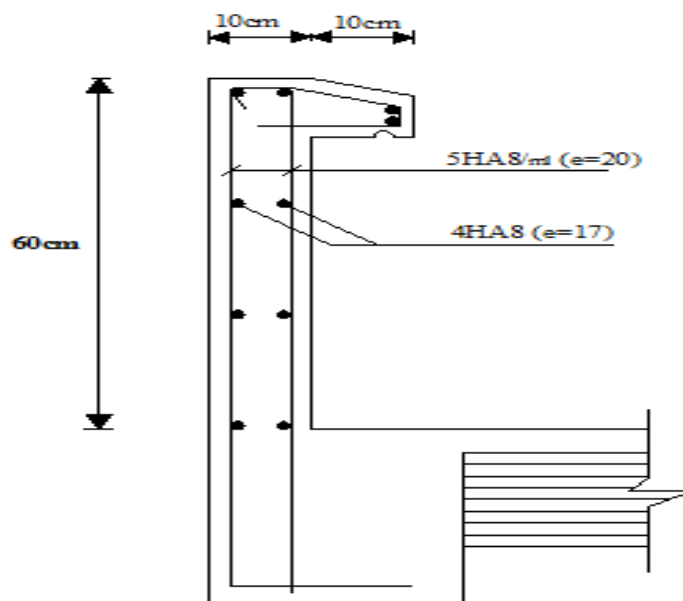


Fig.III-1-3 : ferrailage de l'acrotère.

III-2) BALCON

III-2-A) Dalles pleines de type console:

- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la

flexion : $e_p \geq \frac{L}{10}$ avec : L : La largeur de la console

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15$$

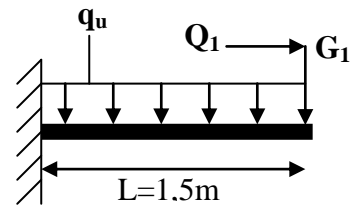
$$e_p = 15 \text{ cm}$$

1- Schéma statique de calcul:

q_u : charge et surcharge pondérées de dalle.

Q_1 : surcharge de garde-corps.

G_1 : charge de garde-corps.



2- Calcul d'efforts:

$$G = 5,61 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 0,2 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN/ml.}$$

.Combinaisons de charges:

ELU:

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,61) + 1,5(3,5)] \times 1 \text{ m} = 12,82 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u2} = N_u = 1,5Q_1 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.} \quad \Rightarrow N_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$q_{u3} = 1,35G_1 = 1,35 \times 0,2 = 0,27 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} + M_{u3}$$

$$M_u = q_{u1} l^2 / 2 + q_{u2} h + q_{u3} l \quad \text{Avec: } h : \text{ la hauteur de garde-corps}$$

$$M_u = (12,82 \times (1,50)^2 / 2) + (1,5 \times 1) + (0,27 \times 1,50)$$

$$M_u = 14,42 + 1,5 + 0,405 = 16,32 \text{ KN ml.}$$

.Centre de poussée:

$$e_u = M_u / N_u = 16,32 / 1,5 = 10,88 \text{ m.}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 3 = 4,5 \text{ cm} < e_u$$

\Rightarrow le centre de poussée se trouve à l'extérieur de la section avec un effort de traction.

\Rightarrow **S.P.C.**

ELS:

$$q_{s1} = G + Q = (5,61 + 3,5) \times 1 \text{ m} = 9,11 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = Q_1 = 1 \text{ KN/ml.} \quad \Rightarrow N_s = 1 \text{ KN}$$

$$q_{s3} = G_1 = 0,2 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3}$$

$$M_s = (q_{s1} \times l^2 / 2) + (q_{s2} \times h) + (q_{s3} \times l)$$

$$M_s = (9,11 \times (1,50)^2 / 2) + (1 \times 1) + (0,2 \times 1,5)$$

$$M_s = 11,54 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1 \text{ KN}$$

.Centre de poussée:

$$e_s = M_s / N_s = 11,54/1 = 11,54\text{m.}$$

3- Ferrailage:

Le ferrailage consiste à étudier une section rectangulaire (bxh) soumise à une flexion composée.

.Calcul d'armatures en flexion simple:

$$M_f = N_u (e_u - h/2 + c) = 1,5(10,88 - 0,15/2 + 0,03) = 16,25\text{KN.m.}$$

$$\mu_b = M_f / b d^2 f_{bc} = 16,25 / (1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 1000) = 0,079 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,079 \Rightarrow \beta = 0,958.$$

$$A_f = M_f / (\beta d f_e / \gamma_s) = 16,25 / (0,958 \times 0,12 \times 348 \times 1000) \Rightarrow A_f = 4,06\text{cm}^2$$

.Calcul d'armatures en flexion composée:

$$A = A_f + N_u / \sigma_s = 4,06 + (1,5 \times 10) / 348 = 4,10 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **4HA12/ml = 4,52 cm²** avec : **e=25cm.**

.Armatures de répartition : $A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$.

Nous adopterons : **4HA10/ml = 3,14 cm²** avec : **e=25cm.**

4- Vérifications de contraintes à l'ELU:

.Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e (e_s - 0,455d) / (e_s - 0,185d) \Rightarrow A_{min} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

.Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u / (b.d).$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u3} = 12,82 \times 1,5 + 0,27 = 19,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 19,5 / (1 \times 0,12 \times 1000) = 0,162 \text{ Mpa.}$$

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

.Adhérence de barres:

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$ avec $\sum u_i$ somme des périmètres utile des armatures .

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 19,5 / (0,9 \times 0,12 \times 0,1571 \times 1000) = 1,1485 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5- Vérifications de contraintes à l'ELS:

- vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 4,52 (12 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 67,5 y_1 - 813,6 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 409 \rightarrow y_1 = 3,415 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,415^3}{3} + 15 \times 4,52 (12 - 3,415)^2 = 6324,56 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{11,54 \times 10^6}{63245600} \times 34,15 = 6,23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Etat limite d'armature des fissures :

La fissuration est peu nuisible.

$$\sigma_{st} \leq f_e .$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{11,54 \times 10^6}{6324,56 \times 10^4} \times (120 - 34,15) = 234,96 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} \leq f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

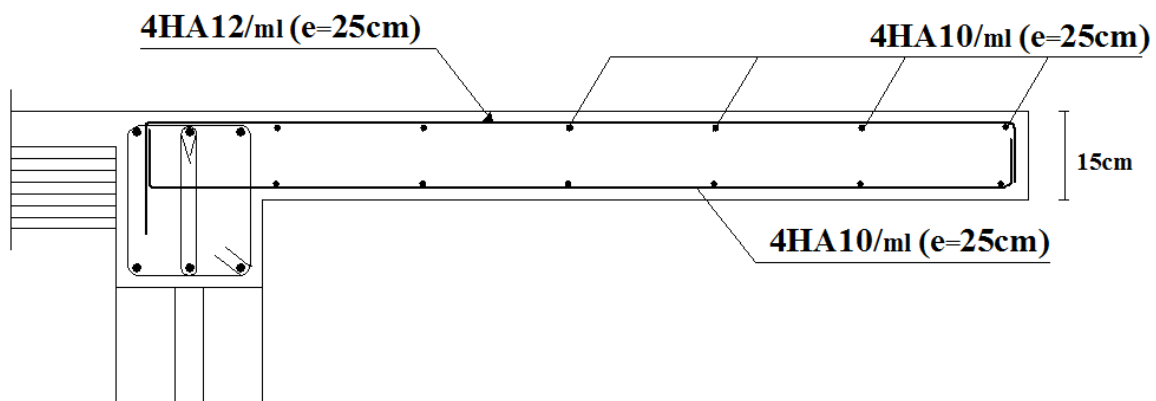


Figure III-2-A) : Ferrailage de la dalle pleine de type console

III-2-B) Calcul des portes à faux :

Le porte à faux est assimilé à une console au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donné par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du porte à faux.}$$

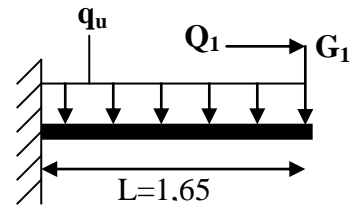
$$e_p \geq \frac{165}{10} = 16.5 \text{ cm}, \text{ on prend } e_p = 20 \text{ cm.}$$

1- Schéma statique de calcul:

q_u : charge et surcharge pondérées de dalle.

Q_1 : surcharge de garde-corps.

G_1 : charge de garde-corps.

**2- Calcul d'efforts:**

$$G = 5,61 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 0,2 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN/ml.}$$

.Combinaisons de charges:**ELU:**

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,61) + 1,5(3,5)] \times 1 \text{ m} = 12,82 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u2} = N_u = 1,5Q_1 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.} \quad \Rightarrow N_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$q_{u3} = 1,35G_1 = 1,35 \times 0,2 = 0,27 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} + M_{u3}$$

$$M_u = q_{u1} l^2 / 2 + q_{u2} h + q_{u3} l \quad \text{Avec: } h : \text{la hauteur de garde-corps}$$

$$M_u = (12,82 \times (1,65)^2 / 2) + (1,5 \times 1) + (0,27 \times 1,65)$$

$$M_u = 17,45 + 1,5 + 0,445 = 19,39 \text{ KN ml.}$$

.Centre de poussée:

$$e_u = M_u / N_u = 19,39 / 1,5 = 12,92 \text{ m.}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 3 = 4,5 \text{ cm} < e_u$$

\Rightarrow le centre de poussée se trouve à l'extérieur de la section avec un effort de traction.

\Rightarrow **S.P.C.**

ELS:

$$q_{s1} = G + Q = (5,61 + 3,5) \times 1 \text{ m} = 9,11 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = Q_1 = 1 \text{ KN/ml.} \quad \Rightarrow N_s = 1 \text{ KN}$$

$$q_{s3} = G_1 = 0,2 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3}$$

$$M_s = (q_{s1} \times l^2 / 2) + (q_{s2} \times h) + (q_{s3} \times l)$$

$$M_s = (9,11 \times (1,65)^2 / 2) + (1 \times 1) + (0,2 \times 1,65)$$

$$M_s = 13,73 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1 \text{ KN}$$

.Centre de poussée:

$$e_s = M_s / N_s = 13,73/1 = 13,73\text{m.}$$

3- Ferrailage:

Le ferrailage consiste à étudier une section rectangulaire (bxh) soumise à une flexion composée.

.Calcul d'armatures en flexion simple:

$$M_f = N_u (e_u - h/2 + c) = 1,5(12,92 - 0,20/2 + 0,03) = 19,185\text{KN.m.}$$

$$\mu_b = M_f / b d^2 f_{bc} = 19,185 / (1 \times 0,17^2 \times 14,2 \times 1000) = 0,046 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976.$$

$$A_f = M_f / (\beta d f_e / \gamma_s) = 19,185 / (0,976 \times 0,17 \times 348 \times 1000) \Rightarrow A_f = 3,32\text{cm}^2$$

.Calcul d'armatures en flexion composée:

$$A = A_f + N_u / \sigma_s = 3,32 + (1,5 \times 10) / 348 = 3,36\text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **4HA12/ml = 4,52 cm² avec : e=25cm.**

-Armatures de répartition: $A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13\text{ cm}^2$.

Nous adopterons : **4HA10/ml = 3,14 cm² avec : e=25cm.**

4- Vérifications de contraintes à l'ELU:**.Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 b d f_{c28} / f_e (e_s - 0,455d) / (e_s - 0,185d) \Rightarrow A_{min} = 2,03\text{ cm}^2$$

$A \geq A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

.Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u / (b.d).$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u3} = 12,82 \times 1,65 + 0,27 = 21,42\text{ KN}$$

$$\tau_u = 21,42 / (1 \times 0,17 \times 1000) = 0,126\text{Mpa.}$$

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

.Adhérence de barres:

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15\text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$ avec $\sum u_i$ somme des périmètres utile des armatures .

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07\text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 21,42 / (0,9 \times 0,17 \times 0,1571 \times 1000) = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5- Vérifications de contraintes à l'ELS:

- vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 4,52 (17 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 67,8 y_1 - 1152,6 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 485 \rightarrow y_1 = 4,175 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4,175^3}{3} + 15 \times 4,52 (17 - 4,175)^2 = 13577,54 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{13,73 \times 10^6}{135775400} \times 41,75 = 4,22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Etat limite d'armature des fissures :

La fissuration est peu nuisible.

$$\sigma_{st} \leq f_e .$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{13,73 \times 10^6}{13577,54 \times 10^4} \times (170 - 41,75) = 194,53 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} \leq f_e = 400 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

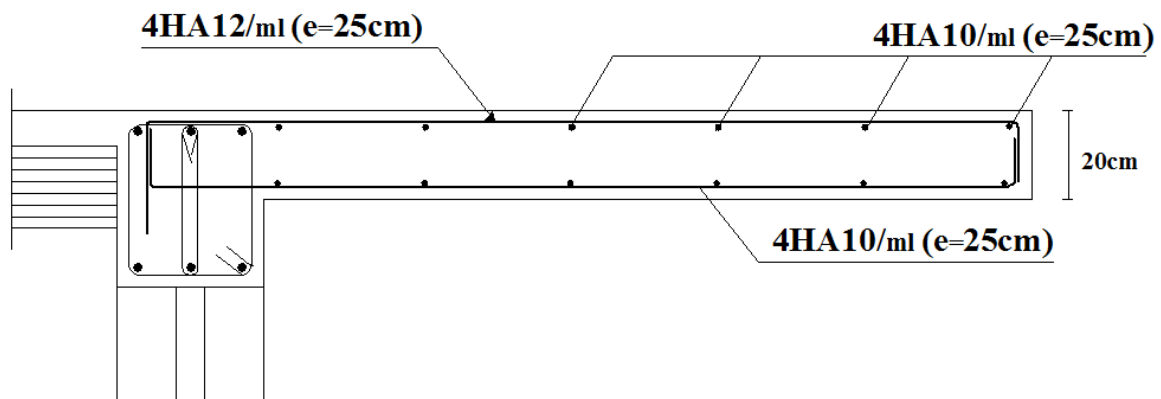


Figure III-2-B) : Ferrailage des portes à faux

III-3) ESCALIERS

III-3-1 Introduction :

Les escaliers constituant ce bâtiment sont en béton armé coulé sur place, et comporte un seul type.

❖ **Escalier de RDC** : à deux volés avec un palier intermédiaire, (on dimensionne avec ce cas car c est le plus défavorable).

❖ **Escaliers des autres niveaux** : sont à deux volés avec un palier intermédiaire.

Il suffit de calculer pour une seule volée et d'adopter le même ferrailage pour les autres volées.

III-3-2 Terminologie :

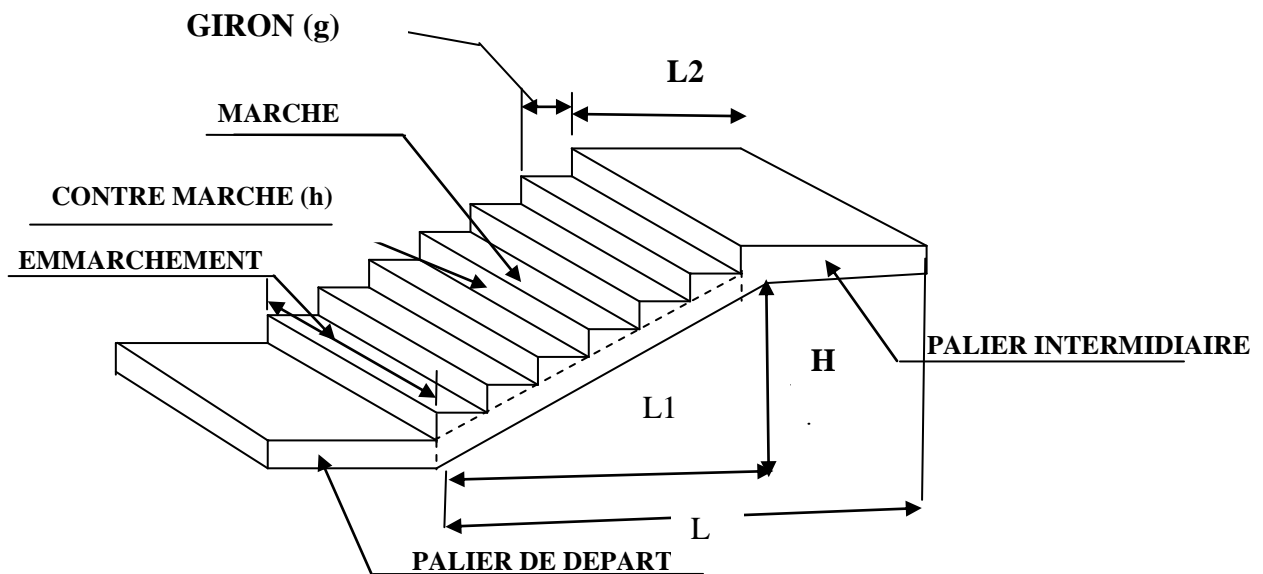


Fig.III-3-1 : Schéma d'escalier

g:giron (largeur de la marche)

H : hauteur de paillasse ($H=2,20m$)

h : hauteur de contre marche

L1 : portée de la paillasse projetée ($L1=3,60m$)

L2 : largeur du palier ($L2=1,80m$)

L : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier ($L=5,4m$)

(n-1) : le nombre de marche

n : le nombre de contre marche

III-3-3 Calcul de l'escalier

III-3-3-1 dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contres marches se fera par la formule de « **BLONDEL** » qui est :

$$59 \leq g + 2h \leq 64cm \dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} n \times h = H \\ (n-1) g = L_1 \\ L = L_1 + L_2 \end{cases}$$

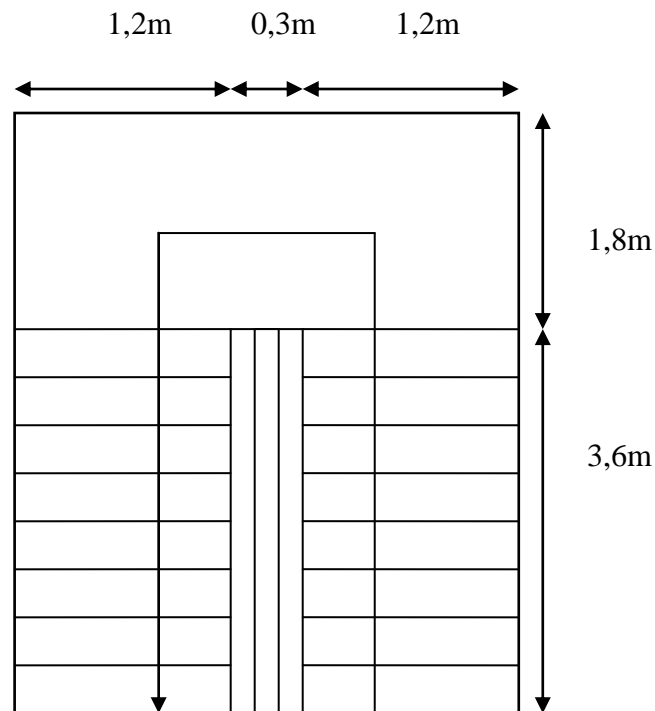


Fig.III-3-2 : Vue en plan de l'escalier

N.B : Les deux volés sont identiques, donc le calcul se fera par un seul sens.

Généralement pour un bâtiment collectif a usage d'habitation ou publique la hauteur de la marche doit être telle que :

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

$$\Rightarrow h = 17 \text{cm}$$

$$\text{De (1)} \Rightarrow 25 \leq g \leq 30 \text{cm}$$

$$\Rightarrow g = 30 \text{cm}$$

❖ Calcul le nombre de marche et contre marche

- **Les Contre marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{2,25}{0,17} = 13$$

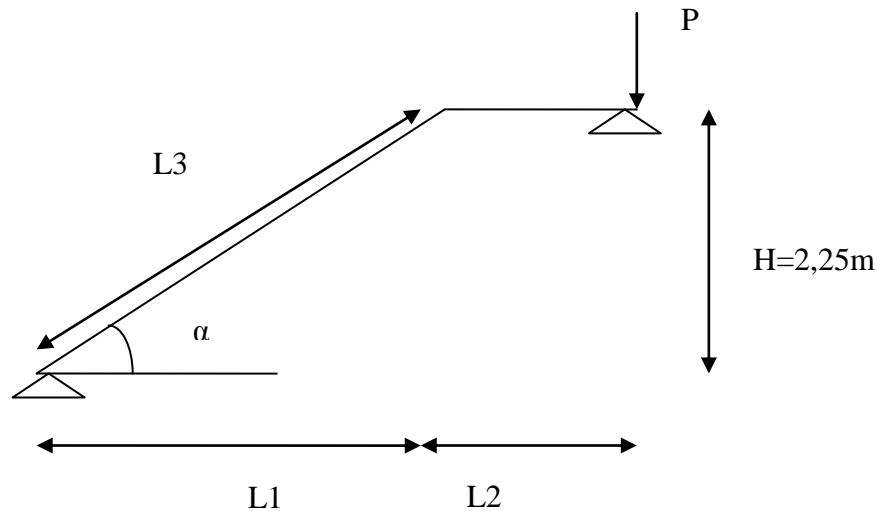
- **Les marches :**

$$m = (n - 1) = (13 - 1) = 12$$

III-3-3-2 pré dimensionnement de la paillasse :

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

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \dots\dots\dots (2)$$

Fig.III-3-3 : Schéma statique de l'escalier

$$\operatorname{tge} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{2,25}{3,60} = 0,625 \Rightarrow \alpha = 32^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L_3} \Rightarrow L_3 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{3,60}{\cos 32} = 4,24 \text{ m}$$

$$L_0 = L_3 + L_2 = 4,24 + 1,80 = 6,04 \text{ m}$$

$$L_0 = 604 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{604}{30} \leq e_p \leq \frac{604}{20} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq e_p \leq 30 \text{ cm}$$

Nous adapterons $e_p = 20 \text{ cm}$

III-3-3-3 détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparté sur la paillasse.

Le calcul se fera pour **1m** d'embranchement et une bande de **1m** de projection horizontale et en considérant une portée, une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ Les charges permanentes

• La paillasse :

- ✓ Poids propre de la paillasse : $25 \times 0,2 / \cos 32 = 5,896 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids de la marche : $25 \times 0,17/2 \times 1 = 2,125 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids de carlage scellés : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/m}$
- ✓ Lit de sable : $19 \times 0,03 \times 1 = 0,57 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids de mortier de pose : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids du garde corps : $10 \times 0,02 \times 1 = 0,2 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{tot}} = 9,671 \text{ KN/m}$$

• Palier

- ✓ Poids propre du palier : $25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids de revêtement : $1,45 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{tot}} = 6,45 \text{ KN/m}$$

P : poids du mur (agit comme une charge concentrée au niveau de l'appui (poutre palière). Avec $P = 2,3 \times (3.28) \times 1 = 7,54\text{KN}$

❖ **Les surcharges d'exploitations :**

$$Q=2,5\text{KN/m}$$

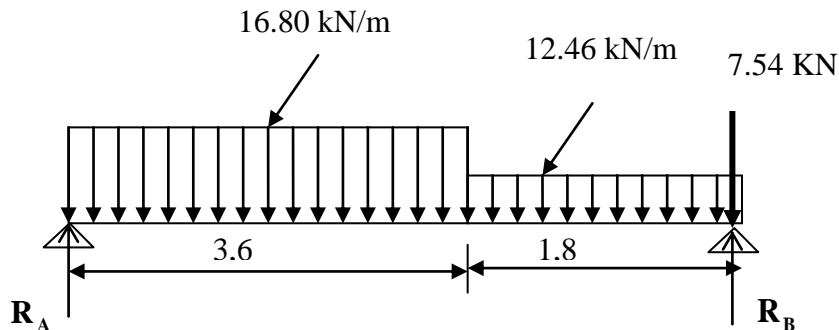
III-3-3-4 Combinaison de charge :

$$\begin{array}{l} \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 9,671 + 1,5 \times 2,5) = 16,80\text{KN/m} \\ \text{Le palier : } q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,45 + 1,5 \times 2,5) = 12,46\text{KN/m} \end{array} \right. \\ \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{la paillasse : } q_s = G + Q = 9,671 + 2,50 = 12,17\text{KN/m} \\ \text{Le palier : } q_s = G + Q = 6,45 + 2,5 = 8,95\text{KN/m} \end{array} \right. \end{array}$$

III-3-3-5 Ferrailage à l'E.L.U :

A l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément répartie.

❖ **schéma statique :**



❖ **calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times 3,6 + q_{u2} \times 1,8 + p$$

$$R_A + R_B = 16,80 \times 3,6 + 12,46 \times 1,8 + 7,54 = 90,45\text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,4 - 7,54 \times 5,4 - 16,80 \frac{(3,6)^2}{2} - 12,46 \times 1,8 \left(\frac{1,8}{2} + 3,6 \right) = 0$$

$$R_A = 44,06\text{KN}$$

$$R_B = 46,39\text{KN}$$

III-3-3-6 calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant**❖ Efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$$

$$T_y - R_A + 16,80X = 0$$

$$T_y = R_A - 16,80X$$

$$X=0 \rightarrow T_y = 44,06 \text{ KN}$$

$$X=3,6 \rightarrow T_y = -16,42 \text{ KN}$$

$$3,6 \text{ m} \leq x \leq 5,4 \text{ m}$$

$$T_y = -16,80 \times 3,6 - 12,46(X-3,6) + 44,06$$

$$T_y = -12,46X + 28,44$$

$$X=3,6 \rightarrow T_y = -16,42 \text{ KN}$$

$$X=5,4 \rightarrow T_y = -38,84 \text{ KN}$$

❖ Calcul des moments fléchissant :

$$0 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$$

$$M = -8,4 x^2 + 44,06x$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN m}$$

$$X = 3,6 \rightarrow M_z = 49,75 \text{ KN m}$$

$$3,6 \text{ m} \leq x \leq 5,4 \text{ m}$$

$$M = -12,46 \frac{(x-3,6)^2}{2} - 60,48(x-1,8) + 44,06x$$

$$X = 3,6 \rightarrow M_z = 49,75 \text{ KN m}$$

$$X = 5,4 \rightarrow M_z = 0 \text{ KNm}$$

❖ Calcul du moment max :

$$M_z(x) = -8,4X^2 + 44,06X$$

$$\frac{\partial M_z(x)}{\partial x} = 0 \Rightarrow -16,8X + 44,06 = 0 \Rightarrow X = 2,62 \text{ m}$$

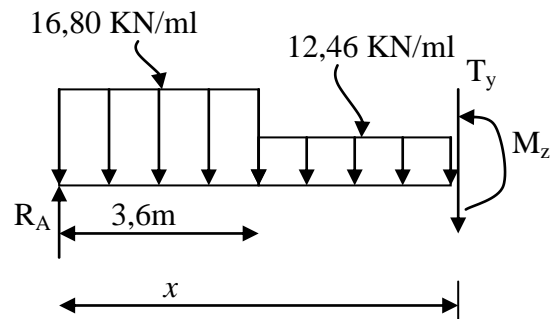
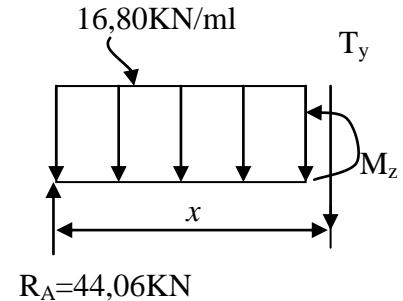
$$M_z^{\max}(x) = 57,78 \text{ (KN.m)}$$

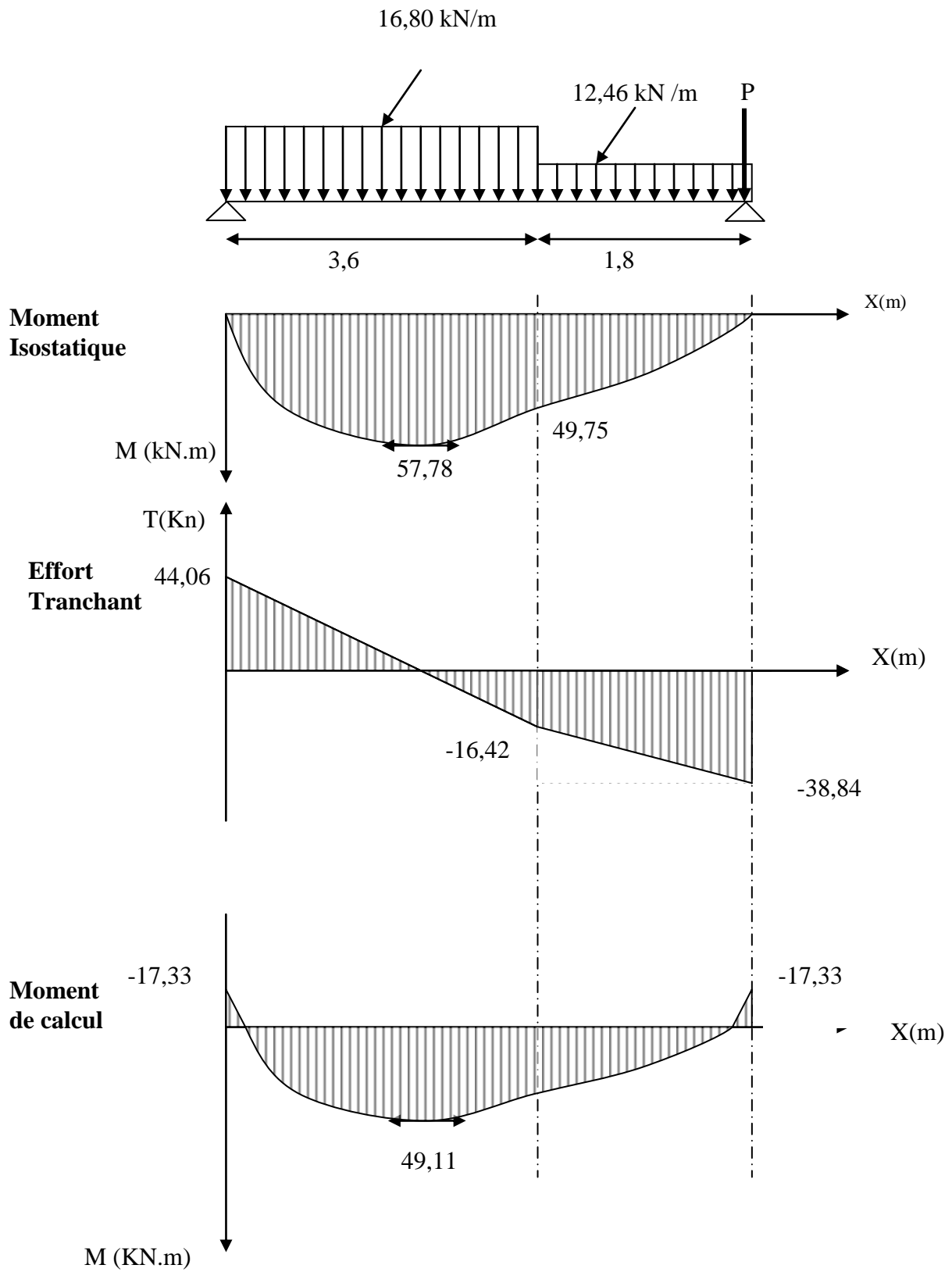
- Compte tenu de semi encastrement nous aurons :

$$\text{-Aux appuis : } M_a = -0,3 M_z^{\max}(x) = -17,33 \text{ KN m}$$

$$\text{-En travée : } M_t = 0,85 M_z^{\max}(x) = 49,11 \text{ KN m}$$

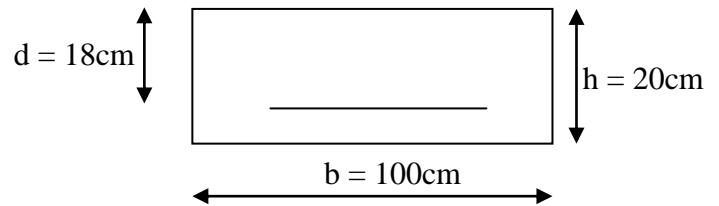
les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :





III-3-3-7 Calcul des armatures**❖ Armatures principales**

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m.



En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49,11 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,106 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,944$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49,11 \times 10^3}{0,944 \times 18 \times 348} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Nous opterons pour une section de 6HA14=9,23cm² espacées de 16,5cm

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,33 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,33 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Nous opterons pour une section de 4HA10=3,14cm² espacées de 25cm

❖ Armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Nous opterons pour une section de 4HA10/ml=3,14cm² espacées de 25cm

❖ Vérification (B.A.E.L 91. Art.A.2.2)**• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

• Armatures principales :

En travée : $A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

• Armatures de repartions :

$$A_r = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Ecartement des barres : (B.A.E.L 91.Art A. 8.2.42)**

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

• **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \\ \text{En travée : } 16,5\text{cm} < 33\text{cm} \\ \text{Aux appuis : } 25\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures de repartiions :**

$$\left. \begin{array}{l} e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \\ \text{En travée : } 25\text{cm} < 45\text{cm} \\ \text{Aux appuis : } 25\text{cm} < 45\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u \leq \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 2,5\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

$$T_{\max} = 44,06\text{KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{44,06 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,245\text{MPa} < 2,5\text{MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

\Rightarrow Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de condition d'adhérence : (B.A.E.L 91.Art .A.6.13) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{44,06 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 4 \times 3,14 \times 10} = 2,165\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} < \frac{0,4 f_{c28} 0,9 b d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 10^3 \times 0,18}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 44,06 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15 \left(T_{\max} - \frac{M_a}{0,9 d} \right)}{f_e} ; \text{ avec : } M_a = -17,33 \text{ KN}$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \left(44,06 \times 10^3 - \frac{17,33 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right)}{400} = -180,88 < 0$$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Calcul de longueur d'ancrage :

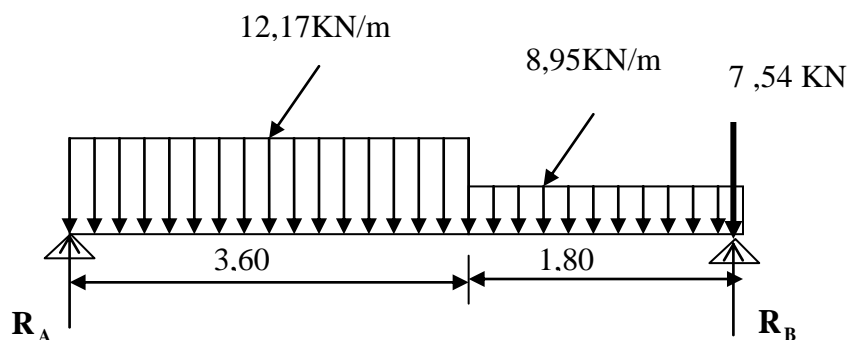
Longueur de scellement : (B.A.E.L 91.Art .A.6.1.23).

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} ; \text{ avec : } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adoptera un crochet normal dont la longueur est fixée forfaitairement à $0,4 L_s = 19,75 \text{ cm}$, soit 20cm.

III-3-3-6 Calcul à l'ELS:



- Réactions d'appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 31,89 \text{ KN} \\ R_B = 35,57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$X = 0 \rightarrow T_y = 31,89 \text{ KN}$$

$$X = 3,6 \rightarrow T_y = -11,92 \text{ KN}$$

$$X = 5,4 \rightarrow T_y = -28,03 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant :

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN m}$$

$$X = 3,6 \rightarrow M_z = 35,95 \text{ KN m}$$

$$X = 5,4 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN m}$$

- Calcul du moment maximal :

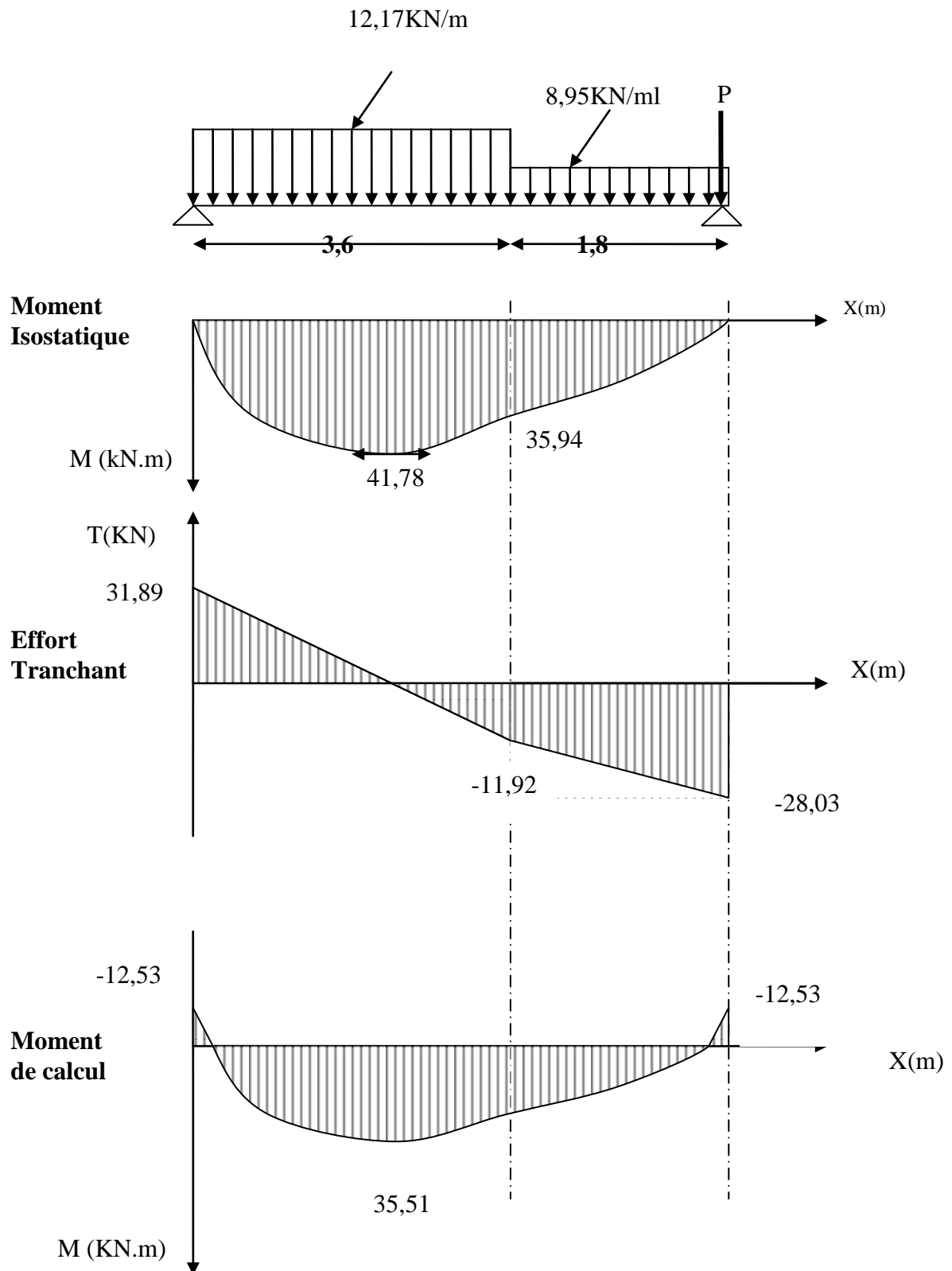
Le moment fléchissant $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x=2,62\text{m}$

$$\text{D'où : } M_z(x) = 41,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_z^{\max} = -12,53 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_z^{\max} = 35,51 \text{ KNm}$$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



III-3-3-7 Vérification à L'ELS**❖ Vérification des contraintes dans le béton :****• En travée :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_s} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Calcul de σ_s

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 18} = 0,513 \rightarrow \beta_1 = 0,8925 \quad \text{et} \quad k_1 = 31,50$$

$$\sigma_s = \frac{35,51 \times 10^3}{0,8925 \times 18 \times 9,23} = 239,48 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{239,48}{31,50} = 7,603 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174 \rightarrow \beta_1 = 0,932 \quad \text{et} \quad K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{12,53 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 237,87 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{237,87}{58,53} = 4,064 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL.91 Art A 6.5.2)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

❖ Etat limite de déformation : (BAEL.91 Art B 6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{540} = 0,0370 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

M_0 : moment max isostatique ($M_0=41,78\text{KN.m}$)

M_t : moment max en travée à l'ELS ($M_t=35,51\text{KN.m}$)

$$\text{Donc : } \frac{35,51}{10 \times 41,78} = 0,0850 > \frac{h}{L} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

❖ **Calcul de la flèche:**

$$f = \frac{5q_s l^4}{348E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72\text{cm}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = 12,17 \text{ KN/ml}$$

$$L = 3,6 \text{ m}$$

• **Calcul de V_1 et V_2 :**

$$\checkmark V_1 = \frac{S_x}{B_0} = \left[\frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} \right]; \text{ Avec : } h \text{ est la hauteur de palier}$$

$$\checkmark S_x = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 18 = 22492,1 \text{ cm}^3$$

$$\checkmark B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 9,23 = 2138,45 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark V_1 = 10,52 \text{ cm}$$

$$\checkmark V_2 = h - V_1 = 20 - 10,52 = 9,48 \text{ cm}$$

• **Calcul I :**

$$\checkmark I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} ((10,52)^3 + (9,48)^3) + 15 \times 9,23 \times (9,48 - 2)^2$$

$$I = 74953,8 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } f = \frac{5 \times 12,17 \times 10 \times 360^4}{348 \times 10818,86 \times 10^2 \times 74953,8} = 0,362 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-4 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse est le poids du mur.
Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

III-3-4-1 pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{12} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1) \\ \text{Et} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Avec :

L : portée libre de la poutre

h_t : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

- **Hauteur de la poutre :**

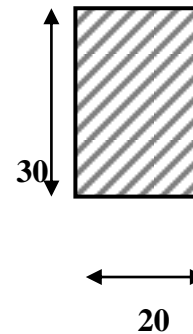
$$\frac{3,00}{12} \leq h_t \leq \frac{3,00}{10} \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte **$h_t=30\text{cm}$**

- **Largeur de la poutre :**

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On adopte **$b=20\text{cm}$**



- **Vérification avec RPA99 (Art 7.5.1.5)**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

III-3-4-2 détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par :

- ❖ **Charges permanentes :**

Son poids propre : $25 \times 0,3 \times 0,2 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Revêtement : $0,18 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G = 1,68 \text{ KN/ml}}$$

❖ Effort tranchant à l'appui :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U} : T_u = R_B = 38,84 \text{ KN} \\ \text{E.L.S} : T_s = R_B = 28,03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

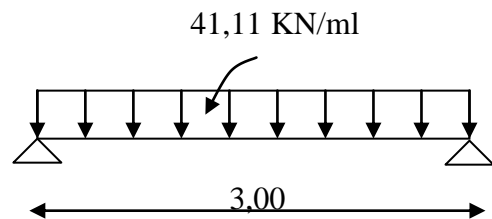
III-3-4-3 Combinaison des charges et surcharges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A L'E.L.U} : q_u = 1,35 \times G + T_u/1 = 1,35 \times 1,68 + 38,84 \\ \quad q_u = 41,11 \text{ KN/ml} \\ \text{A L'E.L.S} : q_s = G + T_s/1 = 1,68 + 28,03 \\ \quad q_s = 29,71 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III-3-4-4 Calcul à L'E.L.U :

• Les réactions d'appuis :

$$\rightarrow R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{41,11 \times 3}{2} = 61,665 \text{ KN}$$



• Moment isostatique :

$$\rightarrow M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{41,11 \times (3)^2}{8} = 46,249 \text{ KNm}$$

• Moments corrigés :

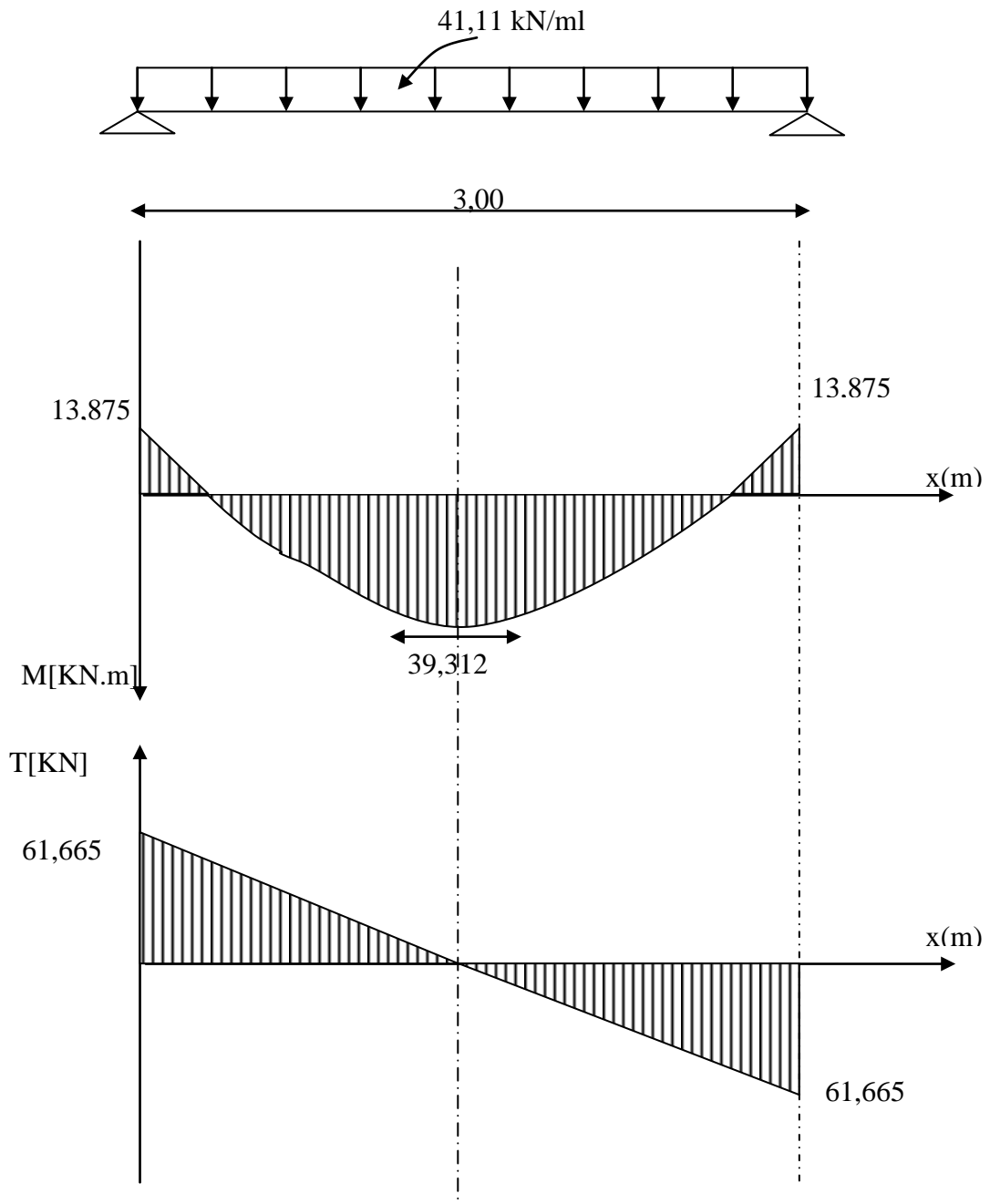
En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\begin{aligned} \text{En travée} : M_t &= 0,85 M_0 = 46,249 \times 0,85 \\ M_t &= 39,312 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Aux appuis} : M_a &= -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 46,249 \\ M_a &= -13,875 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\text{Effort tranchant} : T_u^{\max} = 61,665 \text{ KN}$$

- Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



III-3-4-5 ferrailage a L'E.L.U :**a) calcul des armatures principales :**

- **En travée :** ($M_t = 39,312 \text{ KNm}$)

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$\begin{cases} d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \\ f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Donc :

$$\mu = \frac{39,312 \times 10^5}{20 \times 28^2 \times 14,210^2} = 0,176 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,176 \rightarrow \beta = 0,902$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{39,312 \times 10^5}{0,902 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA14=4,62cm²**

- **Aux appuis :** ($M_a = 13,875 \text{ KNm}$)

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,875 \times 10^5}{20 \times 28^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,062 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} + \frac{13,875 \times 10^5}{0,968 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1,471 \text{ cm}^2$$

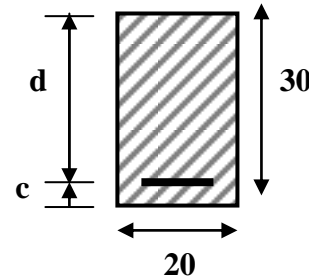
Nous adopterons **3HA12=3,39cm²****Remarque :**

Le RPA exige que le % total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section.

$$\text{D'où } A_t + A_a = 4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2$$

Donc : $8,01 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée



III-3-4-6 vérification (BAEL91) :**❖ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4,62 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ les deux conditions sont supérieures (>) à } A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{61,665 \times 10^3}{20 \times 28 \times 10^2} = 1,101 \text{ Mpa}$$

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

$$1,101 < 2,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{61,665 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 2,598 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$2,598 < 3,15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\varnothing_t \leq \min\left\{h/35 ; b/10 ; \varnothing_1\right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min\left\{0,857 ; 2 ; 1,4\right\} = 8,57 \text{ mm}$$

Soit $\varnothing = 8 \text{ mm} \Rightarrow$ on prend un cadre et un étrier en HA8 = 2,01 cm²

(Exigence du RPA version 2003) Art.7.5.2.2

❖ **Espacement :**• **Zone nodale :**

$$e \leq \left\{ h/4 ; 12\varnothing ; 30\text{cm} \right\} = \left\{ 7.5 ; 9.6 ; 30 \right\} = 7,5\text{cm}$$

Soit : **e=7cm**• **Zone courante :**

$$e \leq h/2 = 30/2 = 15 \quad \text{Soit } e = 15\text{cm}$$

• **Quantité d'armatures transversales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times e \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

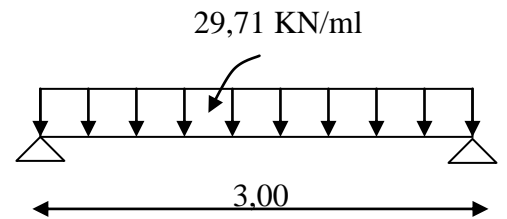
$$2,01 > 0,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-3-4-7 Calcul à l'E.L.S :❖ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{29,71 \times 3}{2} = 44,565 \text{ KN}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{29,71 \times (3)^2}{8} = 33,424 \text{ KNm}$$

❖ **Moments corrigés :**

En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 33,424 \times 0,85$$

$$M_t = 28,41 \text{ KNm}$$

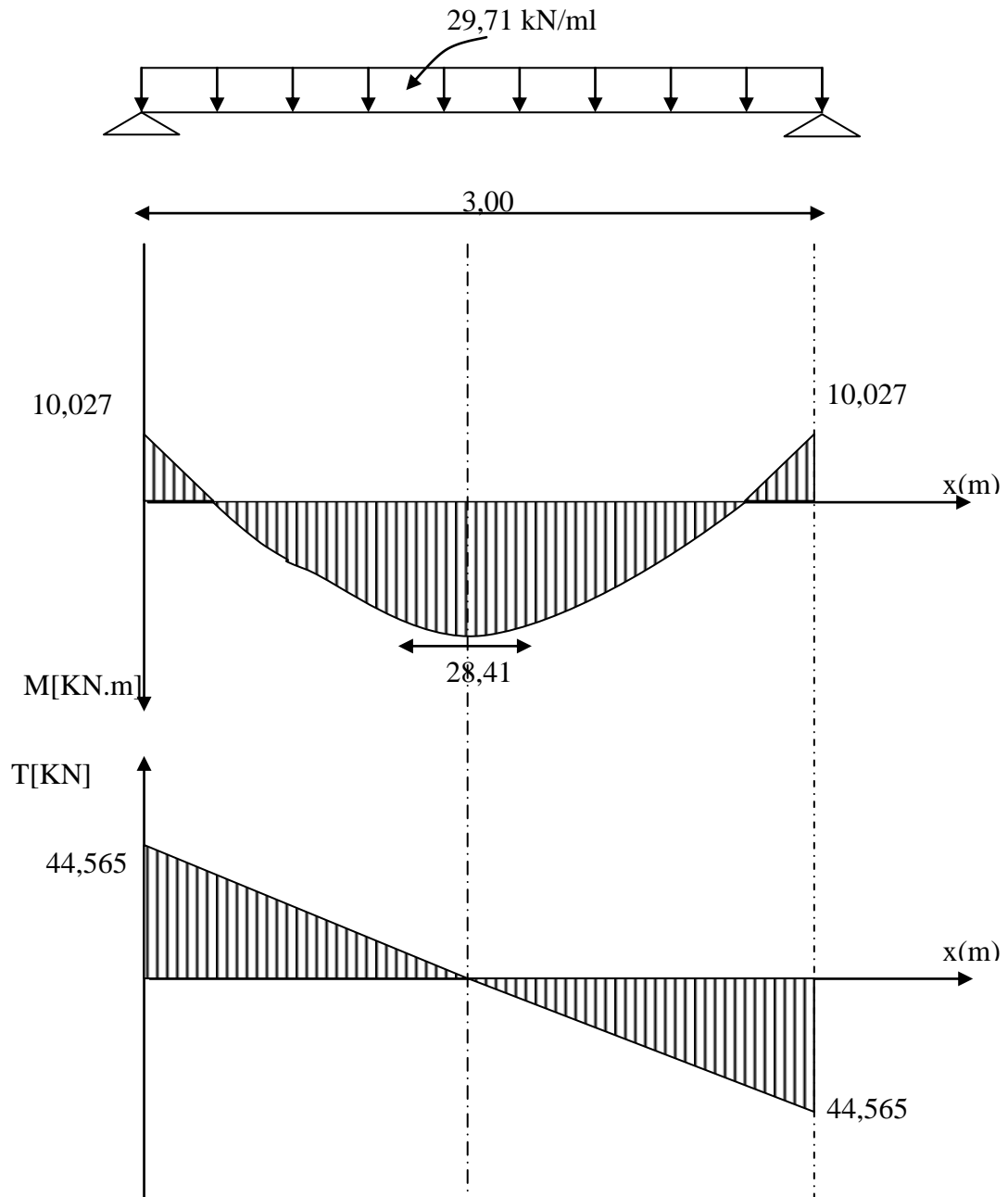
$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 33,424$$

$$M_a = -10,027 \text{ KNm}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = 44,565 \text{ KN}$$

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



III-3-4-8 Vérification a L'E.L.S :**❖ Etat limite de service d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant nuisible $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées ; selon J.P MOULIN (BAEL)

La section est rectangulaire

La nuance des aciers est de Fe400

	M_u (KNm)	M_s (KNm)	$\nu = \frac{M_u}{M_s}$	$\alpha \leq \frac{\nu-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	observation
En travée	39,312	28,41	1,38	0,44	0,1719	vérifiée
Aux appuis	13,875	10,027	1,38	0,44	0,0576	vérifiée

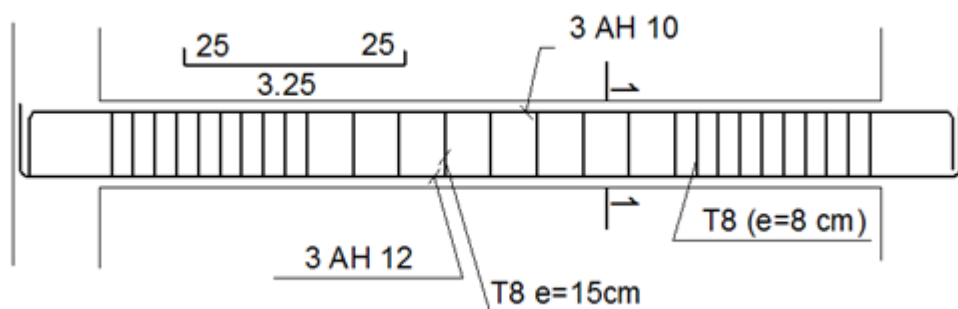
$$\alpha \leq \frac{\nu-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \nu = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur de la travée} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ M_t : \text{moment en travée} \\ M_0 : \text{moment isostatique} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \checkmark \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 \\ \checkmark \frac{M_t}{10M_0} = \frac{28,41}{10 \times 33,424} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Les conditions sont vérifiées}$$



Coupe 1-1

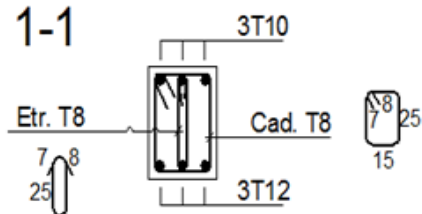


Fig.III-3-4 : Ferrailage de la poutre palière

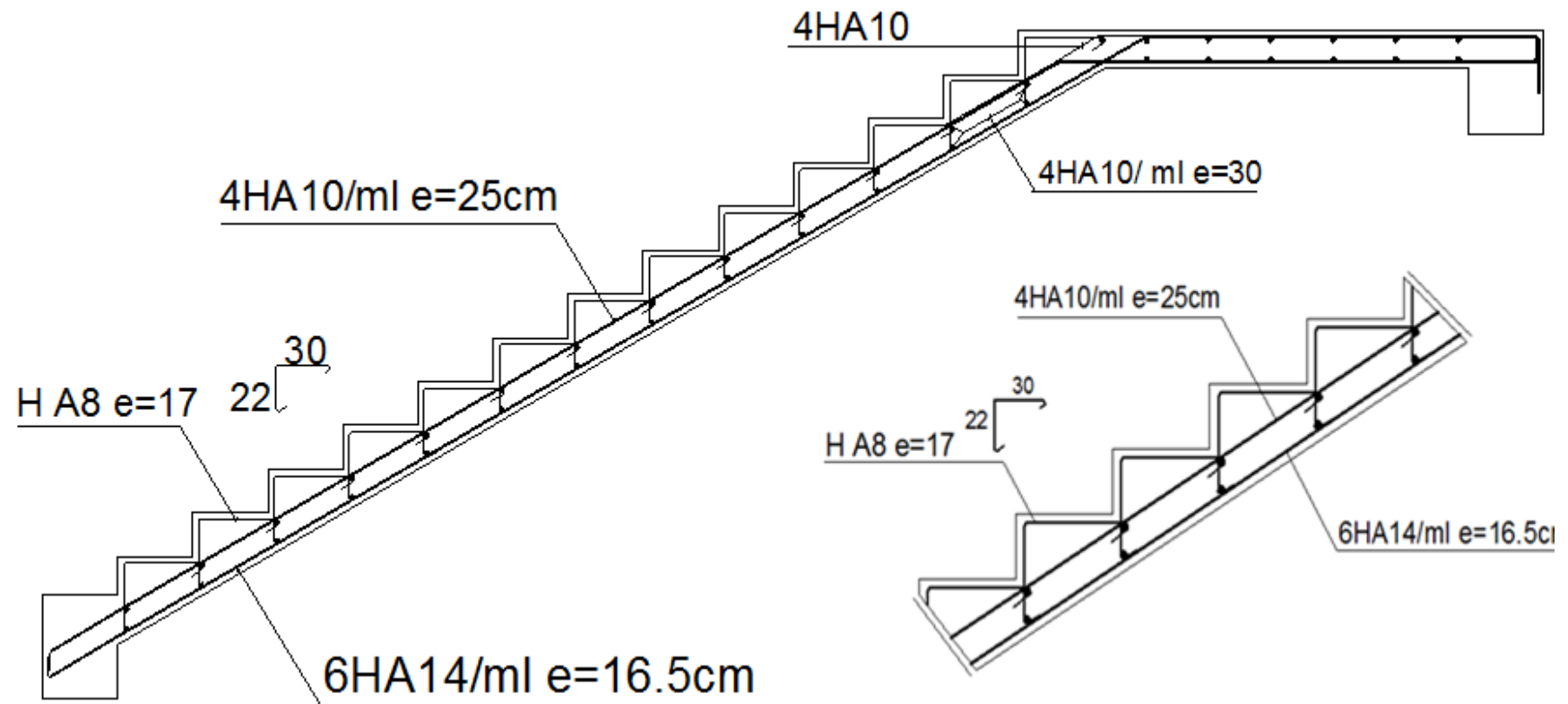


Fig.III-3-5 : *Ferrailage des escaliers*

III-4) SALLE MACHINE

III-4-1 Introduction :

Notre bâtiment est constitué d'une cage d'ascenseur de caractéristiques suivantes :

- Vitesse d'entraînement $V=1(m/s)$
- La surface de la cabine est de $3,52m^2$ soit $(2,2 \times 1,60)$.
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

III-4-2 calcul de la dalle pleine :

III-4-2-1 dimensionnement :

❖ L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{l}{45} \leq h_t \leq \frac{l}{40} \quad \text{Avec : } l : \text{ la plus grande portée de la cabine}$$

Donc : $\frac{220}{45} \leq h_t \leq \frac{220}{40} \Leftrightarrow 4,89cm \leq h_t \leq 5,5cm$

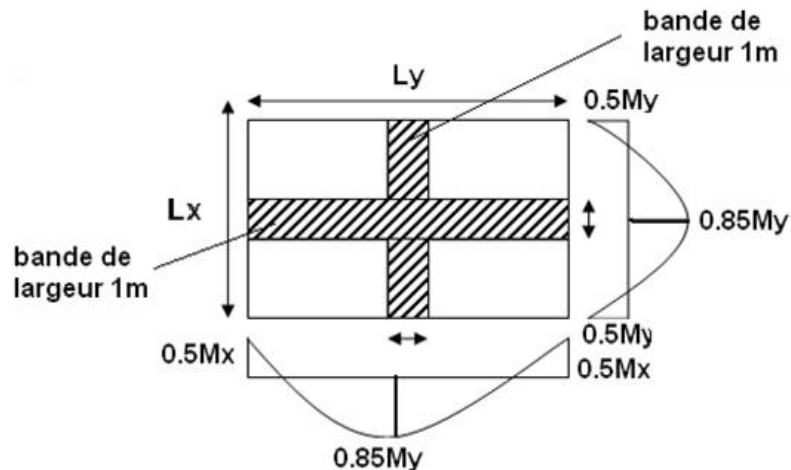
Le règlement préconise une épaisseur minimale égale à 15cm $\Rightarrow h_t=15cm$

❖ $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ avec $\left\{ \begin{array}{l} l_y : \text{ la grande portée de la cabine} \\ l_x : \text{ La petite portée la cabine} \\ l_x \leq l_y \end{array} \right.$

$$\rho = \frac{1,60}{2,20} = 0,73 \Leftrightarrow 0,4 \leq \rho = 0,73 \leq 1 \dots\dots\dots (1)$$

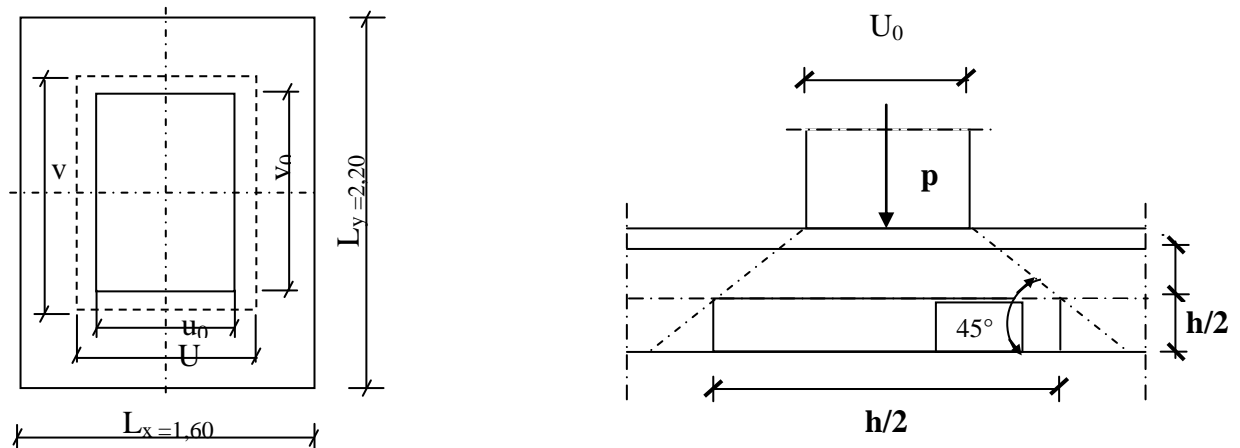
$$h_t = 15cm \geq \frac{l_x}{30} = 5,33cm \dots\dots\dots (2)$$

(1) et (2) \Rightarrow le panneau rectangulaire isolé, portant dans les deux sens. Pour l'étude de cette dalle on considère dans une première phase, la dalle simplement appui sur les 04 cotés.



III-4-2-2 calcul à L'ELU :

La dalle repose sur 04 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au centre du panneau



$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur du revêtement (5cm)
 $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (centrée sur la dalle)

Donc :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

III-4-2-2-1 calcul des sollicitations :

G_0 : poids de système de levage = 100 KN

G : poids propre de la dalle et les revêtements = $(25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$

Q : charge d'exploitation = 1 KN/m^2

III-4-2-2-2 combinaison de charge :

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) = 8,048 \text{ KN/ml}$$

$$q_{0u} = 1,35Q = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

III-4-2-2-3 calcul des moments :

- Les moments dus au système de levage (M_{x1} , M_{y1}) :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_{y1} = (\nu M_1 + M_2)q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'E.L.U} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'E.L.S} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficient donnés en fonction de $\left\{ \rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y} \right\}$ à partir des abaques de **PIGEAUD**

$$\begin{cases} 1. \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{220} = 0,73 \\ 2. \quad \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,656 \\ 3. \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0,477 \end{cases}$$

Selon les abaques de **PIGEAUD**

$$\begin{cases} \rho = 0,7 \\ M_1 = 0,098 \\ M_2 = 0,055 \end{cases} \quad \begin{cases} \rho = 0,8 \\ M_1 = 0,090 \\ M_2 = 0,065 \end{cases}$$

Pour $\rho = 0,73$ (avec l'interpolation) :

$$M_1 = \mathbf{0,096}$$

$$M_2 = \mathbf{0,058}$$

- **A L'E.L.U :**

$$M_{x1} = 0,096 \times 135 = 12,96 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 0,058 \times 135 = 7,83 \text{ KNm}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} , M_{y2}) :

$0.4 \leq \rho = 0,73 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,479 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{x2} = 0,0646 \times 8,048 \times (1,60)^2 = 1,33 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 0,479 \times 1,33 = 0,637 \text{ KNm}$$

Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,96 + 1,33 = 14,29 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,83 + 0,637 = 8,467 \text{ KNm}$$

III-4-2-3 Ferrailage :

- **Sens X-X : ($M_x = 14,29$ KNm)**

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 14,29 = 12,146 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,146}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,059 \quad \text{Avec } \begin{cases} b = 1 \text{ m de longueur} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

$$\mu = 0,059 \longrightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{12,146 \times 10^5}{0,969 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3,00 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3,92 cm² avec : S_t = 20 cm

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 14,29 = -4,287 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,287}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,9895$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4,287 \times 10^5}{0,9895 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1,037 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3,92 cm² avec S_t = 20 cm

- **Sens Y-Y : ($M_y = 8,467$ KNm) :**

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 8,467 = 7,197 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,197}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,9825 \quad A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,197 \times 10^5}{0,9825 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1,754 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec S_t = 25 cm

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 7,197 = -2,159 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,159}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0106$$

$$\mu = 0,0106 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,159 \times 10^5}{0,995 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec S_t = 25 cm

III-4-2-4 vérification à l'ELU :**III-4-2-4-1 Condition de non fragilité :****❖ Armatures parallèles à L_x :**

On doit vérifier que : $W_x = \frac{A_{tx}}{bh} \geq w_0 \frac{3-\rho_x}{2}$

Avec :

$W_0 = 0,08$ pour les HAfeE400

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark W_x = \frac{3,92}{100 \times 15} = 0,00262 \\ \checkmark 0,0008 \times \frac{3-0,73}{2} = 0,00091 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Armatures parallèles à L_y :

On doit vérifier que :

$$W_y = \frac{A_{ty}}{bh} \geq w_0$$

$$\checkmark \frac{A_{ty}}{bh} = \frac{3,14}{100 \times 15} = 0,0021 > 0,0008 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-4-2-4-2 Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\Phi = 10 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-4-2-4-3 condition de non poinçonnement :

On doit vérifier que $q_u \leq 0,045 U_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec :

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur la quelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q = 100 \text{ KN}$$

$$\bar{Q} = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q = 100 \text{ KN} < \bar{Q} = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire

III-4-2-4-4 contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{q}{2U + V} = \frac{q}{3U} = \frac{10}{3 \times 1,05} = 3,175 \text{ tonne avec (U=V)}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{q}{2V + U} = \frac{q}{3V} = \frac{10}{3 \times 1,05} = 3,175 \text{ tonne}$$

On doit vérifier que $\tau = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 33,3 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{3,175}{1 \times 12} = 0,265 \text{ Mpa } 0,265 < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III-4-2-5 Vérification a l'ELS :**III-4-2-5-1 calcul les moments :**

- **Les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + vM_2)q_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + vM_1)q_s$$

$$q_s = G + Q = 100 + 0 = 100 \text{ KN}$$

$$v = 0,2 \text{ (à L'ELS)}$$

Donc :

$$M_{x1} = (0,096 + 0,2 \times 0,058) \times 100 = 10,76 \text{ KN / ml}$$

$$M_{y1} = (0,058 + 0,2 \times 0,096) \times 100 = 7,72 \text{ KN / ml}$$

- **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,620 \end{cases} \quad (\text{À L'E.L.S } v = 0,2)$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0708 \times 5,85 \times (1,60)^2 = 1,06 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,620 \times 1,06 = 0,657 \text{ (KN.m)}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,76 + 1,06 = 11,82 \text{ (KN.m)}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,72 + 0,657 = 8,377 \text{ (KN.m)}$$

III-4-2-5-2 Ferrailage :**❖ Sens X-X****EN travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,82 = 10,047 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,047}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times (10)^3} = 0,049 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,049 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9745$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,047 \times 10^5}{0,9745 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 11,82 = -3,546 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,546}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,017 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,017 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9865$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,546 \times 10^5}{0,9865 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,86 \text{ cm}^2$$

❖ Sens Y-Y**EN travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,377 = 7,12 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,12}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,035 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,035 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9825$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,12 \times 10^5}{0,9825 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8,377 = -2,513 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,513}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,513 \times 10^5}{0,994 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,605 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

III-4-2-6 Contraintes de compression dans le béton :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées.
Selon J.P MOULIN (B.A.E.L)

La section est rectangulaire

La nuance des l'aciers est de Fe E400

$$\alpha \leq \frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ? \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ Sens X-X :

	M_{xu} (KN.m)	M_{xs} (KN.m)	$\mu = \frac{M_{xu}}{M_{xs}}$	$\frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
En travée	12,146	10,047	1,209	0,3545	0,0775	vérifiée
Aux appuis	-4,287	-3,546	1,209	0,3545	0,0265	vérifiée

❖ Sens Y-Y :

	M_{yu} (KN.m)	M_{ys} (KN.m)	$\mu = \frac{M_{yu}}{M_{ys}}$	$\frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
En travée	7,197	7,120	1,011	0,255	0,0445	vérifiée
Aux appuis	-2,159	-2,513	1,164	0,332	0,0126	vérifiée

III-4-2-6 Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable \Rightarrow Aucune vérification n'est nécessaire.

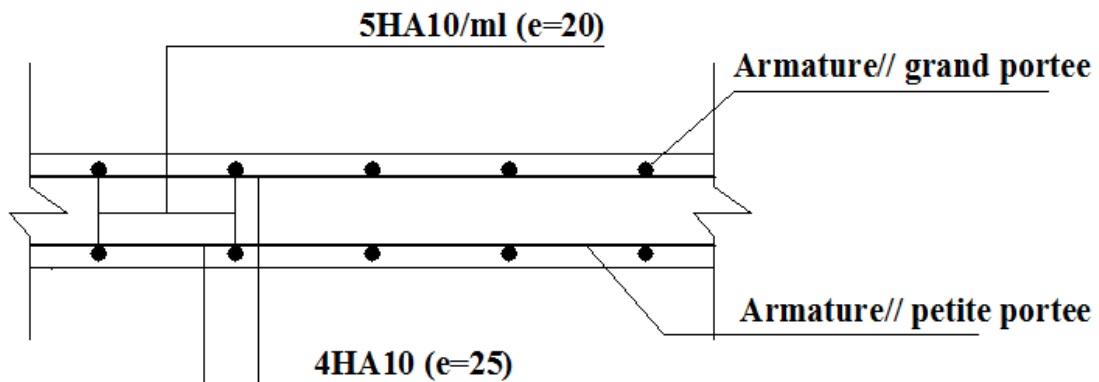


Fig.III-4: Ferrailage de la dalle pleine (salle machine)

III-5) PLANCHERS

III-5-1 Introduction :

Les plancher de ce bâtiment réalisé en corps creux plus une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées souvent.

Nervures: appelées poutrelles de section en T, elle assure la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage: en corps creux sont utilisées comme coffrage perdue, et comme isolant phonique sa hauteur est de 16cm.

Une dalle de compression en béton 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limite le risque de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines de charges, localisées notamment celles correspondants aux charges.

III-5-1 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder.

-20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;

-33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

III-5-2 Calcul des armatures

III-5-2-1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

L : distance entre axes des poutrelles L = 65 cm

Avec un espacement e = 20 cm

On adoptera pour A_{\perp} : 5T4=0,63 cm²

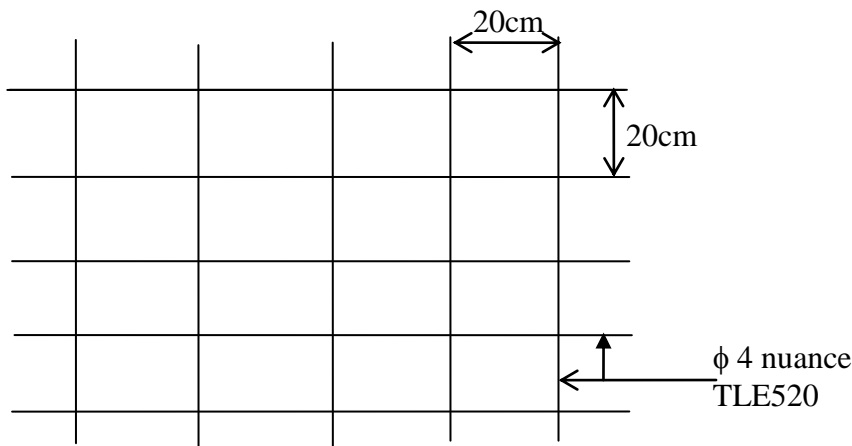
III-5-2-2 Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0,63/2 = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement de e = 20 cm

Conclusion :

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de (4x4x200x200) mm



Treillis soudé de 20x20 cm

III-5-3 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie sur une longueur déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives, le calcul se fera en deux étapes :

Etape1: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux. Chargement

- Poids propre : $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

III-5-3-1 Ferrailage à l'ELU :

La combinaison de charge à considérer est : $q = 1,35G + 1,5Q$

$$q = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$

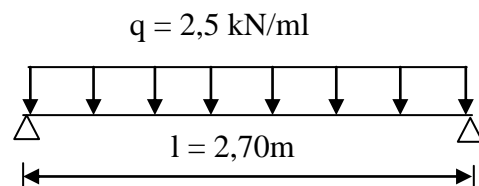
- **Moment en travée :**

$$L = 3,00 - 0,30 = 2,70$$

$$M_t = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,5 \times 2,7^2}{8} = 2,278 \text{ kNm}$$

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2,5 \times 2,7}{2} = 3,375 \text{ kN}$$



- Calcul des armatures :

$$Se \mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,278 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14,2} = 1,48 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion:

Vu la faible hauteur de la poutrelle, pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

Considérant notre poutrelle continue de section en T, avec une inertie constante; reposant sur neuf (9) appuis, les appuis de rives seront considérés comme des semi encastrement, et les autres comme des appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q (figure III.5.2).

On notera que la longueur de chaque travée est prise entre nus d'appuis

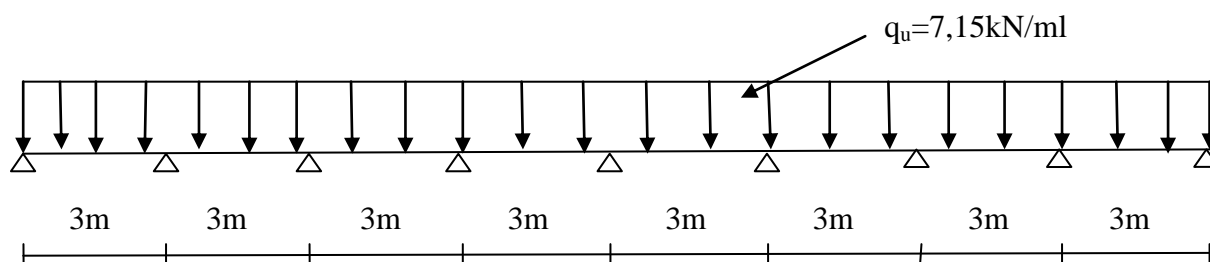


Schéma statique de la poutrelle

❖ Plancher d'étage courant

Charge et surcharge :

Poids propre du plancher : $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la poutrelle : $G = 0,12 \times 0,20 \times 25 = 0,6 \text{ KN/ml}$

$$G_{tot} = 3,614 + 0,6 = 4,214 \text{ KN / ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q_{tot} = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,214 + 1,5 \times 0,975 = 7,15 \text{ KN / ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 4,214 + 0,975 = 5,189 \text{ KN / ml}$

III-5-4 Choix de la méthode de calcul**III-5-4-1 Méthode forfaitaire :****III-5-4-1-1 Condition d'application :**

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 KN/m²
 $Q \leq \max \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$
 $2G = 2 \times 4,214 = 8,428 \text{ KN / m}^2$
 $Q = 0,975\text{kN/m}^2 < 2G = 8,428 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- 2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow Condition vérifiée
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 $\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,00}{1,00} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Conditions vérifiées
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements \Rightarrow condition vérifiée

Conclusion :

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

III-5-4-1-2 Principe de la méthode :(BAEL91 modifie 99 J.P mougin art 3III4)

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

III-5-4-1-3 Exposé de la méthode :

- ❖ Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- ❖ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de
 Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.
- ❖ M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- ❖ M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- ❖ M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- ❖ $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- ❖ $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- ❖ $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

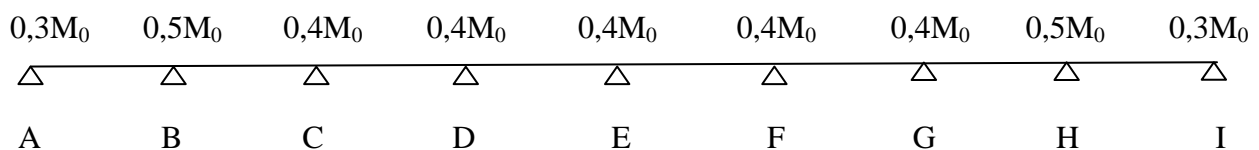
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,3 M_0$ pour appuis de rive ;
- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

III-5-4-1-4 Application de la méthode :

- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 4,214} = 0,188$$



Les moments aux appuis

- Calcul des moments isostatiques :

Calcul de M₀

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{7,15 \times 2,7^2}{8} = 6,515 \text{ kNm}$$

M₀ : est le même dans tous les travées

- Les moments aux appuis :

$$M_A = M_I = 0,3 M_0 = 0,3 \times 6,515 = 1,955 \text{ KN m}$$

$$M_B = M_H = 0,5 M_0 = 0,5 \times 6,515 = 3,258 \text{ KN m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = 0,4 M_0 = 0,4 \times 6,515 = 2,606 \text{ KN m}$$

- Les moments en travées :

$$M_{tAB} = M_{tHI} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,188}{2} \right) \times 6,515 = 4,093 \text{ KNm}$$

$$M_{tAB} = M_{tHI} \geq (1 + 0,3 \times 0,188) \times 6,515 - \left(\frac{1,955 + 3,258}{2} \right) = 4,276 \text{ KNm}$$

$$M_{iAB} = M_{iHI} \max (4,093 ; 4,276) = 4,276 \text{ KN.m}$$

De même pour M_{iBC} et M_{iGH}

$$M_{iBC} = M_{iGH} \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,188}{2} \right) \times 6,515 = 3,441 \text{ KNm}$$

$$M_{iBC} = M_{iGH} \geq (1 + 0,3 \times 0,188) \times 6,515 - \left(\frac{3,258 + 2,606}{2} \right) = 3,950 \text{ KNm}$$

$$M_{iBC} = M_{iGH} = \max (3,441 ; 3,950) = 3,950 \text{ KN.m}$$

De même pour M_{iCD} et M_{iDE} et M_{iEF} et M_{iFG} :

$$M_{iCD} = M_{iDE} = M_{iEF} = M_{iFG} \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,188}{2} \right) \times 6,515 = 3,441 \text{ KNm}$$

$$M_{iCD} = M_{iDE} = M_{iEF} = M_{iFG} \geq (1 + 0,3 \times 0,188) \times 6,515 - \left(\frac{2,606 + 2,606}{2} \right) = 4,276 \text{ KNm}$$

$$M_{iCD} = M_{iDE} = M_{iEF} = M_{iFG} = \max (3,441 ; 4,276) = 4,276 \text{ KN.m}$$

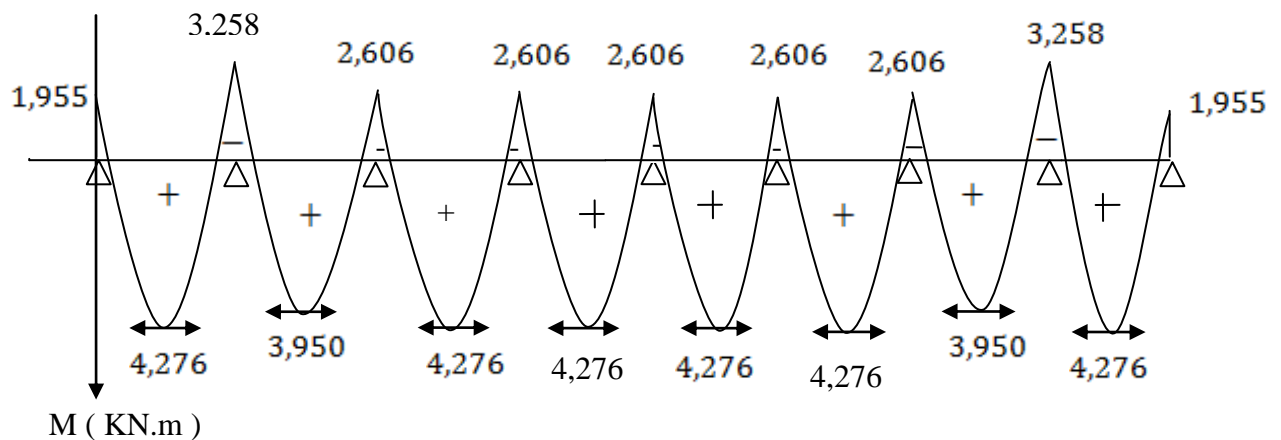


Diagramme des moments fléchissant à l' ELU

• Les efforts tranchants :

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

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

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

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
Mw	1,955	3,258	2,606	2,606	2,606	2,606	2,606	3,258
Me	3,258	2,606	2,606	2,606	2,606	2,606	3,258	1,955
Tw	-11,159	-10,508	-10,725	-10,725	-10,725	-10,725	-10,942	-10,291
Te	10,291	10,942	10,725	10,725	10,725	10,725	10,508	11,159

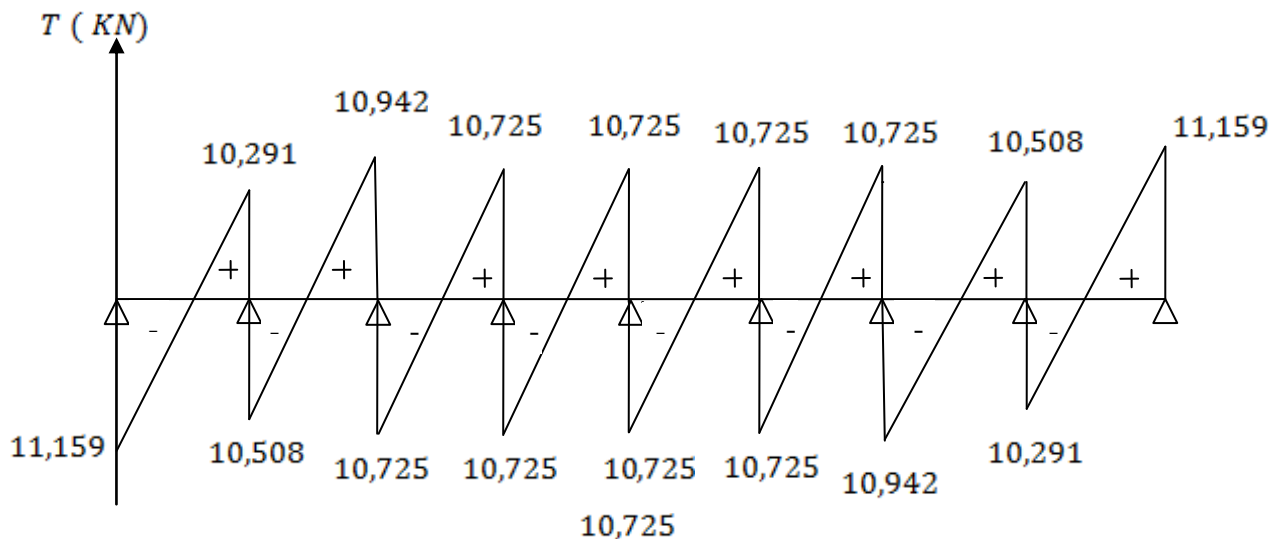


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III-5-4-1-5 Ferrailage à l'ELU

❖ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

• En travée :

$M_t = 4,276 \text{ KN m}$

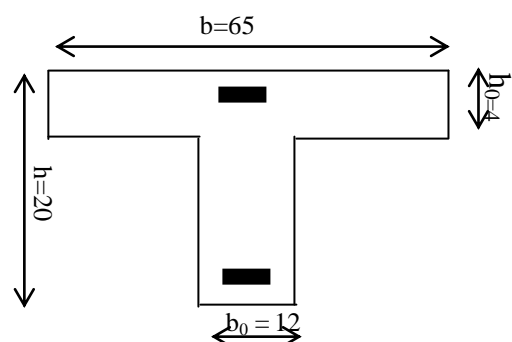
Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 4,276 \text{ KN.m}$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on Aura à calculer une section rectangulaire (b x h)



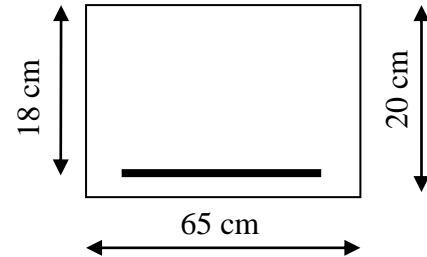
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,276 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,276 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$



- **Aux appuis**

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12x20) cm²

$$M_a = 3,258 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,258 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,059 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,059 \longrightarrow \beta = 0,9695$$

$$A_u = \frac{2,258 \times 10^3}{0,9695 \times 18 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

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

III-5-4-1-6 Vérification à l'ELU

III-5-4-1-6-1 Condition de non fragilité :

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-4-1-6-2 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 11,159 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{11,159 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,5166 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,13 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} = 2,166 \text{ MPa}$$

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

III-5-4-1-6-3 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{11,159 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12 \times \pi} = 1,827 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$$

III-5-4-1-6-4 Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Avec : l_s = longueur de scellement droit

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

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

III-5-4-1-6-5 Armatures transversales :

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.12 BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1,2; \frac{12}{10} \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

- La section des armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 6$; $A_t = 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures

L'espacement est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9 d ; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,42 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \times 235 \times 0,56}{(0,5166 - 0,3 \times 2,1) 12} = 77,37 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

III-5-4-1-7 Vérification à l'ELS**III-2-4-1-7-1 Le chargement à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 4,214 + 0,975 = 5,189 \text{ kN/ml}$$

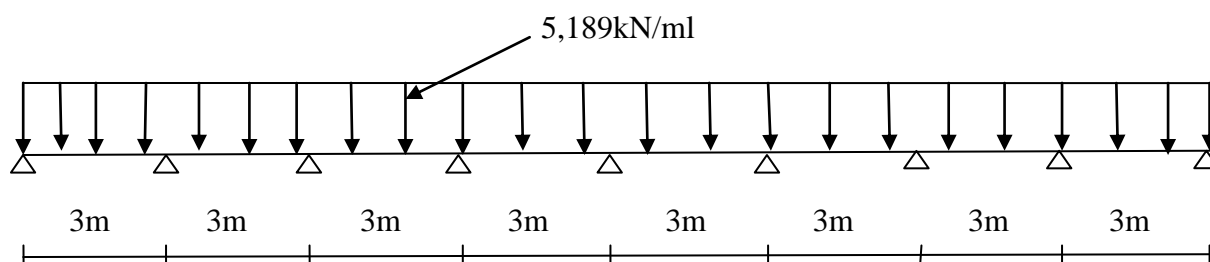


Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul de M_0 :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{5,189 \times 2,7^2}{8} = 4,728 \text{ kNm}$$

M_0 est le même dans tous les travées.

- Les moments aux appuis :

$$M_A = M_I = 0,3 M_0 = 0,3 \times 4,728 = 1,418 \text{ KN m}$$

$$M_B = M_H = 0,5 M_0 = 0,5 \times 4,728 = 2,364 \text{ KN m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = 0,4 M_0 = 0,4 \times 4,728 = 1,891 \text{ KN m}$$

- Les moments en travées :

$$M_0 = 4,728 \text{ kN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iHI} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,188}{2} \right) 4,728 = 2,970 \text{ kN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iHI} \geq (1 + 0,3 \times 0,188) 4,728 - \left(\frac{1,418 + 2,364}{2} \right) = 3,104 \text{ KN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iHI} = \max(2,970; 3,104) = 3,104 \text{ KNm}$$

$$M_{iBC} = M_{iGH} \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,188}{2} \right) 4,728 = 2,497 \text{ KN.m}$$

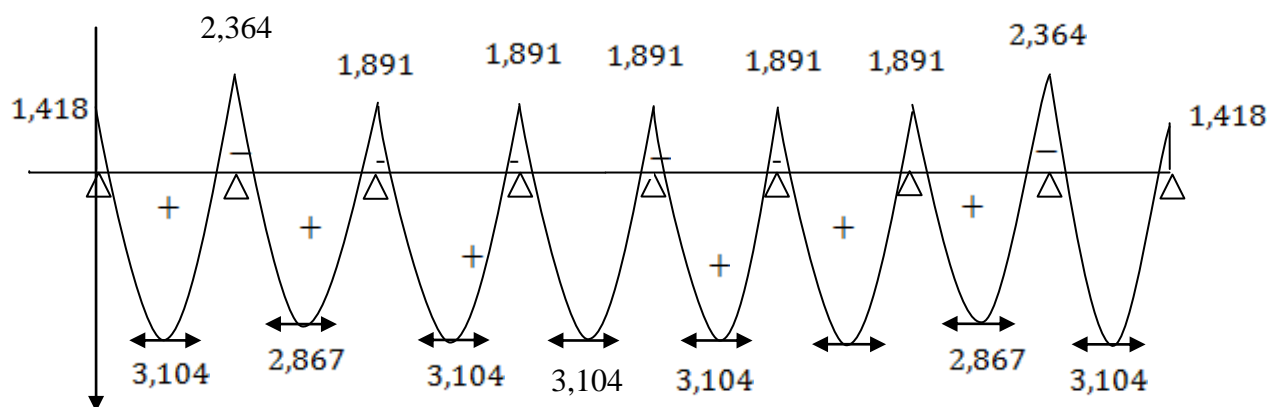
$$M_{iBC} = M_{iGH} = (1 + 0,3 \times 0,188) 4,728 - \left(\frac{2,364 + 1,891}{2} \right) = 2,867 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} = M_{iGH} = \max(2,497; 2,867) = 2,867 \text{ KNm}$$

$$M_{iCD} = (1 + 0,3 \times 0,188) 4,728 - 1,891 = 3,104 \text{ KNm}$$

$$M_{iCD} = \max(2,497 : 3,104) = 3,104 \text{ KNm}$$

$$M_{iCD} = M_{iDE} = M_{iEF} = M_{iFG} = 3,104 \text{ KNm}$$



M (KN.m)

Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

• Les efforts tranchants :

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

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.
 T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

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

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
Mw	1,418	2,364	1,891	1,891	1,891	1,891	1,891	2,364
Me	2,364	1,891	1,891	1,891	1,891	1,891	2,364	1,418
Tw	-8,099	-7,626	-7,784	-7,784	-7,784	-7,784	-7,941	-7,468
Te	7,468	7,941	7,784	7,784	7,784	7,784	7,626	8,099

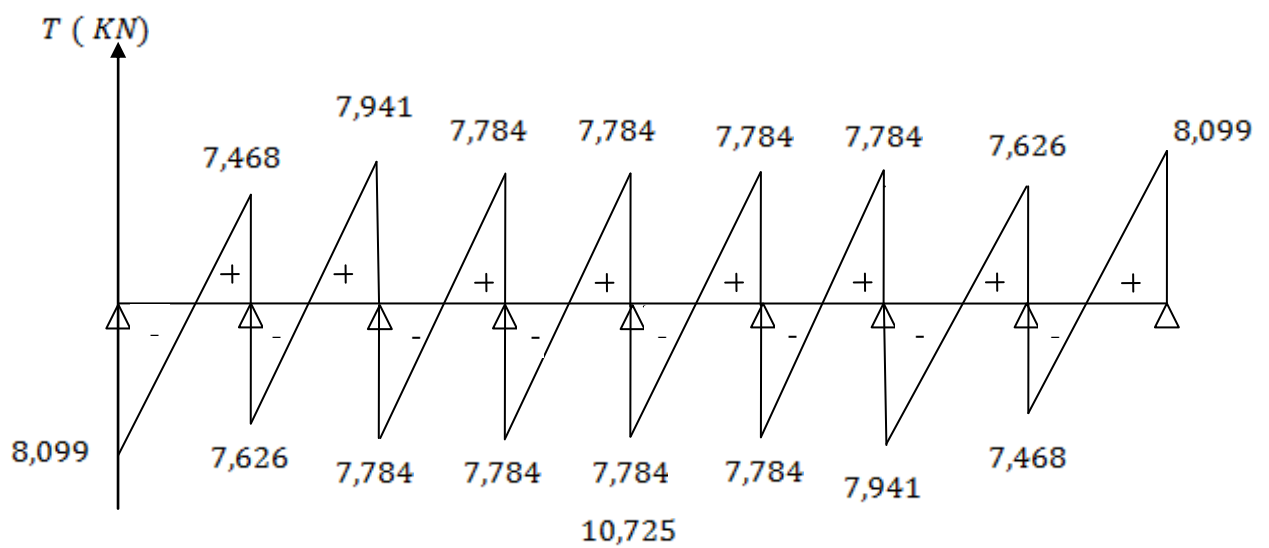


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III-5-4-1-7-2 Vérification à l'état limite de compression :**En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \Rightarrow k = 0,051$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{Ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{4,77 \times 10^3}{0,855 \times 17 \times 2,36} = 139,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,051 \times 139,05 = 7,09 \text{ MPa} < f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Aux appuis :

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 1\phi 12 = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \Rightarrow k = 0,032$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{Ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{3,425 \times 10^3}{0,855 \times 17 \times 1,13} = 208,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,033 \times 208,53 = 6,88 \text{ MPa} < f_{bc} = 11,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-5-4-1-7-3 Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

III-5-4-1-7-4 Vérification de l'état limite de déformation :

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est obligatoire.

III-5-4-1-8 Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2700}{500} = 5,4 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

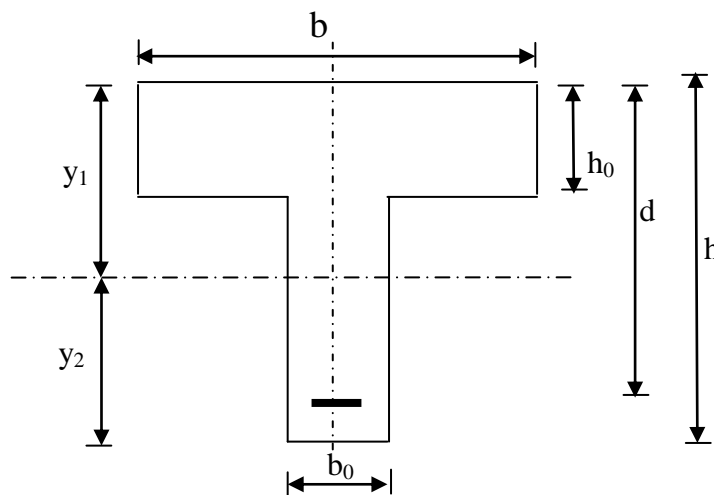
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

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



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{avec : } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

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

$$y_1 = 2,346 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 2,346 = 17,654 \text{ cm}$$

On aura $I_0 = 29933,59 \text{ cm}^4$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,011} = 1,49$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,602 ; 0 \} = 0,602$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 29933,59}{1 + 1,49 \times 0,602} = 17357,56 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{3,104 \times 10^6 \times (2700)^2}{10 \times 10818,865 \times 17357,56 \times 10^4} = 1,205 \text{ mm} < \bar{f} = 5,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

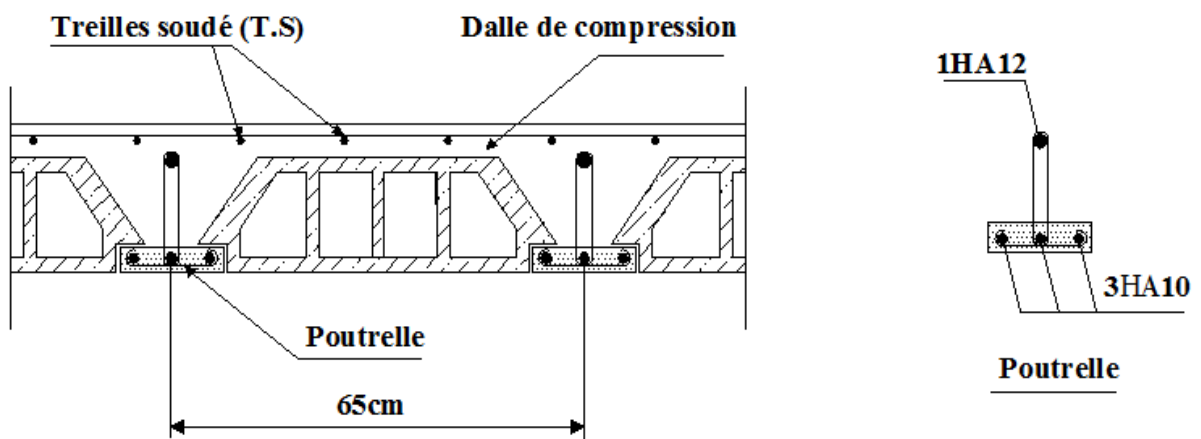


Fig.III-5 : Ferrailage du plancher

IV.1 Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

1) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

2) Conditions d'application : (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

IV.3 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)

1) Principe :

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 réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2) Les hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV.4 Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux.

1) Description de l'ETABS :

E :extended.

T :three dimensions.

A : analyses.

B : building.

S : système.

L'etabs est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté au bâtiment et ouvrage de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structure.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques. Il facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformé du système, les diagrammes des efforts, courbe enveloppes et mode de vibration....

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) sont modélisés par des éléments finis de type <<frame>>.
- Les voiles et dalles pleines sont modélisés par des éléments de type <<Shell>>.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

2) Rappel :

-Grid line : ligne de grille.

-Joints : nœud.

-Frame : portique

-Elément : élément

-Restraints : degré de liberté

-Loads : charges

-Uniformed loads: charge uniformement repartie.

-Materiels: matériaux

-Concrete: béton

-Steel: fer

-Frame section: coffrage

-Column: poteaux

-Beam: poutres

3) Etapes de modélisation :

- a) Introduction de la géométrie du modèle.
- b) Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
- c) Introduction des sections géométriques des éléments.
- d) Définition des charges (G,Q).
- e) Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/2003.
- f) Définition des charges sismiques.
- g) Introduction des combinaisons d'actions.
- h) Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- i) Spécification des conditions aux limites (appuis diaphragmes).
- j) Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

4) Spectre de réponse :

Le spectre de repense est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

Remarque :

- Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrages étant un bâtiment d'habitation situé à Tizi ouzou (zone IIa) il est classé dans le groupe d'usage 2.

- Classification du site :

La structure est implantée dans un site de catégorie S3

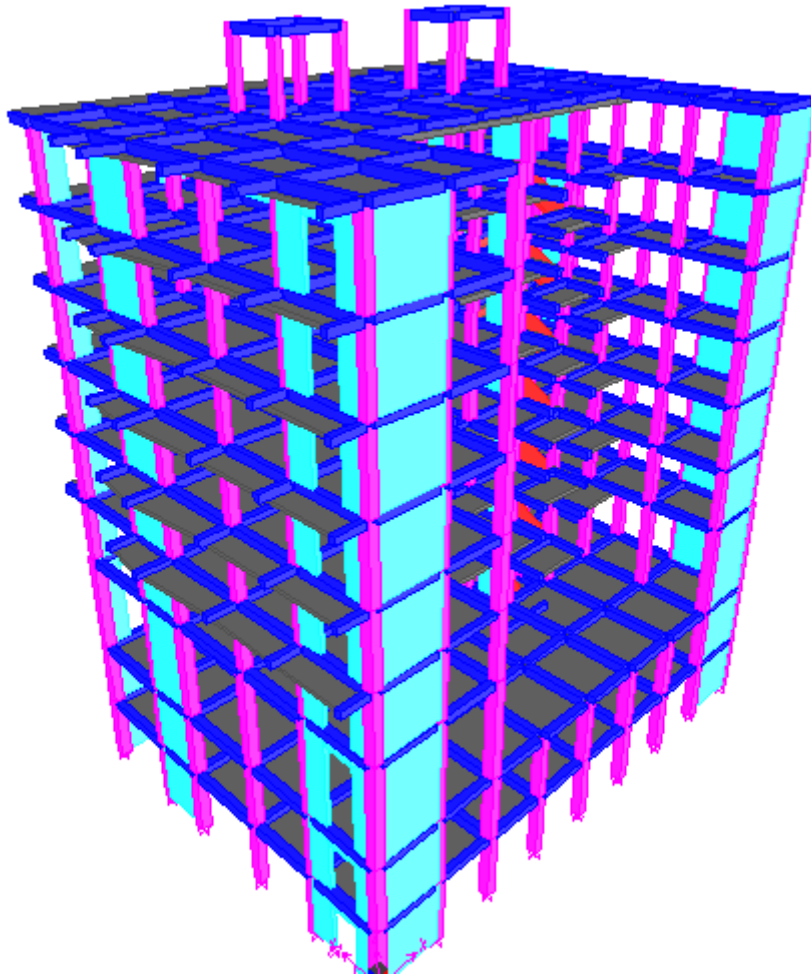


Figure IV.1 : model tridimensionnel

IV.5 Vérification des résultats du logiciel selon le RPA99/2003 :

IV.5.1 Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ)

IV.5.2 Système de contreventement :

L'objet du choix du système de contreventement dans les règles et les méthodes de calcul, se traduit par l'attribution pour chaque un des systèmes de contreventement d'un coefficient de comportement R.

Les efforts normaux et horizontaux repris par le système de contreventement sont tirés à partir de l'ETABS à l'aide de l'option «**section cut**».

❖ Charge verticale :

Les charges verticales reprises par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (G+0.2Q):

- 1) Charge verticale reprise par toute la structure : **41010.97 kn**
- 2) Charge verticale reprise par les portiques :

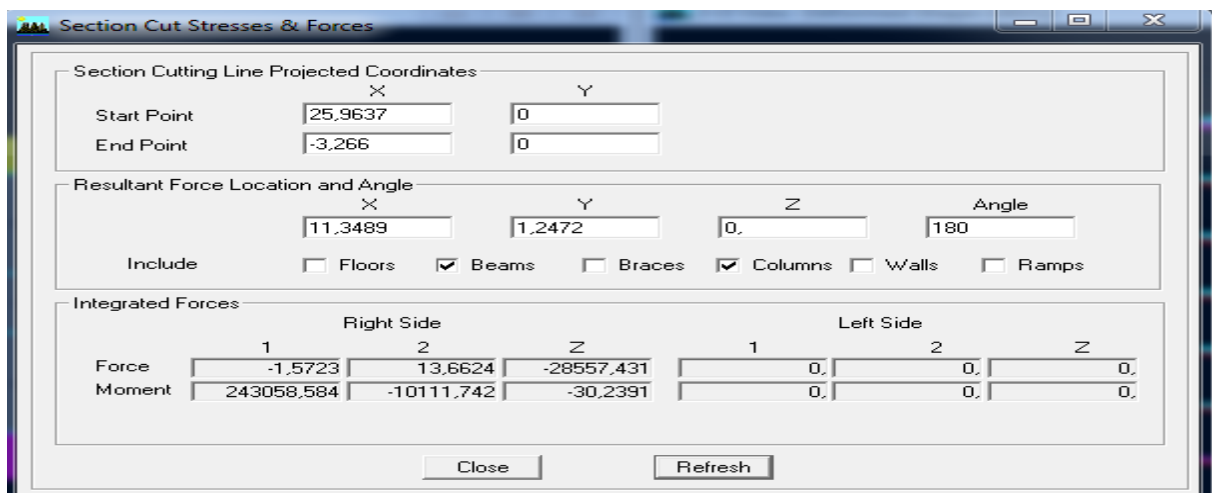


Figure IV.2 : Efforts verticaux repris par les portiques

Charge verticale reprise par les portiques : **28557.43 Kn** soit **69.63 %**

3) Charge verticale reprise par les voiles :

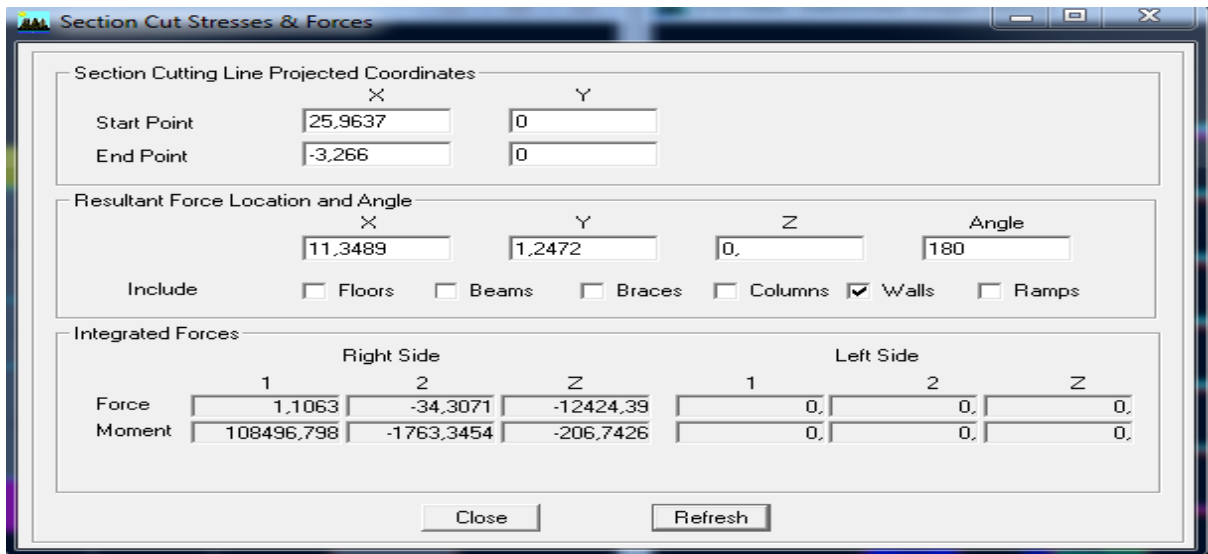


Figure IV.3 : Efforts verticaux repris par les voiles

Charge verticale reprise par les voiles : **12424.39 Kn** soit **30.27 %**

❖ Charge horizontale :

Sens xx :

- 1) Charge horizontale reprise par toute la structure: **1890.176 Kn.**
- 2) Charge sismique reprise par les portiques :

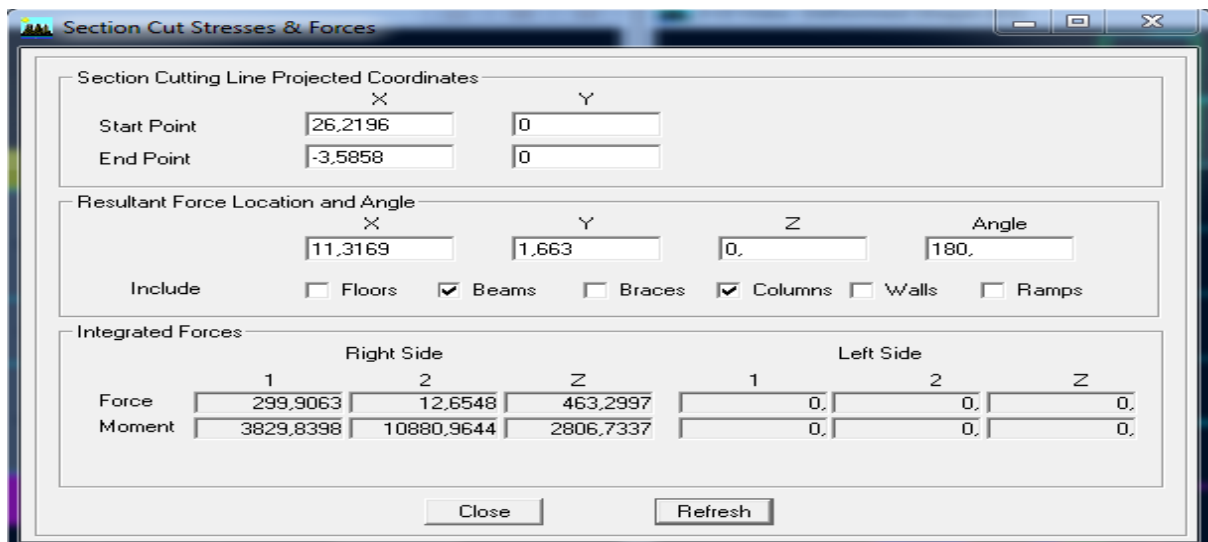


Figure IV.4 : charge horizontale reprise par les portiques sens x

La charge sismique reprise par les portiques dans le sens xx: **299.906** soit **15.86%**

3) Charge sismique reprise par les voiles :

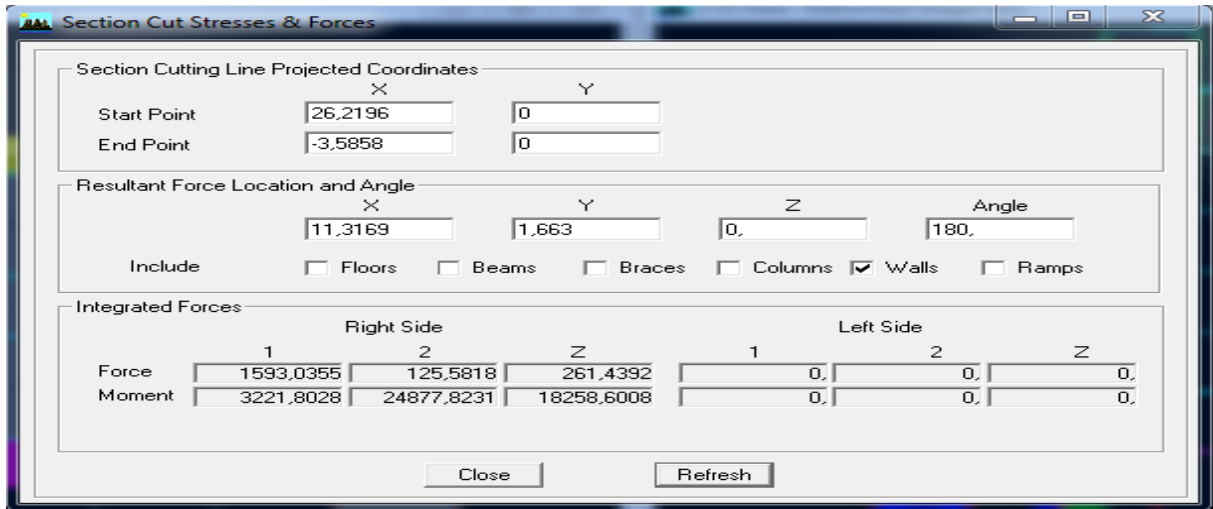


Figure IV.5 : charge horizontale reprise par les voiles sens x

La charge sismique reprise par les voiles dans le sens xx: **1593.035** soit **84.14 %**

Sens yy:

1) Charge horizontale reprise par toute la structure: **2008.670 Kn.**

2) Charge sismique reprise par les portiques :

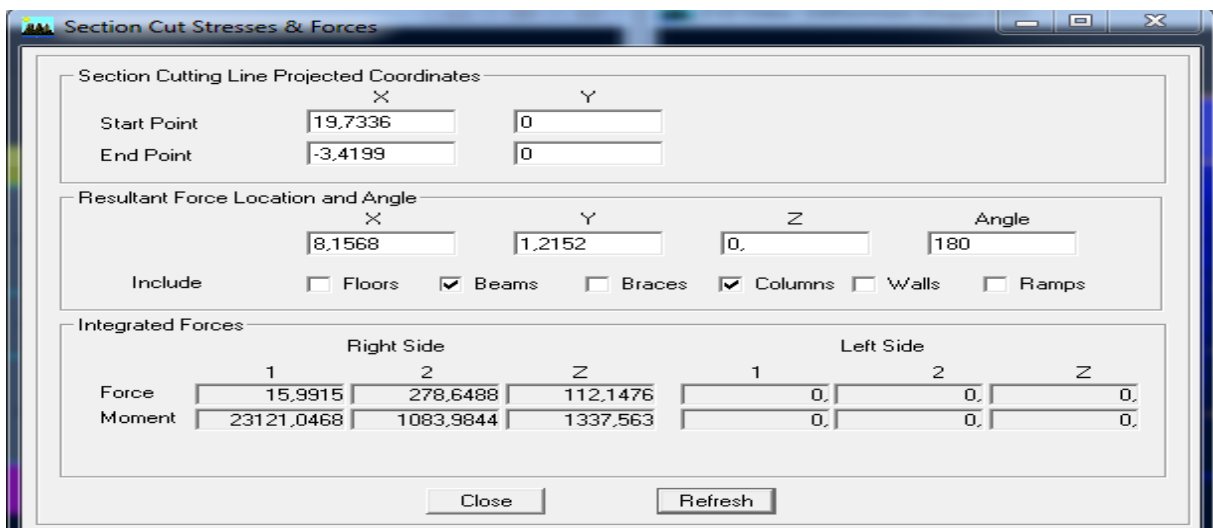


Figure IV.6 : charge horizontale reprise par les portiques sens y

La charge sismique reprise par les portiques dans le sens yy: **278.648** soit **13.87 %**

3) Charge sismique reprise par les voiles :

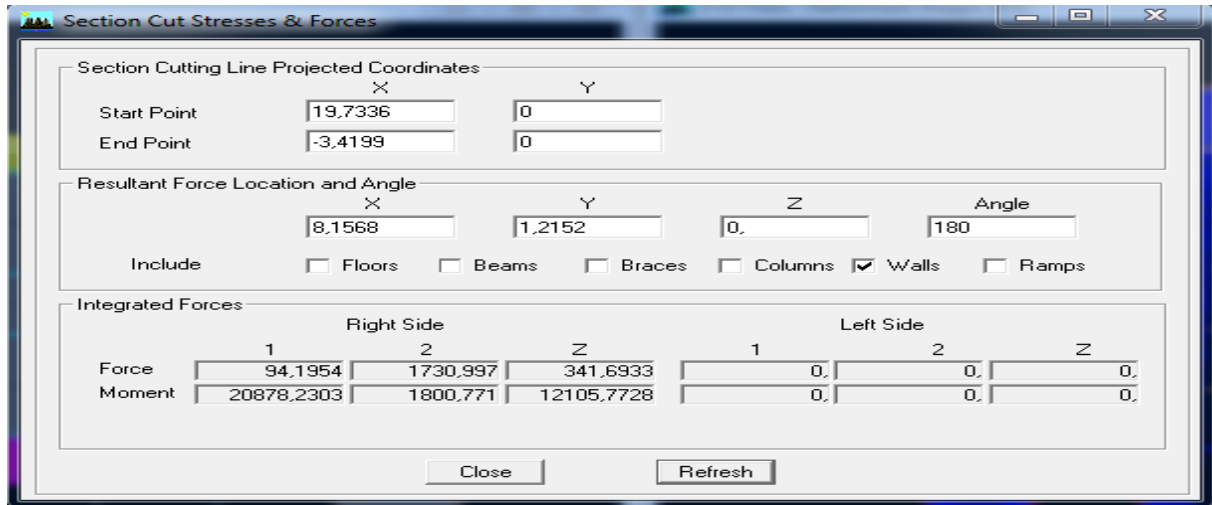


Figure IV.7 : charge horizontale reprise par les voiles sens y

La charge sismique reprise par les voiles dans le sens yy: **1730.997** soit **86.13 %**

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges horizontales D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par voiles porteurs. donc le coefficient de comportement **R= 3.5**.

IV.5.3 Nombre de mode à considérer et participation massique : (art 4.3.4 RPA99/2003)

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

Remarque :

Le nombre minimal de modes (K) retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} = \text{ avec } N = 9 \text{ niveaux et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

N :est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

$$K \geq 3 \sqrt{N} = 9 \Rightarrow K \geq 9$$

On prend $K= 17$ modes ; avec $T_K = T_{17} = 0.075 \text{ s} < 0.2 \text{ s}$

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,819581	65,8023	0,0895	0	65,8023	0,0895	0
2	0,649681	0,1631	66,8612	0	65,9654	66,9506	0
3	0,534044	2,4453	0,2449	0	68,4107	67,1955	0
4	0,211062	13,4482	0,0007	0	81,8589	67,1962	0
5	0,169597	0,0343	16,1048	0	81,8931	83,301	0
6	0,121325	2,0937	0,2874	0	83,9868	83,5884	0
7	0,113484	0,6205	0,0002	0	84,6073	83,5887	0
8	0,097262	0,0033	0,9167	0	84,6106	84,5053	0
9	0,094525	0,0745	0,1728	0	84,6851	84,6782	0
10	0,094206	0,8649	0,0208	0	85,55	84,699	0
11	0,09366	0,0189	0	0	85,5689	84,699	0
12	0,093614	0,0122	0,0001	0	85,5811	84,6991	0
13	0,093541	0,0001	0	0	85,5812	84,6991	0
14	0,093493	0,0006	0,0001	0	85,5818	84,6992	0
15	0,093182	0,0272	0	0	85,609	84,6992	0
16	0,089961	4,8465	0,0024	0	90,4554	84,7016	0
17	0,075247	0,0269	6,9556	0	90,4823	91,6572	0

Tableau IV .1 : participation massique

Constatation :

- ❖ Le premier mode est un mode de translation suivant x.
- ❖ Le deuxième mode est un mode de translation suivant y.
- ❖ Le troisième mode est un mode de rotation.
- ❖ Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir du 16^{ème} mode suivant le sens (x-x) et à partir du 17^{ème} mode suivant le sens (y-y).
- ❖ La période fondamentale de la structure est $T = 0.81s$.

IV.5.4) Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99 (article 4 -2 -4), la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = CT (hN)^{3/4}$$

$$T = 0.05 (31.98)^{3/4} = 0.672$$

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

TRPA= 0.672 X 1.3 = 0.873s > 0.819sla période fondamentale est vérifiée.

IV.5.5 Vérification de l’effort tranchant à la base :

La force sismique totale V doit être calculée dans deux directions orthogonales selon la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{statique} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Coefficient d’accélération de zone A :**

A = 0.15 (groupe d’usage 2 ; zone IIa)

- **Coefficient de comportement R :**

R = 3.5 (structure contreventé par voiles porteurs)

- **Poids de la structure W :**

poids total de la structure donné par le logiciel ETABS

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération avec : β = 0.2 donné par le tableau (4. 5) du RPA

$$W = 42750.66 \text{ kn}$$

STORY	POINT	LOAD	FX	FY	FZ
Summation	0, 0, Base	G+0.2Q	0.00	0.00	42750.66

- **facteur de qualité Q :**

Sa valeur est donnée par la formule : Q = 1 + Σ P_q (formule 4 – 4 RPA)

P_q: est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critère « q »	Sens Transversal (x)		Sens Longitudinal (y)	
	Observé ou non	P _q	Observé ou non	P _q
1)-Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.00	oui	0.00
2)-Redondance en plan	oui	0.00	oui	0.00
3)-Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4)-Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
5)-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
6)-Contrôle de la qualité l'exécution	non	0.05	non	0.05
ΣP_q		1.15		1.15

Tableau IV.2 : Les critères de facteur de qualité

• Coefficient d'amplification dynamique D :

Il est fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \end{cases}$$

❖ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab .4.7) de RPA 99.

Site meuble $\Rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0,5s$

❖ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

❖ $\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction: Tab (4-2)

Du matériau constitutif : béton armé
 De type de structure : portique + voile
 De l'importance des remplissages : dense

} $\xi(\%)=8,5\%$

$$\text{D'où } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.81 > 0.7; (\xi = 8,5\%) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **T : période de la structure :**

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \quad (\text{Formule 4-6 RPA})$$

$$T = 0.09 \times h_n / \sqrt{D} \quad (\text{Formule 4-7 RPA})$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en [m] à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée

$C_t = 0.05$ Donné par le tableau (4.6)

$h_n = 31.98. m$

$D_x = 24,30m$ et $D_y = 17,70m$

$$T = 0.672 s$$

$$T_x = 0.5838 s$$

$$T_y = 0.6841 s$$

► Nous avons : $0.5s \leq T_{(x,y)} \leq 3s$ donc : $D_{(x,y)} = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x,y)}}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.5838}\right)^{2/3} = 1.83$$

$$D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.6720}\right)^{2/3} = 1.70$$

Application numérique :

$$V_x^{statique} = 3855.80 kn \Rightarrow 0.8V_x^{statique} = 3084.64 kn$$

$$V_y^{statique} = 3497.61 kn \Rightarrow 0.8V_y^{statique} = 2865.51 kn$$

$$\left. \begin{aligned} V_x^{dynamique} &= 3308.77 kn > 0.8V_x^{statique} = 3084.64 kn \\ V_y^{dynamique} &= 2993.52 > 0.8V_y^{statique} = 2865.51 kn \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.6 Vérification des déplacements inter étage : (art 4.43 RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l' effet de torsion).

R : coefficient de comportement ($R = 3.5$).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99 (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.

niveau	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	R	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta(x)$	$\Delta(y)$	$1\%h_e$	observation
7	2,7960	1,6540	3.5	9.7860	5.7400	0.8806	0.5058	3.06	ok
6	2,5444	1,4955	3.5	8.9054	5.2342	1.0206	0.6415	3.06	ok
5	2,2528	1,3122	3.5	7.8848	4.5927	1.0549	0.6661	3.06	ok
4	1,9514	1,1219	3.5	6.8299	3.9266	1.1050	0.6927	3.06	ok
3	1,6357	0,9255	3.5	5.7249	3.2339	1.1406	0.6873	3.06	ok
2	1,3098	0,7276	3.5	4.5843	2.5466	1.1477	0.6776	3.06	ok
1	0,9819	0,5340	3.5	3.4366	1.8690	1.1641	0.6244	3.00	ok
RDC	0,6493	0,3556	3.5	2.2725	1.2446	1.3730	0.7389	4.50	ok
SS1	0,2570	0,1445	3.5	0.8995	0.5057	0.6225	0.3430	3.06	ok
SS2	0,0792	0,0465	3.5	0.2772	0.1627	0.2772	0.1627	3.06	ok

Tableau IV.3 déplacements inter étage

IV.5.7) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9/RPA99)

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Sens xx :

story	P_k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k	h_k	$V_k \times h_k$	θ
S-SOUL 2	42750,66	0.2772	118.50	3308,77	3.06	10124.83	0.011
S-SOUL 1	37339,47	0.6225	232.43	3171,06	3.06	9703.44	0.023
RDC	31973,98	1.3730	439.00	3004,19	4.50	13518.85	0.032
ETAGE 1	27318,05	1.1641	318.00	2805,87	3.00	8417.61	0.037
ETAGE 2	22763,08	1.1477	261.25	2532,33	3.06	7748.40	0.033
ETAGE 3	18226,8	1.1406	207.89	2205,36	3.06	6748.40	0.030
ETAGE 4	13690,53	1.1050	151.28	1817,62	3.06	5501.91	0.027
ETAGE 5	9286,21	1.0549	97.96	1363,68	3.06	4172.86	0.023
ETAGE 6	4881,9	1.0206	49.82	827,82	3.06	2533.12	0.019
ETAGE 7	233,01	0.8806	2.05	58,38	3.06	1786.64	0.001

Tableau IV.4 : vérification de l'effet P- Δ sens x

Sens yy:

story	P_k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k	h_k	$V_k \times h_k$	θ
S-SOUL 2	42750,66	0.1627	69.55	2993,52	3.06	9160.17	0.007
S-SOUL 1	37339,47	0.3430	128.18	2886,50	3.06	8832.69	0.014
RDC	31973,98	0.7389	236.25	2742,53	4.50	12341.38	0.019
ETAGE 1	27318,05	0.6244	170.57	2570,16	3.00	7710.48	0.022
ETAGE 2	22763,08	0.6776	154.24	2333,02	3.06	7139.04	0.021
ETAGE 3	18226,80	0.6873	125.27	2033,92	3.06	6223.79	0.020
ETAGE 4	13690,53	0.6927	94.83	1672,60	3.06	5118.15	0.018
ETAGE 5	9286,21	0.6661	61.85	1255,02	3.06	3840.36	0.016
ETAGE 6	4881,90	0.6415	31.31	758,78	3.06	2321.86	0.013
ETAGE 7	233,01	0.5058	1.17	60,38	3.06	184.76	0.006

Tableau IV.5 : vérification de l'effet P- Δ sens y

Conclusion : les effets du 2eme ordre peuvent être négligés.

IV.5.8 Vérification de l'excentricité :

Niv	centre de masse		centre de torsion		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	0.05Ly	0.05Lx
S-SOUL 2	12.000	8.762	12.335	8.437	0.335	0.325	1.215	0.885
S-SOUL 1	11.968	8.761	12.446	8.044	0.478	0.717	1.215	0.885
RDC	11.759	9.081	12.284	8.447	0.525	0.717	1.215	0.885
ETAGE 1	11.369	10.246	12.130	9.604	0.761	0.642	1.215	0.885
ETAGE 2	11.372	10.225	11.964	9.623	0.592	0.602	1.215	0.885
ETAGE 3	11.367	10.231	11.828	9.665	0.461	0.566	1.215	0.885
ETAGE 4	11.361	10.238	11.716	9.783	0.355	0.455	1.215	0.885
ETAGE 5	11.344	10.308	11.626	9.742	0.282	0.566	1.215	0.885
ETAGE 6	11.306	10.512	11.562	9.803	0.256	0.717	1.215	0.885
ETAGE 7	12.00	12.100	11.868	11.642	0.132	0.458	1.215	0.885

Tableau IV.6 : vérification de l'excentricité

Conclusion : L'excentricité est vérifiée sur tous les niveaux dans le sens x et y.

IV.5.9 Vérification du déplacement maximale :

On doit s'assurer que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

f : Flèche admissible.

h_t : Hauteur total du bâtiment.

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

Display \Rightarrow show story response plots

- Déplacement maximal selon x

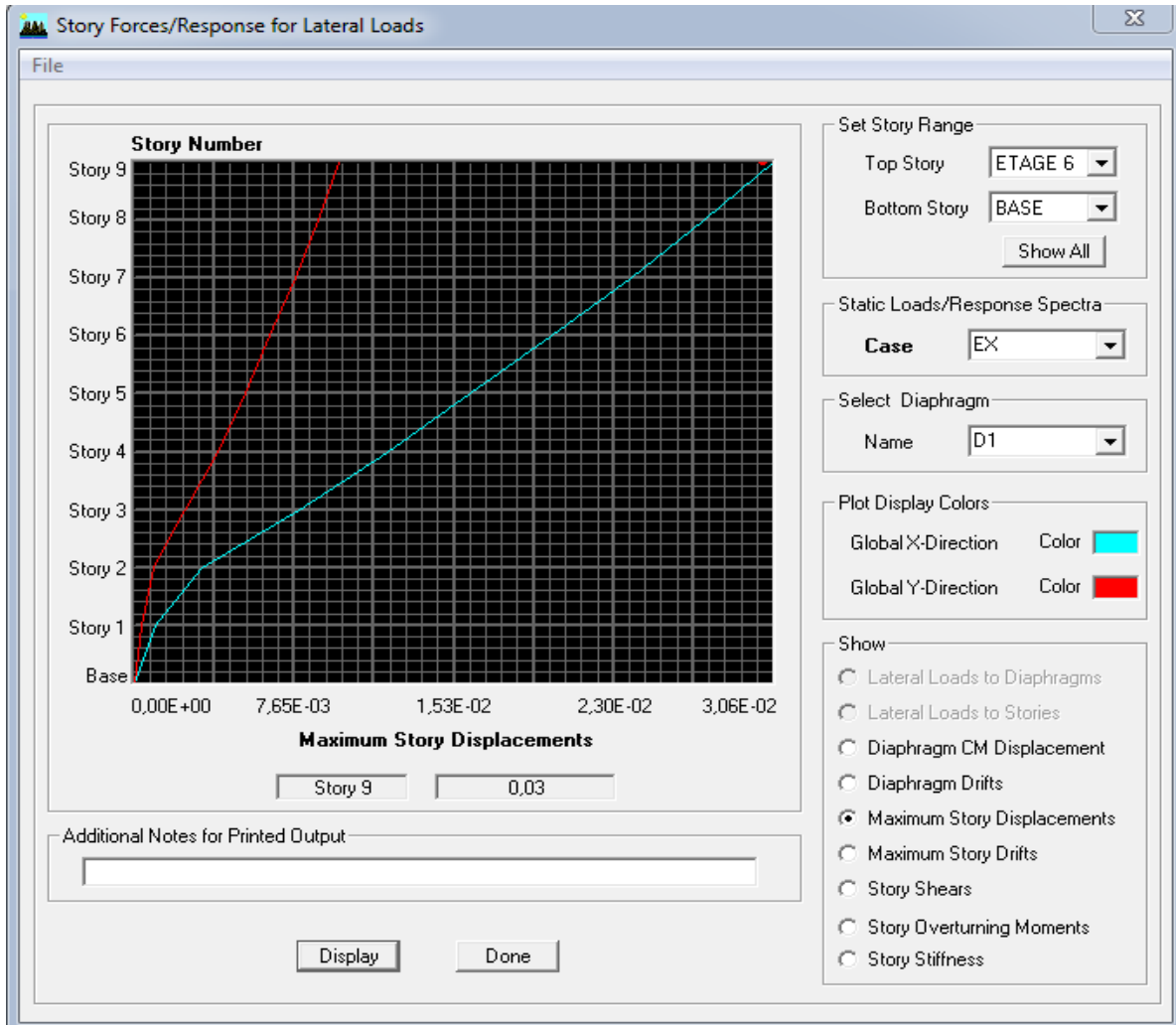


Figure IV.8 : Déplacement maximal selon x

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage donné par L'Etabs égale à :

0.03 m sous E_x .

$$\delta_{max} = 0.03 < f = \frac{28.92}{500} = 0.057m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Déplacement maximal selon y

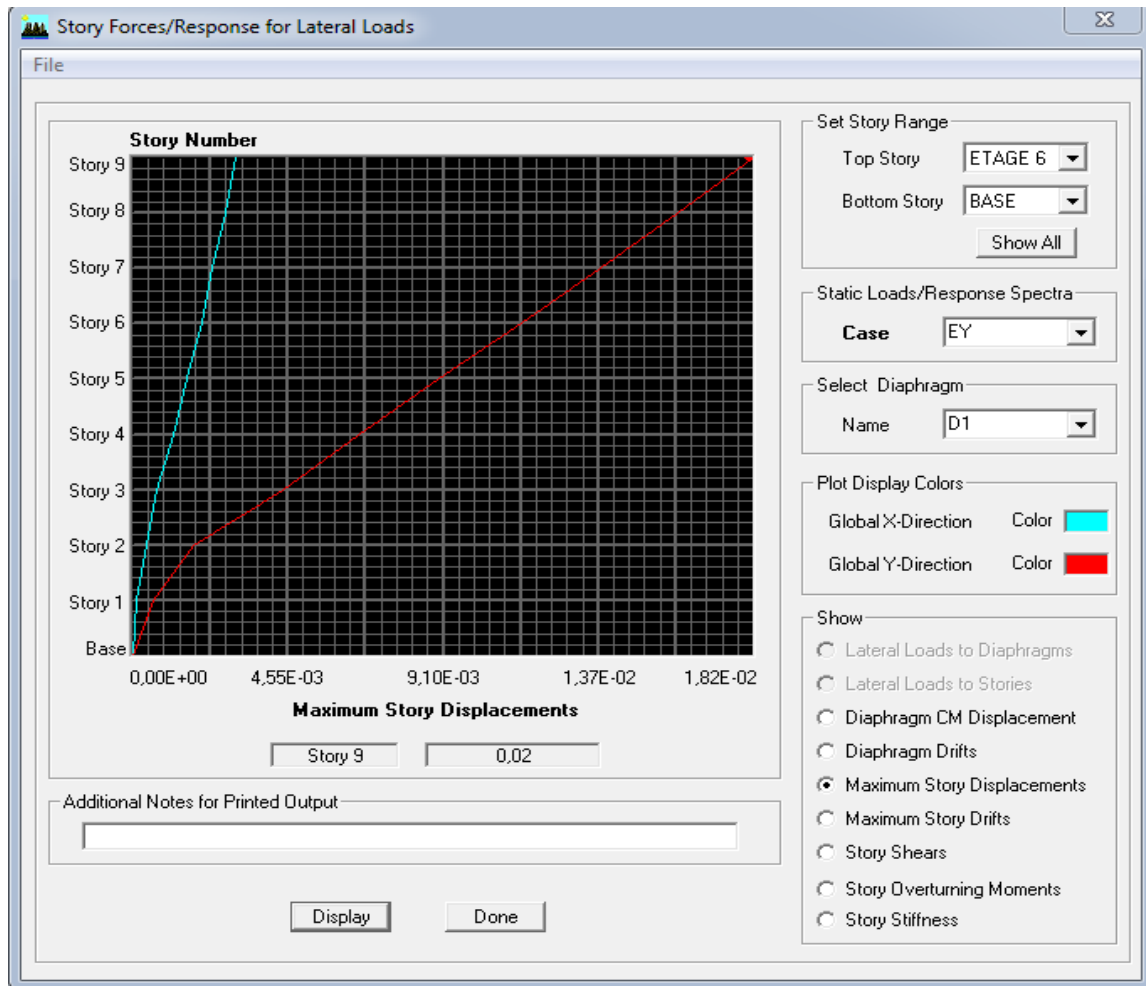


Figure IV.9 : Déplacement maximal selon y

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage donné par L'Etabs égale à :
0.02 m sous E_y .

$$\delta_{max} = 0.02 < f = \frac{28.92}{500} = 0.057m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion générale des vérifications:

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

V.1 Introduction:

Dans ce chapitre, sont présentés les résultats obtenus de l'étude dynamique. Ces résultats présentent les sollicitations de la structure sous les différentes charges combinées à l'action sismique selon les combinaisons d'actions réglementaires dans les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles). Les résultats étalés sont les efforts maximaux pour chaque élément principal de notre structure.

V.2) LES POTEAUX :

V.2.1 Numérotations utilisées pour les poteaux :

Les numérotations et abréviations adoptées pour les poteaux, sont utilisées par le logiciel de calcul utilisé à savoir le logiciel ETABS en plus de la numérotation des poteaux nous avons ajoutés des numérotations pour les portiques pour faciliter leurs localisation (voir figures V.1).

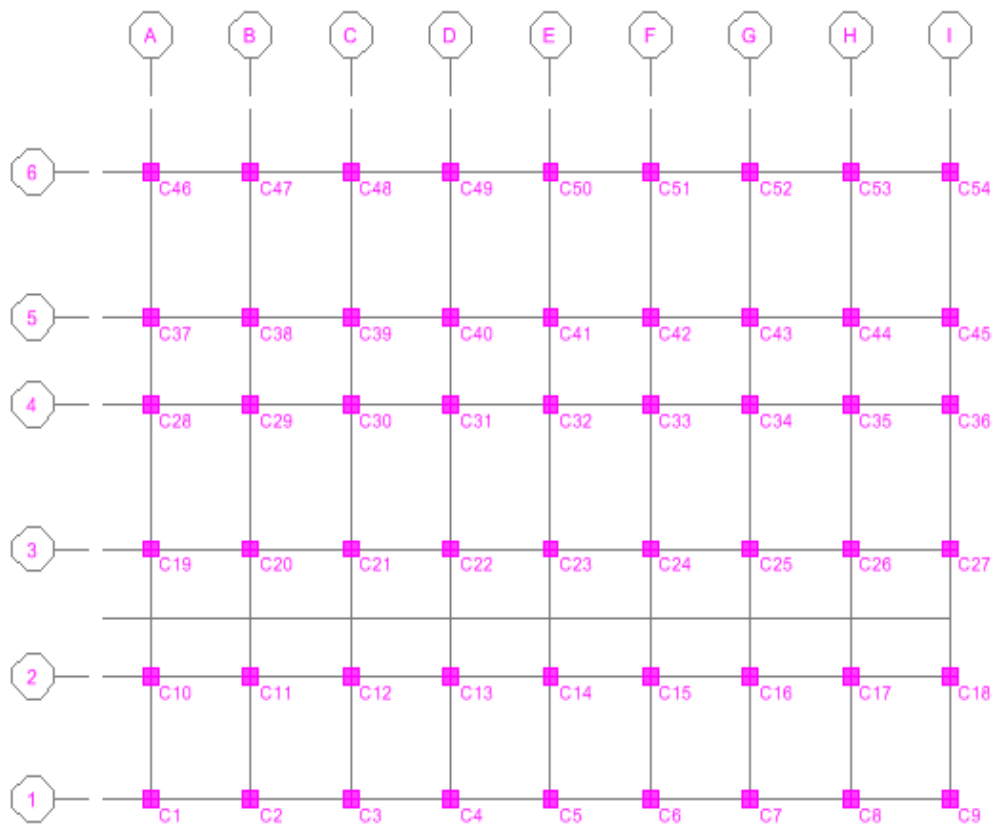


Figure V.1 : poteaux et leurs numérotations

Chapitre V: FICHER RESULTATS

poteaux45x45 (SS2, SS1 et RDC).

niveaux	Efforts		combinaisons							
			ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
SS2 (45x45)	N _{max}	M _{2cor}	-	3.497	-1132.78	-2.513	-2101.52	-8.711	-1967.29	-9.945
		M _{3cor}	1562.04	0.82		0.592		-31.728		-31.781
	N _{min}	M _{2cor}	-208.57	10.779	-149.81	7.666	1340.36	-3.031	-728.35	-0.829
		M _{3cor}		0.163		0.117		-8.376		-8.417
	M _{2max}	N _{cor}	-17.099	1234.92	12.101	-895.39	-27.455	-939.18	-26.934	-652.65
	M _{3max}	N _{cor}	4.393	-847.17	3.184	-61629	38.601	-712.16	38.078	-369.76
SS1 (45x45)	N _{max}	M _{2cor}	-	-13.896	-983.3	-10.004	-1604.78	-8.367	-1482.83	-12.653
		M _{3cor}	1353.37	2.905		2.101		-23.655		-24.222
	N _{min}	M _{2cor}	-93.26	25.218	-66.78	17.911	917.76	2.537	510.5	6.19
		M _{3cor}		0.31		-0.222		5.569		4.71
	M _{2max}	N _{cor}	33.459	-558.05	23.782	-810.34	-42.493	-846.26	-40.967	-596.01
	M _{3max}	N _{cor}	7.18	-773.06	5.215	-562.68	51.395	-606.98	50.478	-321.20
RDC (45x45)	N _{max}	M _{2cor}	-	-5.297	-839.95	-3.788	-1292.03	-57.479	-1098.03	-18.699
		M _{3cor}	1152.96	4.677		3.384		0.267		-18.97
	N _{min}	M _{2cor}	-206.72	12.234	-152.16	8.807	542.6	19.448	593.69	17.069
		M _{3cor}		0.077		0.058		2.362		3.112
	M _{2max}	N _{cor}	24.558	-1033.3	17.809	-752.25	64.375	-469.2	-59.48	-1015.01
	M _{3max}	N _{cor}	-15.573	-699.17	-11.29	-509.45	-84.515	-1035.33	-80.388	-790.28

Chapitre V: FICHER RESULTATS

Poteaux 40x40 (du 1^{er} au 3^{ème} étage).

Niveaux	Efforts		combinaisons							
			ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
1 ^{er} (40x40)	N _{max}	M _{2cor}	-	0.746	-726.69	0.692	-1035.26	-46.776	-822.6	-45.919
		M _{3cor}	1002.67	2.112		1.533		-46.672		-47.828
	N _{min}	M _{2cor}	-154.44	8.775	-113.62	-6.366	240.62	14.45	268.97	12.204
		M _{3cor}		0.073		-0.054		2.239		2.227
	M _{2max}	N _{cor}	25.921	-825.34	18.762	-601.35	-58.83	-662.96	-57.922	-474.42
M _{3max}	N _{cor}	17.414	581.18	12.631	-423.57	65.32	-665.21	64.434	-449.68	
2 ^{ème} (40x40)	N _{max}	M _{2cor}	-831.75	-1.69	-603.06	-0.972	-802.73	-44.344	-631.4	-43.889
		M _{3cor}		2.107		1.531		-38.364		-38.543
	N _{min}	M _{2cor}	-124.09	8.966	-91.28	6.531	138.52	14.112	161.37	11.852
		M _{3cor}		0.02		0.015		2.036		2.037
	M _{2max}	N _{cor}	20.752	-667.5	15.007	-486.5	-54.878	-544.51	-54.088	-390.5
M _{3max}	N _{cor}	19.23	-669.27	13.96	-487.92	62.646	-456.28	60.036	-271.18	
3 ^{ème} (4x40)	N _{max}	M _{2cor}	-661.57	-1.705	-479.94	-0.983	-588.88	-38.225	-455.43	-38.747
		M _{3cor}		2.598		1.888		-35.751		-36.42
	N _{min}	M _{2cor}	-95.84	10.574	-70.48	7.679	84.89	16.011	102.68	13.367
		M _{3cor}		0		0.001		1.755		1.762
	M _{2max}	N _{cor}	-18.56	-180.81	-13.46	132.4	-59.79	-428.89	-58.949	-308.26
M _{3max}	N _{cor}	20.688	-375.17	15.12	-273.53	66.828	-357.96	63.583	-213.16	

Chapitre V: FICHER RESULTATS

Poteaux 35x35 (du 4^{ème} au 7^{ème} étage).

Niveaux	Efforts		combinaisons							
			ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
4 ^{ème} (35x35)	N _{max}	M _{2cor}	-491.03	-1.458	-356.56	-0.86	-411.34	-7.303	-311.13	-10.674
		M _{3cor}		2.072		1.506		-3.257		-2.963
	N _{min}	M _{2cor}	-55.83	0.329	-41.03	0.239	56.86	-0.85	96.19	-0.716
		M _{3cor}		-0.14		-0.102		4.041		3.891
	M _{2max}	N _{cor}	-17.385	-429.31	-12.556	-312.91	-43.148	-315.5	-42.526	-227.58
M _{3max}	N _{cor}	15.927	-234.22	11.569	-170.84	48.419	-262.38	45.724	-157.37	
5 ^{ème} (35x35)	N _{max}	M _{2cor}	-323.44	-2.012	-235.37	-1.213	-286.46	-30.688	-219.47	1.636
		M _{3cor}		2.254		-0.155		-10.138		-1.829
	N _{min}	M _{2cor}	-27.08	0.304	-19.93	-0.222	89.6	-0.816	111.51	-1.043
		M _{3cor}		-0.213		-0.155		3.215		3.101
	M _{2max}	N _{cor}	-16.499	-176.84	-11.995	-129.35	-46.949	-207.65	-46.252	-151.23
M _{3max}	N _{cor}	20.169	-139.38	14.654	-101.77	52.663	-172.20	49.393	-105.87	
6 ^{ème} (35x35)	N _{max}	M _{2cor}	-200.86	9.826	-147.33	7.085	-198.38	-15.454	-158.63	-18.136
		M _{3cor}		-7.103		-5.134		-6.772		-4.721
	N _{min}	M _{2cor}	-2.83	0.434	-2.09	0.317	55.16	-3.34	64.83	-1.351
		M _{3cor}		0.014		0.01		3.197		2.895
	M _{2max}	N _{cor}	20.678	-16.85	15.053	-12.34	47.923	-3.34	-50.222	-76.74
M _{3max}	N _{cor}	14.691	-85.44	-10.745	-83.99	56.507	-81.90	52.768	-53.95	
7 ^{ème} (35x35)	N _{max}	M _{2cor}	-312.17	8.856	-33.12	-3.155	-48.900	-23.108	-41.32	-22.489
		M _{3cor}		-7.32		-2.900		1.450		-0.31
	N _{min}	M _{2cor}	-46.65	7.32	-20.790	2.765	-1.640	11.520	4.28	12.401
		M _{3cor}		-8.268		-0.015		3.904		3.752
	M _{2max}	N _{cor}	-36.447	-214.67	3.977	-24.820	-23.108	-48.900	-22.489	-41.320
M _{3max}	N _{cor}	-39.943	-199.55	8.006	-30.72	22.24	-16.890	20.481	-9.310	

Chapitre V: FICHER RESULTATS

V.3.1 Les efforts dans les poutres principales :

POUTRE PRINCIPAL					
NIV	TRAVEE		APPUIS		
	Comb	Mmax	Mmax	Tmax	
SS2	ELS	23.024	-29.314	-57.6	56.39
	ELU	32.391	-41.169	-81.00	79.33
	ACC	24.026	-45.898	-66.51	64.59
SS1	ELS	23.388	-31.242	-58.89	55.88
	ELU	32.906	-43.804	-82.77	78.63
	ACC	26.92	-55.808	-72.13	24.9
RDC	ELS	19.339	-25.738	-49.52	46.97
	ELU	26.904	-35.79	-68.88	63.37
	ACC	32.73	-56.626	-64.69	67.19
1	ELS	16.784	-31.532	-48.02	42.24
	ELU	23.133	-43.525	-66.22	58.25
	ACC	33.332	-59.160	-62.75	58.55
2	ELS	16.753	-32.574	-48.54	43.39
	ELU	23.092	-44.939	-66.91	59.82
	ACC	34.921	-61.258	-63.88	59.42
3	ELS	16.986	-33.602	-49.15	43.85
	ELU	23.407	-46.361	-67.76	60.45
	ACC	35.394	-61.834	-64.11	58.90
4	ELS	17.30	-35.687	-50.29	44.58
	ELU	23.845	-49.235	-69.33	61.46
	ACC	35.659	-62.461	-64.18	57.99
5	ELS	17.136	-37.00	-50.86	46.00
	ELU	23.623	-50.071	-70.13	63.39
	ACC	37.102	-64.272	-64.98	59.09
6	ELS	17.562	-34.087	-48.96	41.46
	ELU	24.097	-46.691	-67.06	56.86
	ACC	29.858	-54.628	-59.56	51.13

V.3.2 Les efforts dans les poutres secondaires :

P. SECONDAIRES					
NIV	Comb	TRAVEE		APPUIS	
		Mmax	Mmax	Tmax	
SS2	ELS	3.172	6.192	-11.64	10.89
	ELU	4.363	8.535	-15.99	14.95
	ACC	14.33	25.591	-26.45	25.79
SS1	ELS	4.121	9.064	-13.87	12.32
	ELU	5.701	12.502	-19.07	16.92
	ACC	24.44	39.579	-37.15	35.82
RDC	ELS	5.773	11.556	-15.82	13.56
	ELU	7.977	15.936	-21.76	18.63
	ACC	30.786	48.832	-43.72	41.51
1	ELS	5.75	11.729	-15.07	13.09
	ELU	7.937	16.166	-20.74	18.00
	ACC	25.38	43.453	-38.77	37.01
2	ELS	6.726	13.185	-16.88	16.19
	ELU	9.279	18.168	-23.21	22.28
	ACC	25.873	36.243	-43.70	39.34
3	ELS	7.285	14.161	-17.65	16.9
	ELU	10.046	19.509	-24.27	23.25
	ACC	24.853	43.389	-42.45	38.5
4	ELS	7.66	15.229	-18.56	17.5
	ELU	10.56	20.975	-25.51	24.08
	ACC	22.945	41.797	-39.64	36.45
5	ELS	8.392	16.518	-20.22	18.42
	ELU	11.568	22.745	-27.80	25.33
	ACC	23.225	41.839	-40.77	36.60
6	ELS	8.106	17.503	-18.56	17.35
	ELU	11.029	24.03	-25.35	23.78
	ACC	16.422	35.325	-30.21	29.00

V.4) LES VOILES:

V.4.1 Numérotations utilisées pour les voiles :

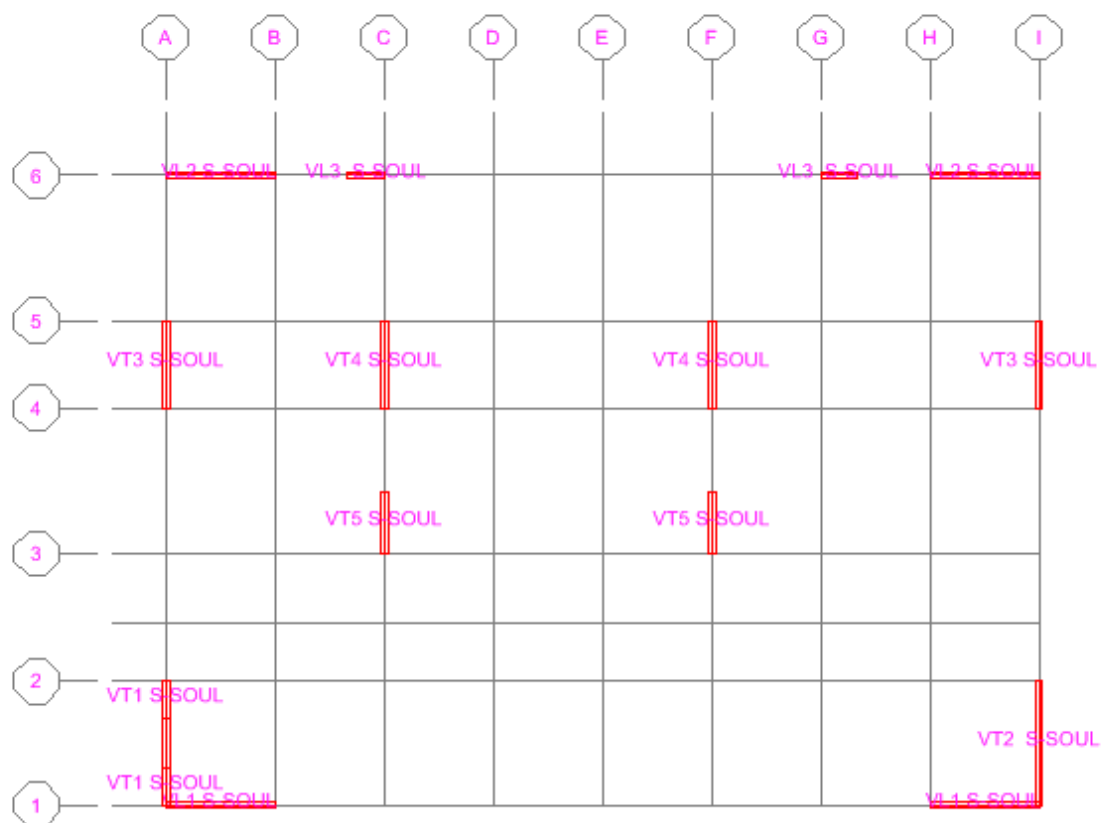


Figure V.3 : voiles et leurs numérotations

Chapitre V: FICHER RESULTATS

V.4.2 Les efforts dans les voiles :

- VL1 :

Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
σ_{\max} [KN/m ²]	2383,00	1251	970	1174
σ_{\min} [KN/m ²]	-5700	-3548,00	-3012	-2738
Vu (kN)	566	538	370	205
Ns (kN)	2894	2222	1818	894

- VL2 :

Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
σ_{\max} [KN/m ²]	4056,00	1655	993	340
σ_{\min} [KN/m ²]	-7012	-4755,00	-3998	-2376
Vu (kN)	723	548	421	246
Ns (kN)	3599	2650	2003	1307

- VL3 :

Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
σ_{\max} [KN/m ²]	20,00	-20	-111	246
σ_{\min} [KN/m ²]	-5475	-4501,00	-4115	-2654
Vu (kN)	99	82	97	123
Ns (kN)	2029	1643	1526	756

- VT1 :

Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
σ_{\max} [KN/m ²]	1841,00	558	-10	-9
σ_{\min} [KN/m ²]	-4863	-3036,00	-2258	-1274
Vu (kN)	67	79	98	101
Ns (kN)	1202	985	886	455

Chapitre V: FICHER RESULTATS

- VT2 :

Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
σ_{\max} [KN/m ²]	1908,00	714	152	242
σ_{\min} [KN/m ²]	-4106	-2294,00	-2484	-2058
Vu (kN)	117	124	96	78
Ns (kN)	1267	990	832	421

- VT3 :

Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
σ_{\max} [KN/m ²]	397,00	48	-31	709
σ_{\min} [KN/m ²]	-3796	-2733,00	-3042	-2485
Vu (kN)	54	41	61	58
Ns (kN)	3696	2947	2541	1283

- VT4 :

Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
σ_{\max} [KN/m ²]	-217,00	-132	-47	846
σ_{\min} [KN/m ²]	-4579	-3575,00	-3821	-2903
Vu (kN)	66	41	60	50
Ns (kN)	5177	3912	3355	1805

- VT5 :

Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
σ_{\max} [KN/m ²]	-187,00	-146	-75	423
σ_{\min} [KN/m ²]	-5037	-4280,00	-4000	-3038
Vu (kN)	110	79	36	83
Ns (kN)	3335	2653	2254	1113

INTRODUCTION :

Après l'analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :**VI.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composée, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q+E$ → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois type de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1.2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**VI.1.2.1 Armatures longitudinales :**

- 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)

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12**[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25 cm** en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a) Section entièrement tendue :

N : effort normal de traction.

C : centre de pression entre les armatures

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \times \left[\left(\frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)} \right) \right]$$

$$A_{ss} = \left(N_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) - A_{si}$$

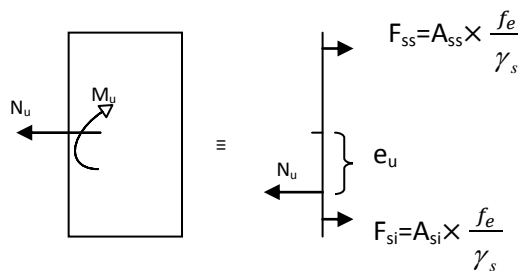


Figure VI.1 : Section entièrement tendue

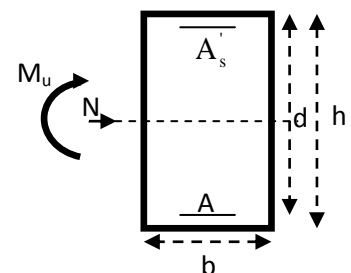
b) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



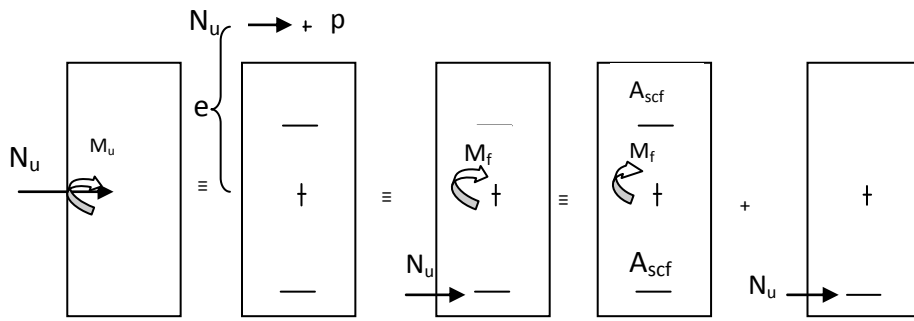


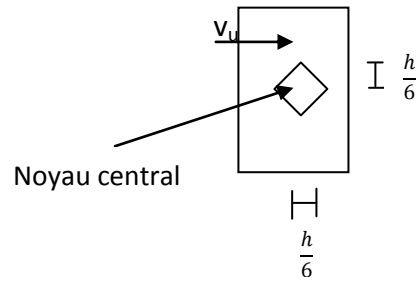
Figure VI.2 : SPC

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$Si : N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$



Et $p \notin$ noyau central \Rightarrow SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

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

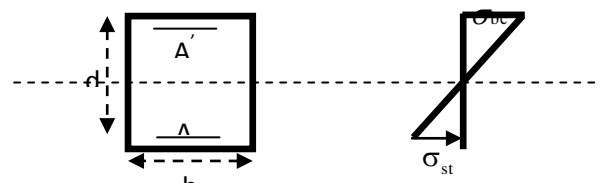
1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$



2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

c) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in$ noyau central \Rightarrow SEC

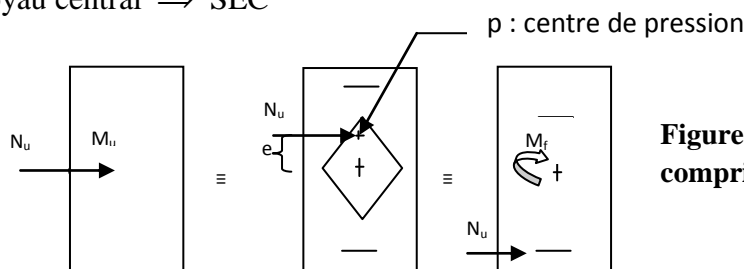


Figure VI.3 : section entièrement comprimée

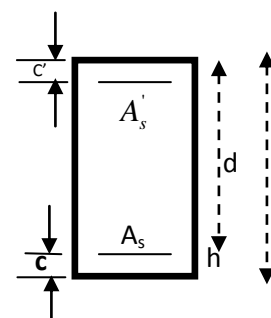
Deux situations peuvent se présenter :

1^{er} situation :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{SDA.}$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :



$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

2^{ème} situation :

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul des sections d'acier est résumé dans les tableaux ci-dessous :

- Niveau : SS2 et SS1 poteaux de (45x45)cm

Niveau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
SS2 POTEAU DE (45X45)	XX	Cou	1	1562.22	3.497	SEC	0	0	Amin=16.2cm ² 4HA16+8HA14
			2	208.57	10.779	SEC	0	0	
			3	1234.92	17.09	SEC	0	0	
		Acc	1	2101.52	8.711	SEC	0	0	
			2	-728.35	0.829	SET	9.1	9.1	
			3	939.18	27.455	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	1562.0	0.82	SEC	0	0	(A=20.36cm ²)
			2	208.57	-0.163	SEC	0	0	
			3	847.17	-4.393	SEC	0	0	
		Acc	1	2101.52	31.72	SEC	0	0	
			2	-728.35	-8.417	SET	9.11	9.10	
			3	-712.16	-38.60	SET	8.93	8.88	
SS1 POTEAU DE (45X45)	XX	Cou	1	1353.37	13.896	SEC	0	0	Amin=16.2cm ² 4HA16+8HA14
			2	93.26	-25.22	SEC	0	0	
			3	-558.05	33.459	SET	8.00	8.05	
		Acc	1	1604.78	8.367	SEC	0	0	
			2	-510.5	-6.19	SET	6.39	6.38	
			3	846.26	42.493	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	1553.37	2.905	SEC	0	0	(A=20.36cm ²)
			2	93.26	0.31	SEC	0	0	
			3	-193.26	7.18	SET	2.77	2.78	
		Acc	1	1604.78	23.655	SEC	0	0	
			2	-510.5	-4.71	SET	6.38	6.38	
			3	606.98	-51.39	SEC	0	0	

- Niveau RDC et 1^{er} ETAGE poteaux de (45x45) cm² \Rightarrow RDC
 Poteaux de (40x40) cm² \Rightarrow 1^{er} étage

Niveau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
RDC POTEAU DE (45X45)	XX	Cou	1	1152.96	5.29	SEC	0	0	Amin=16.2cm ²
			2	206.71	-12.23	SEC	0	0	
			3	1033.3	24.55	SEC	0	0	
		Acc	1	1292.03	57.47	SEC	0	0	4HA16+8HA14
			2	-593.69	17.06	SET	7.41	7.43	
			3	469.2	-64.37	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	1152.96	4.68	SEC	0	0	(A=20.36cm ²)
			2	206.71	-0.07	SEC	0	0	
			3	699.17	15.57	SEC	0	0	
		Acc	1	1292.03	0.267	SEC	0	0	
			2	-593.69	-3.11	SET	7.42	7.42	
			3	1035.33	84.51	SEC	0	0	
1 ^{er} étage POTEAU DE (40X40)	XX	Cou	1	1002.67	-0.74	SEC	0	0	Amin=12.80cm ²
			2	154.44	-8.77	SEC	0	0	
			3	825.34	25.921	SEC	0	0	
		Acc	1	1035.26	46.77	SEC	0	0	4HA16+4HA14
			2	-268.26	-12.20	SET	3.36	3.34	
			3	662.96	58.83	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	1002.67	-2.11	SEC	0	0	(A=14.20cm ²)
			2	154.44	-0.07	SEC	0	0	
			3	581.18	17.41	SEC	0	0	
		Acc	1	1035.26	46.67	SEC	0	0	
			2	-268.97	-2.22	SET	3.36	3.36	
			3	665.21	-65.32	SEC	0	0	

- Niveau : 2^{eme} et 3^{eme} ETAGES poteaux de (40x40)cm²

Niveau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
2 ^{eme} étage POTEAU DE (40X40)	XX	Cou	1	831.75	1.69	SEC	0	0	Amin=12.80cm ² 4HA16+4HA14
			2	124.09	-8.99	SEC	0	0	
			3	667.5	-20.75	SEC	0	0	
		Acc	1	802.73	44.34	SEC	0	0	
			2	-161.37	-11.85	SET	2.03	2.01	
			3	544.54	54.87	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	831.75	-2.07	SEC	0	0	(A=14.20cm ²)
			2	124.09	-0.02	SEC	0	0	
			3	669.27	-19.23	SEC	0	0	
		Acc	1	802.73	38.36	SEC	0	0	
			2	-161.37	2.03	SET	2.02	2.02	
			3	456.28	-62.64	SEC	0	0	
3 ^{eme} étage POTEAU DE (40X40)	XX	Cou	1	661.57	1.7	SEC	0	0	Amin=12.80cm ² 4HA16+4HA14
			2	95.84	-10.57	SEC	0	0	
			3	180.81	18.56	SEC	0	0	
		Acc	1	588.88	38.22	SEC	0	0	
			2	-102.68	-13.36	SET	1.29	1.28	
			3	428.68	59.79	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	661.57	-2.59	SEC	0	0	(A=14.20cm ²)
			2	95.84	0	SEC	0	0	
			3	375.17	-20.68	SEC	0	0	
		Acc	1	588.88	35.75	SEC	0	0	
			2	-102.68	-1.76	SET	1.28	1.28	
			3	357.96	-66.82	SEC	0	0	

- Niveau : 4^{eme} et 5^{eme} ETAGES poteaux de (35x35) cm²

Niveau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
4 ^{eme} étage POTEAU DE (35X35)	XX	Cou	1	491.03	1.45	SEC	0	0	Amin=9.80cm ² 4HA14+4HA12
			2	55.83	-0.32	SEC	0	0	
			3	429.31	17.38	SEC	0	0	
		Acc	1	411.34	7.30	SEC	0	0	
			2	-96.19	0.71	SET	1.20	1.20	
			3	315.5	43.14	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	419.03	-2.07	SEC	0	0	(A=10.68cm ²)
			2	55.83	0.14	SEC	0	0	
			3	234.22	-15.92	SEC	0	0	
		Acc	1	411.34	3.25	SEC	0	0	
			2	-96.19	-3.89	SET	1.21	1.20	
			3	262.38	-48.41	SEC	0	0	
5 ^{eme} étage POTEAU DE (35X35)	XX	Cou	1	323.44	2.01	SEC	0	0	Amin=9.80cm ² 4HA14+4HA12
			2	27.08	-0.3	SEC	0	0	
			3	176.84	16.49	SEC	0	0	
		Acc	1	286.46	30.68	SEC	0	0	
			2	-111.51	1.04	SET	1.39	1.39	
			3	207.65	46.94	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	323.44	2.25	SEC	0	0	(A=10.68cm ²)
			2	27.08	0.21	SEC	0	0	
			3	139.38	-20.16	SEC	0	0	
		Acc	1	286.46	10.13	SEC	0	0	
			2	-111.51	-3.10	SET	1.4	1.39	
			3	172.2	-52.68	SEC	0	0	

- Niveau : 6^{eme} ETAGE poteaux de (35x35) cm²

Niveau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
6 ^{eme} étage POTEAU DE (35X35)	XX	Cou	1	200.86	9.82	SEC	0	0	Amin=9.80cm ²
			2	2.83	-0.43	SEC	0	0	
			3	16.85	-20.67	SEC	0	0	
		Acc	1	198.38	15.45	SEC	0	0	4HA14+4HA12
			2	-64.83	1.35	SET	0.81	0.81	
			3	102.26	50.96	SEC	0	0	
	YY	Cou	1	200.86	7.10	SEC	0	0	(A=10.68cm ²)
			2	2.83	-0.01	SEC	0	0	
			3	85.44	-14.69	SEC	0	0	
		Acc	1	198.38	6.77	SEC	0	0	
			2	-64.83	-2.89	SET	0.81	0.81	
			3	-81.9	56.50	SEC	0.98	1.06	

VI.1.4 Armatures transversales :(art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VI.1.4.1 Diamètre des armatures transversales : BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadre en **HA8**,
Donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

VI.1.4.2 Espacement des armatures transversales :

- ◆ Selon le BAEL 91 Art A8.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- ◆ Selon le RPA 99 version 2003 Art 7.4.2.2

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de l'élancement λ_g : BAEL 91 Art : B8.4.1

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707 L_0$

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Poteaux 45x45 (SS1, SS2, RDC)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 0.0034 \text{ m}^4 \quad s = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0034}{0.2025}} = 0.129 \text{ m}$$

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.163 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.163}{0.129} = 16.69$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 57.71 \text{ kN}$

$$S_t = \frac{h_1 \times f_e}{\rho_a \times T_u} \times A_t = \frac{45 \times 400 \times 10^{-1}}{2.5 \times 57.71} \times 2.01 = 25.07 \text{ cm}$$

♦ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}\} = \min\{12, 15\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq (15\phi_l^{\min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm})$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 14 \text{ cm}$ en zone courante

VI.1.4.3 Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$$

Poteaux (45×45) : $A_t^{min} = 0.003 \times 14 \times 45 = 1.89 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (40×40) : $A_t^{min} = 0.003 \times 14 \times 40 = 1.68 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0.003 \times 14 \times 35 = 1.47 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Longueur de recouvrement :

Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Remarque :

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on ajoute des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins fragile.

➤ Détermination de la zone nodale :

Poteaux (45×45) cm²:

→ 1^{er} cas poteaux (SS2 et SS1)

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306}{6}, 45 ; 45 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

→ 2^{eme} cas poteaux (RDC)

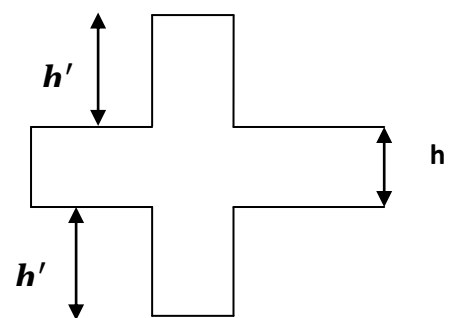
$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{450}{6}, 45 ; 45 ; 60 \right) = 75 \text{ cm}$$

Poteaux (40×40) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306}{6}, 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (35×35) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \right) = \max \left(\frac{306}{6}, 35 ; 35 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$



Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

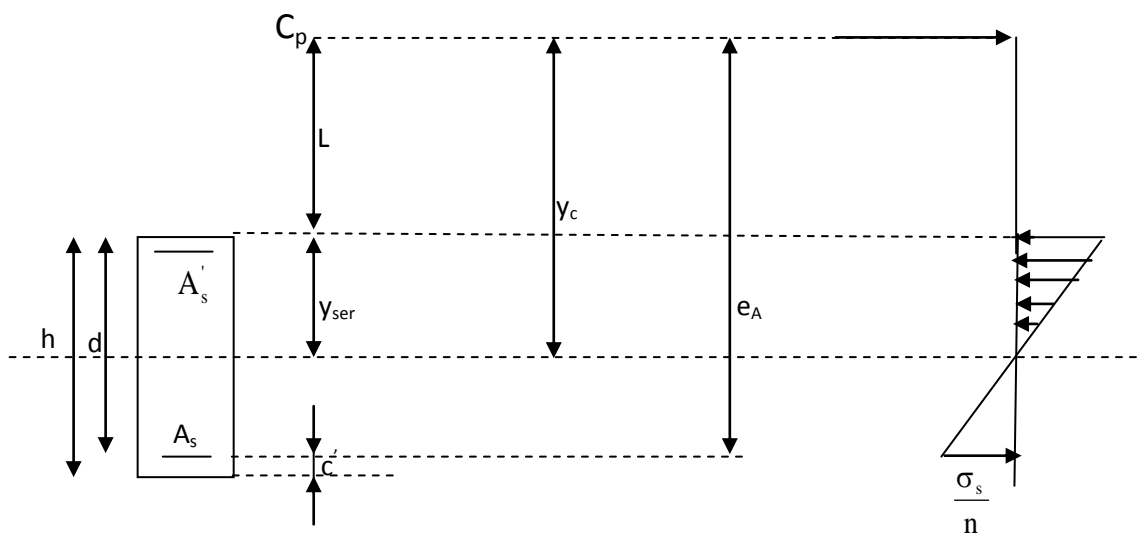
VI.1.5 Vérification à l'ELS :

a) État limite de compression de béton

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

❖ **Section partiellement comprimée :**



Position de centre de pression.

- Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.
- L : distance du centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} L < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section) .} \\ L > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section) .} \end{cases}$$

$$L < 0 \Rightarrow -L = e_A - d \Rightarrow L = d - e_A$$

$$L > 0 \Rightarrow L = e_A - d$$

$$y_{ser} = y_c + L$$

$$\text{tel que : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de : <<>

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3L^2 - \frac{90A'_s(L-C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d-L)$$

$$q = -2L^3 - \frac{90A'_s(L-C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d-L)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$, puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right).$$

$$2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right).$$

$$3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

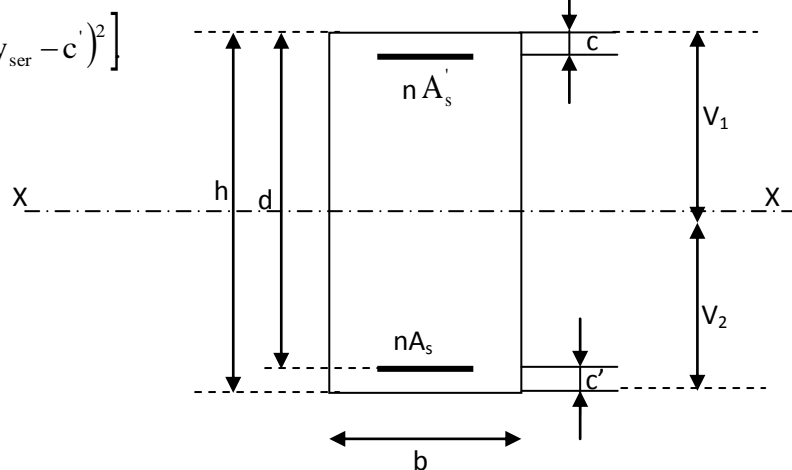
$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{p}{3 \times z}$$

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



123 Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c'est à dire la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I}$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes sont données comme suite avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = Ky_{ser}$$

$$\sigma_s = nK(d - y_{ser}) \quad \text{avec } n=15.$$

❖ **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

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{bs} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	section <i>cm²</i>	A <i>cm²</i>	sens	N <i>Kn</i>	M <i>Kn.m</i>	σ_{bcs} <i>Mpa</i>	σ_{ss} <i>Mpa</i>	σ_{si} <i>Mpa</i>	σ_{bci} <i>Mpa</i>	$\overline{\sigma}_{bc}$ <i>Mpa</i>	$\overline{\sigma}_s$	observation
ss2- RDC	45x45	4HA16 + 8HA14	x-x	1132.78	2.51	4.98	74.5	71.3	4.74	15	348	ok
				66.78	17.91	1.4	18.1	19.6	0	15	348	ok
				810.34	23.78	2.31	37	67.4	4.65	15	348	ok
			y-y	1132.78	0.59	4.89	73.3	72.5	4.83	15	348	ok
				66.78	0.22	0.3	4.44	4.16	0.28	15	348	ok
				509.45	11.29	2.74	40	25.6	1.63	15	348	ok
1-3	40x40	4HA16 + 4HA14	x-x	726.69	0.69	4.06	60.7	59.5	3.96	15	348	ok
				70.48	7.67	0.97	13.2	2.19	0	15	348	ok
				601.35	-18.76	1.95	32.4	67.2	4.68	15	348	ok
			y-y	726.69	1.53	0.53	7.76	4.93	0.31	15	348	ok
				70.48	0.001	0.39	5.83	5.83	0.39	15	348	ok
				273.53	-15.02	0.42	8.7	36.6	2.6	15	348	ok
4-6	35x35	4HA14 + 4HA12	x-x	356.56	-0.86	2.48	37.4	39.8	2.67	15	348	ok
				2.09	-0.3	0	0.46	0.7	0.05	15	348	ok
				12.34	-1.5	0	1.57	3.62	0.28	15	348	ok
			y-y	356.56	-0.5	2.52	37.9	39.3	2.63	15	348	ok
				2.09	-0.01	0.01	0.21	0.24	0.02	15	348	ok
				101.77	-14.65	0	22.8	34.3	2.68	15	348	ok

b) Vérification des contraintes tangentielles Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

On a $\lambda_g > 5$ donc $\rho_d = 0.075$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

♦ **Poteaux (45×45)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{57.71 \times 10^3}{450 \times 425} = 0.301 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens yy : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{50.99 \times 10^3}{450 \times 425} = 0.266 \text{ MPa}$$

♦ **Poteaux (40×40)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{61.88 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.412 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens yy : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{53.79 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.358 \text{ MPa}$$

♦ **Poteaux (35×35)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{52.01 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.457 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens yy : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{41.90 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.368 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

c) Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Poteaux (45x45) :

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_2$	810.34	23.78	0.03	6.65	17.09

Poteaux (40x40):

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_2$	601.35	18.76	0.031	5.22	14.19

Poteaux (35x35):

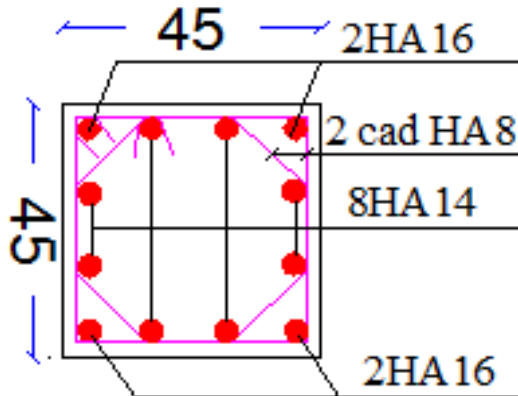
combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_2$	101.77	14.65	0.143	4.01	14.19

Conclusion :

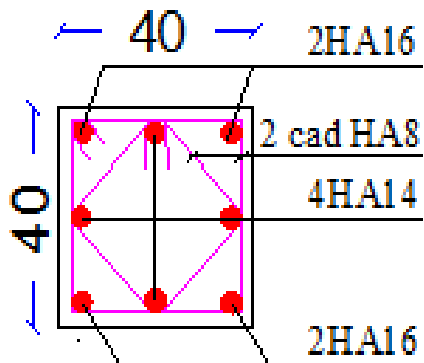
Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Le ferrailage adopté est comme suit :

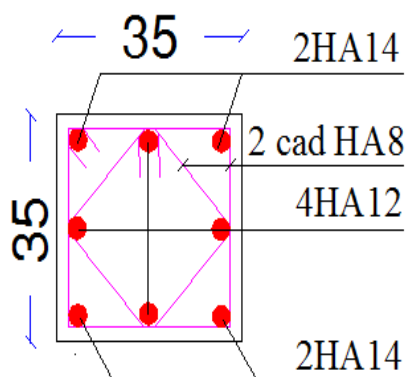
- ❖ S/S2, S/S1 et RDC.



- ❖ 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage



- ❖ 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.



VI.2) FERRAILLAGE DES POUTRES :**VI.2.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

1.35G+1.5Q (ELU)

G+Q (ELS)

G+Q±E (ACC)

0.8G±E (ACC)

VI.2.2 Recommandations du RPA99 :**VI.2.2.1 Armatures longitudinales**

D'après le (RPA 99/Art7.5.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - **Poutres principales :**
 - (30×40) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.
 - (30×35) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
 - **Poutres secondaires :**
 - (30×35) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
 - (25×30) : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
 - **Poutres principales :**
 - Zone courante :
 - (30× 40) : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.
 - (30× 35) : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.
 - Zone de recouvrement :
 - (30× 40) : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.
 - (30× 35) : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.
 - **Poutres secondaires :**
 - Zone courante :
 - (30× 35) : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.
 - (25× 30) : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$.

→ Zone de recouvrement :

$$(30 \times 35) : A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2.$$

$$(25 \times 30) : A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{cm}^2.$$

- ❖ 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 40ϕ en zone IIa.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ❖ 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 s'y prêtent, 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 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI.2.2.2 Armatures transversales :

- ❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \times b$$

- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 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 ou bien la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

Moment réduit :

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

Avec $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$ et $\gamma_b = 1.5$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

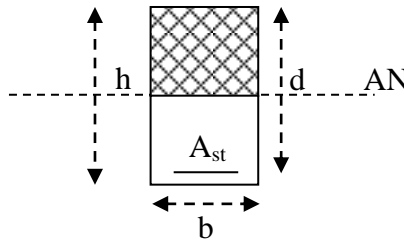


Fig VI.4 :section simplement armée

➤ Si $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons Procédé comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \dots\dots\dots(\text{en traction})$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \dots\dots\dots(\text{en compression})$$

et $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

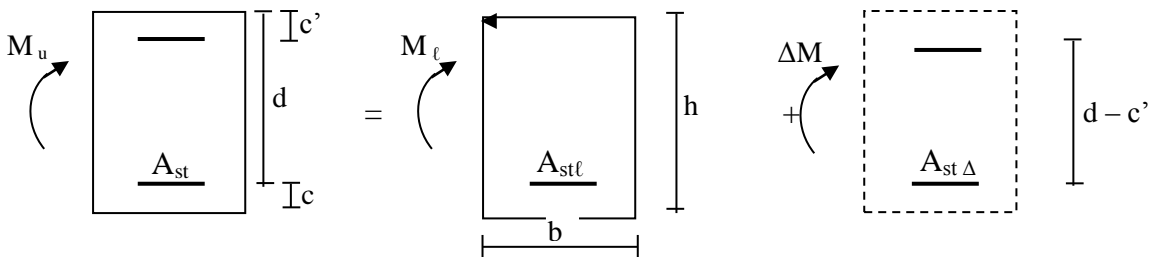


Fig.VI.5 : schéma de calcul en flexion simple

- Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations :

	γ_b	γ_s	θ	$f_{c28}[\text{MPa}]$	$f_{bu}[\text{MPa}]$	$f_e[\text{MPa}]$	$\sigma_{st}[\text{MPa}]$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	18.47	400	400

Coefficients de sécurité en situation accidentelle et courante

VI 2.4 Exemple de ferrailage :

Les portiques que nous allons ferrailer sont le portique **B** pour les poutres principales et le portique **5** pour les poutres secondaires

Le ferrailage se fera pour une poutre a chaque niveau dans les deux direction:

➤ Poutres principales :

Nous avons tiré les efforts du fichier résultats dans le chapitre précédent :

Ferrailage en travée :

ferrailage en travées des poutres principales									
Niv	COM B	Mmax	μ	Obs	β	As	A_{min}	ferrailage	As adop
6	ACC	29.85	0.049	SSA	0.975	2.32	5.25	3HA12 fil + 2HA14 chap	6.47
5	ACC	37.10	0.060	SSA	0.969	2.90	/	3HA12 fil + 2HA14 chap	6.47
4	ACC	35.65	0.058	SSA	0.970	2.78	/	3HA12 fil + 2HA14 chap	6.47
3	ACC	35.84	0.077	SSA	0.959	3.25	/	3HA12 fil + 2HA14 chap	6.47
2	ACC	34.39	0.074	SSA	0.962	3.11	/	3HA12 fil + 2HA14 chap	6.47
1	ACC	33.33	0.072	SSA	0.963	3.01	/	3HA12 fil + 2HA14 chap	6.47
RDC	ACC	32.73	0.071	SSA	0.9635	2.96	6.00	3HA12 fil + 3HA14 chap	8.01
SS1	ELU	32.90	0.071	SSA	0.9635	2.87	/	3HA12 fil + 3HA14 chap	8.01
SS2	ELU	32.39	0.070	SSA	0.964	2.93	/	3HA12 fil + 3HA14 chap	8.01

Tableau VI.1 : Ferrailage des poutres principales en travée.

Ferrailage sur appuis :

ferrailage aux appuis des poutres principales									
Niv	COMB	Mmax	μ	Obs	β	As	A _{min}	ferrailage	As adop
6	ACC	54.628	0.089	SSA	0.9535	4.33	5.25	3HA12fil+2HA14chap	6.47
5	ACC	64.272	0.104	SSA	0.945	5.14	/	3HA12fil+2HA14chap	6.47
4	ACC	62.461	0.102	SSA	0.946	4.19	/	3HA12fil+2HA14chap	6.47
3	ACC	61.854	0.133	SSA	0.9295	5.79	/	3HA12fil+2HA14chap	6.47
2	ACC	61.258	0.132	SSA	0.929	5.74	/	3HA12fil+2HA14chap	6.47
1	ACC	59.160	0.128	SSA	0.931	5.53	/	3HA12fil+2HA14chap	6.47
RDC	ACC	56.626	0.121	SSA	0.9355	5.23	6.00	3HA12fil+3HA14chap	8.01
SS1	ACC	55.808	0.120	SSA	0.936	5.17	/	3HA12fil+3HA14chap	8.01
SS2	ACC	45.898	0.099	SSA	0.9475	4.22	/	3HA12fil+3HA14chap	8.01

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.

➤ Poutre secondaires :

Ferrailage en travée :

ferrailage en travées des poutres secondaires									
Niv	COMB	Mmax	μ	Obs	β	As	A _{min}	ferrailage	As adop
6	ACC	16.422	0.035	SSA	0.9825	1.46	3.75	3HA12fil+2HA12chap	5.65
5	ACC	23.225	0.050	SSA	0.9740	2.08	/	3HA12fil+2HA12chap	5.65
4	ACC	22.945	0.049	SSA	0.9745	2.05	/	3HA12fil+2HA12chap	5.65
3	ACC	24.853	0.089	SSA	0.9535	2.67	/	3HA12fil+2HA12chap	5.65
2	ACC	25.873	0.093	SSA	0.9515	2.79	/	3HA12fil+2HA12chap	5.65
1	ACC	25.380	0.091	SSA	0.9525	4.96	/	3HA12fil+2HA12chap	5.65
RDC	ACC	30.786	0.111	SSA	0.9410	3.36	5.25	3HA12fil+2HA14chap	6.47
SS1	ACC	24.440	0.088	SSA	0.9540	2.63	/	3HA12fil+2HA14chap	6.47
SS2	ACC	14.330	0.051	SSA	0.9735	1.51	/	3HA12fil+2HA14chap	6.47

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.

Ferrailage sur appuis :

ferrailage aux appuis des poutres secondaires

Niv	comb	Mmax	μ	Obs	β	As	A_{\min}	ferrailage	As adop
6	ACC	35.325	0.076	SSA	0.960	3.20	3.75	3HA12fil+2HA12chap	5.65
5	ACC	41.839	0.096	SSA	0.949	3.84	/	3HA12fil+2HA12chap	5.65
4	ACC	41.797	0.090	SSA	0.953	3.82	/	3HA12fil+2HA12 chap	5.65
3	ACC	43.389	0.156	SSA	0.915	4.87	/	3HA12fil+2HA12 chap	5.65
2	ACC	36.243	0.130	SSA	0.930	4.00	/	3HA12fil+2HA12 chap	5.65
1	ACC	43.453	0.156	SSA	0.915	4.87	/	3HA12fil+2HA12 chap	5.65
RDC	ACC	48.832	0.175	SSA	0.902	5.56	5.25	3HA12fil+2HA14 chap	6.47
SS1	ACC	39.579	0.142	SSA	0.923	4.40	/	3HA12fil+2HA14 chap	6.47
SS2	ACC	25.591	0.090	SSA	0.953	2.76	/	3HA12fil+2HA14 chap	6.47

Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires Aux appuis.

VI 2.5 Vérification du RPA99ver 2003:

a) Armatures longitudinales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.1)

❖ Les armatures longitudinales doivent être des aciers haute adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

⇒ Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

b) Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont}$$

nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales :**

- **Poutre de (30x40):**

$$S_t \leq \min(10, 14.4, 30) \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{40}{2}\right) = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- **Poutre de (30x35):**

$$S_t \leq \min(8.75, 14.4, 30) \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{35}{2}\right) = 17.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.63 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- **Poutres secondaires :**

- **Poutre de (30x35) :**

$$S_t \leq \min(8.75, 14.4, 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \left(\frac{35}{2}\right) = 17.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.63 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- **Poutre de (25x30) :**

$$S_t \leq \min(7.5, 14.4, 25) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \left(\frac{30}{2}\right) = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.63 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

VI.2.6 Vérifications à L'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

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

- Poutres principales :

→ Poutre de (30×40) cm² : b= 30cm ;h=40cm ;d=37.5cm

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2 < 8.10 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

→ Poutre de (30×35) cm² : b= 30cm ;h=35cm ;d=32.5cm

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 < 6.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Poutres secondaires:

→ Poutre de (30×35) cm² : b= 30cm ;h=35cm ;d=32.5cm

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 < 6.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

→ Poutre de (25×30) cm² : b= 25cm ;h=30cm ;d=27.5cm

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée

2) Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad ; \quad \text{Avec : } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$;

a) Etat limite ultime du béton de l'âme (Art A.5.1,21/BAEL91)

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

• Poutres principales :

→ Poutre de (30x40) : $\tau_u = \frac{82.77}{(300 \times 375)} \times 10^3 = 0.716 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

→ Poutre de (30x35) : $\tau_u = \frac{70.13}{(300 \times 325)} \times 10^3 = 0.719 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Poutres secondaires:**

→Poutre de (30x35) $\tau_u = \frac{21.76}{(300 \times 325)} \times 10^3 = 0.223 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots$ **Condition vérifiée.**

→Poutre de (25x30) $\tau_u = \frac{27.80}{(250 \times 275)} \times 10^3 = 0.404 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots$ **Condition vérifiée.**

—

b) Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

➤ **Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$. Si $V_u + \frac{M_u}{0.9d} < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire

➤ **Poutres principales**

NIV	Mu	Vu	Vu+(Mu /0.9d)	obs.
6	-46.69	-67.06	-68.42	vérifié
5	-50.07	-70.13	-71.59	vérifié
4	-49.23	-69.33	-70.76	vérifié
3	-46.36	-67.76	-96.11	vérifié
2	-44.93	-66.91	-68.22	vérifié
1	-43.52	-66.22	-67.49	vérifié
RDC	-35.79	-68.88	-70.05	vérifié
SS1	-43.80	-82.77	-84.24	vérifié
SS2	-41.16	-81.00	-82.38	vérifié

Tableau VI.5 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

➤ **Poutres secondaires :**

NIV	Mu	Vu	Vu+(Mu /0.9d)	obs.
6	-24.03	-25.35	-26.15	vérifié
5	-22.74	-27.80	-28.56	vérifié
4	-20.97	-25.51	-26.21	vérifié
3	-19.51	-24.27	-24.92	vérifié
2	-18.16	-23.21	-23.82	vérifié
1	-16.16	-20.74	-21.28	vérifié
RDC	-15.93	-21.76	-22.39	vérifié
SS1	-12.50	-19.07	-19.56	vérifié
SS2	-8.53	-15.99	-16.32	vérifié

Tableau VI.6 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

Conclusion : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art A.5.1.32})$$

- **Poutres principales:**

→Poutre de (30x40) : $T_u = 82.77 \text{ kn} < T_u = 0.4 \times ((0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times 25) / 1.5) \times 10^3 = 684 \text{ kn}$

→Poutre de (30x35) : $T_u = 70.13 \text{ kn} < T_u = 0.4 \times ((0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 25) / 1.5) \times 10^3 = 594 \text{ kn}$

- **Poutres secondaires :**

→Poutre de (30x35) : $T_u = 27.80 \text{ kn} < T_u = 0.4 \times ((0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 25) / 1.5) \times 10^3 = 594 \text{ kn}$

→Poutre de (25x30) : $T_u = 21.76 \text{ kn} < T_u = 0.4 \times ((0.9 \times 0.28 \times 0.25 \times 25) / 1.5) \times 10^3 = 420 \text{ kn}$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :
(BAEL 99/Art. A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

Dans le cas de même diamètre :

$$U = \pi \Phi$$

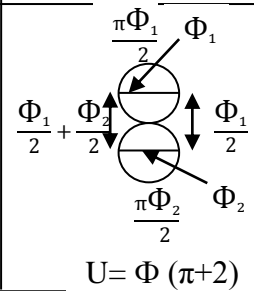
$$U = \frac{\pi \times \Phi}{2} + \Phi + \frac{\pi \times \Phi}{2} + \Phi = \Phi (\pi + 2)$$



Dans le cas des diamètres différents :

$$U = \pi \Phi$$

$$U = \left(\left(\frac{\Phi_1}{2} + \frac{\Phi_2}{2} \right) \times 2 \right) + \left(\frac{\pi \times \Phi_1}{2} + \frac{\pi \times \Phi_2}{2} \right) = (\Phi_1 + \Phi_2) \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right)$$



• **Poutres principales:**

→ Poutre de (30x40) : $\sum U = 200.5 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{82.77}{0.9(380)(200.5)} \times 10^3 = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

→ Poutre de (30x35) : $\sum U = 171.2 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{70.13}{0.9(330)(171.2)} \times 10^3 = 1.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

• **Poutres secondaires:**

→ Poutre de (30x35) : $\sum U = 171.2 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{21.76}{0.9(330)(171.2)} \times 10^3 = 0.427 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

→ Poutre de (25x30) : $\sum U = 161.04 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{27.80}{0.9(280)(161)} \times 10^3 = 0.685 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : La contrainte d'adhérence est vérifiée

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour les T₁₄ : $l_s = 49.38 \text{ cm.}$

Pour les T₁₂ : $l_s = 42.32 \text{ cm.}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0.4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm.}$

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm.}$

3) Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 51 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$

Pour les poutres principales

(30x40) : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$

(30x35) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

Pour poutre secondaires :

(30x35) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

(25x30) : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm.}$

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

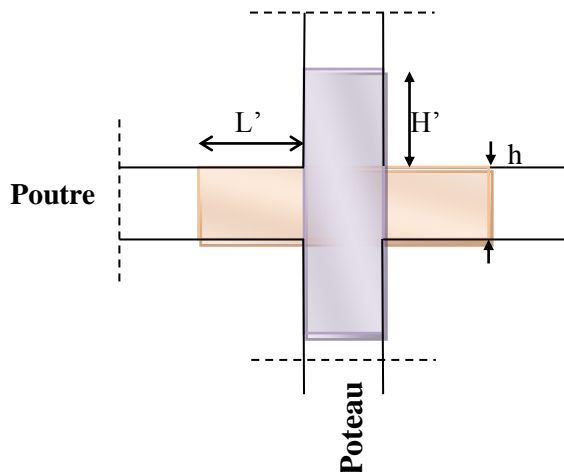


Fig.VI.6 : délimitation de la zone nodale

4) Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.2.7 Vérification à l'ELS :**1) État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$ Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

➤ Poutres principales :

vérification sur appuis :

Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
6	34.08	6.47	0.673	0.880	0.0375	186.85	7.01	15	vérifiée
5	37.00	6.47	0.673	0.880	0.0375	203.10	7.61		
4	35.68	6.47	0.673	0.880	0.0375	195.80	7.34		
3	33.60	6.47	0.673	0.880	0.0375	184.40	6.91		
2	32.57	6.47	0.673	0.880	0.0375	178.70	6.70		
1	31.53	6.47	0.673	0.880	0.0375	172.93	6.48		
RDC	25.62	8.01	0.710	0.877	0.0389	098.60	3.85		
SS1	31.24	8.01	0.710	0.877	0.0389	120.20	4.7		
SS2	29.31	8.01	0.710	0.877	0.0389	112.80	4.41		

Tableau VI.7 : état limite de compression du béton sur appuis.

vérification en travées :

Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
6	17.56	6.47	0.673	0.880	0.0375	96.40	3.61	15	vérifiée
5	17.13	6.47	0.673	0.880	0.0375	94.00	3.52		
4	17.30	6.47	0.673	0.880	0.0375	94.90	3.56		
3	16.98	6.47	0.673	0.880	0.0375	93.20	3.49		
2	16.75	6.47	0.673	0.880	0.0375	91.90	3.44		
1	16.78	6.47	0.673	0.880	0.0375	92.10	3.45		
RDC	19.33	8.01	0.710	0.877	0.0389	74.40	2.91		
SS1	23.38	8.10	0.710	0.877	0.0389	90.01	3.51		
SS2	23.02	8.01	0.710	0.877	0.0389	88.60	3.46		

Tableau VI.8 : état limite de compression du béton en travée.

➤ Poutres secondaires :

vérification sur appuis :

Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
6	17.50	5.65	0.807	0.871	0.042	129.40	5.47	15	vérifiée
5	16.51	5.65	0.807	0.871	0.042	122.10	5.16		
4	15.22	5.65	0.807	0.871	0.042	112.50	4.753		
3	14.16	5.65	0.807	0.871	0.042	104.70	4.431		
2	13.18	5.65	0.807	0.871	0.042	097.40	4.124		
1	11.72	5.65	0.807	0.871	0.042	086.60	3.667		
RDC	11.55	6.47	0.673	0.880	0.0375	062.40	2.314		
SS1	09.06	6.47	0.673	0.880	0.0375	048.90	1.815		
SS2	06.19	6.47	0.673	0.880	0.0375	033.40	1.240		

Tableau VI.9 : état limite de compression du béton sur appuis.

vérification en travée :

Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
6	8.106	5.65	0.807	0.871	0.042	59.90	2.536	15	vérifiée
5	8.392	5.65	0.807	0.871	0.042	62.00	2.626		
4	7.660	5.65	0.807	0.871	0.042	56.60	2.397		
3	7.285	5.65	0.807	0.871	0.042	53.90	2.280		
2	6.726	5.65	0.807	0.871	0.042	49.70	2.105		
1	5.750	5.65	0.807	0.871	0.042	42.50	1.799		
RDC	5.753	6.47	0.673	0.880	0.0375	42.50	1.800		
SS1	4.121	6.47	0.673	0.880	0.0375	30.50	1.290		
SS2	3.172	6.47	0.673	0.880	0.0375	28.50	0.993		

Tableau VI.10 : état limite de compression du béton en

3) Etat limite de déformation

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser

la valeur limite « f_{ad} ».

➤ **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (B.6.5.2)**

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs :

- $(L/500)$ si la portée (est au plus égale à 5 m) ;
- $0.5 \text{ cm} + (L/1000)$ si la portée (est supérieure à 5 m) .

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

• **Sens des Poutres principales**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

la flèche est donnée par le logiciel $f = 1.795 \text{ mm} < 8 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

• **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0.6 \text{ cm}$

la flèche est donnée par le logiciel $f = 1.348 \text{ mm} < 6 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

Conclusion : la flèche est vérifiée.

❖ **Disposition des constructive :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être 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.
- $\frac{1}{4}$ 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 nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus

égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI-3. FERRAILLAGE DES VOILES :

VI.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VI.3.2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

VI.3.3 Ferrailage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : Sous/sol2 et Sous/sol1

Zone II : RDC

Zone III : 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage

Zone IV : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage

VI.3.4 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes, sous les sollicitations les plus défavorables.

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile,

I : inertie du voile,

V, V' : bras de levier avec : $V = V' = \frac{L}{2}$,

L : longueur du voile.

Dans les calculs, il est de pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de

largeur « d », tel que : $d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right\}$ [Art 7.7.4 RPA99/V2003]

Avec L_c : longueur de la zone comprimée, $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

h_e : hauteur du voile calculé entre nu du plancher.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

b) Calcul des efforts normaux :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

e : épaisseur du voile

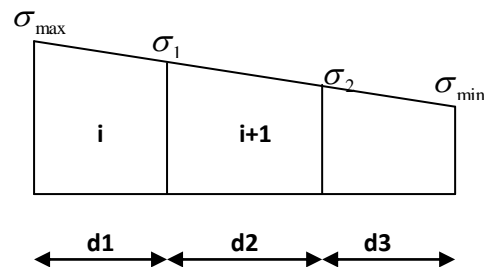


Figure VI.3.1 : Section entièrement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

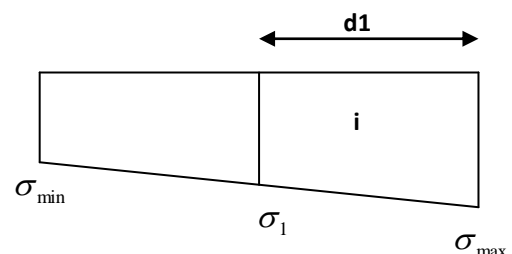


Figure VI.3.2 : Section entièrement tendue.

- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e_i$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

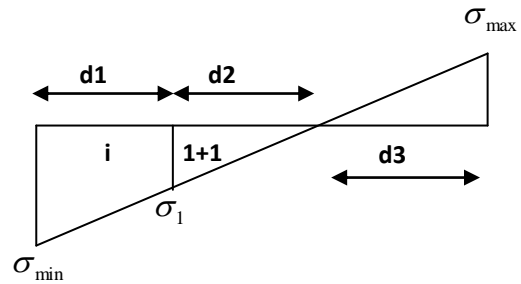


Figure VI.3.3 : Section partiellement comprimée.

c) Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B_t \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B_t : section de la bande $B_t = d \cdot e$

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec B : section du béton comprimé.

- Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad 0,005 \cdot B \right\}$$

- Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \max \left\{ \frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

d) Armatures minimales : (RPA 99) :

$$A_{\min} \geq 2\%(B^t) \quad ; \quad B^t : \text{section du béton tendu.}$$

e) Armature horizontales : [Art 7.7.4.2 RPA99/V2003]

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de 10Φ , la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B \quad B : \text{section du voile [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]}$$

$$A_h \geq \frac{A_{vT}}{4}$$

$$D'où : A_h \geq \max \left\{ \frac{A_{vT}}{4} \quad ; \quad 0,15\%(B) \right\}$$

→ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

f) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures.

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4(V_u) \quad \Rightarrow \quad A_{vj} = \frac{1,54 \cdot V_u}{f_e}$$

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.

g) Armatures transversal :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures et les empêchent du flambement.

Ce sont généralement des épingles dont le nombre minimal est de 4 épingles par mètre carré.

h) Les potelets :

Il est de pratique de concentrer les armatures verticales aux l'extrémité du voiles formant ainsi des potelets, la section totales de ces armatures doit être au moins égales à 4HA10.

i) Règles communes :**Espacement**

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \leq \min \{1,5(e) ; 30\text{cm}\}$ Aux extrémités du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Longueur de renversement

Elle est de :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où les renversements du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possible du chargement.

Diamètre maximal

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

Pourcentage minimal des armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

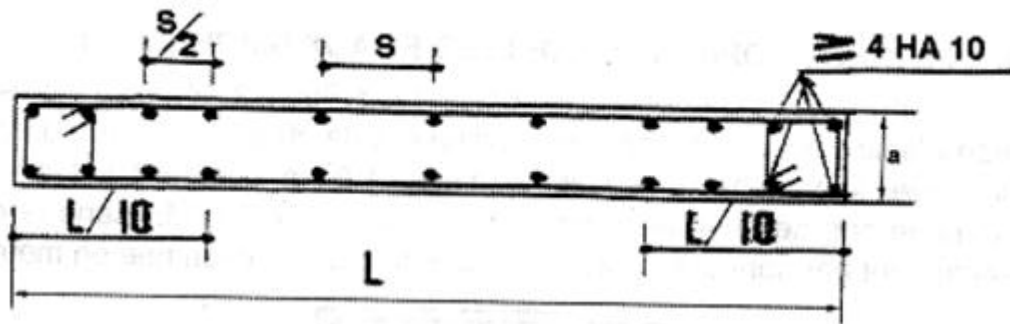


Figure VI.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.5 Vérification à l'ELS :

1- Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \cdot A_v}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal de service,

B : section du béton comprimé,

A_v : section d'armatures verticales.

2- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot T_k}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile,

d : Hauteur utile ($d = 0,9h$),

h : Hauteur total de la section.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_k}{b \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

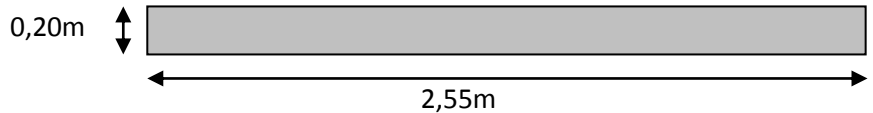
VI.3.6 Exemple de ferrailage de voile (VL1)

❖ Caractéristiques géométriques

$$L = 2,55 \text{ m} ; I = 0,2763 \text{ m}^4$$

$$B = 0,51 \text{ m}^2 ; e = 0,20 \text{ m}$$

$$V = \frac{L}{2} = 1,275 \text{ m}$$



❖ Sollicitations de calcul

$$N_{\min} = -1724 \text{ (KN)}$$

$$N_{\max} = -3960 \text{ (KN)}$$

$$N_{\text{ser}} = -2894 \text{ (KN)}$$

$$M = 5033 \text{ (KN.m)}$$

$$T_{\max} = 48 \text{ (KN)}$$

❖ Sollicitation

On calcule les effets agissants sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par N_{\min} .

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-1724}{0,51} + \frac{5033 \times 1,275}{0,2763} = 19844 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-1724}{0,51} - \frac{5033 \times 1,275}{0,2763} = -26605 \text{ KN} / \text{m}^2$$

→ La section est partiellement comprimée (SPC).

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \Rightarrow L_c = 1,09 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2,55 - 1,09 = 1,46 \text{ m}$$

❖ Calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2 L_c}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min (1,53 ; 0,73) = 0,73 \text{ m}$$

Détermination de

- 1^{ere} bande : $d = 0,73 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1,46 - 0,73) \times (-26605)}{1,46} = -13302,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{(-26605) + (-13302,5)}{2} \times 0,73 \times 0,2 = -2913,25 \text{ KN}$$

Armatures verticales

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{2913,25 \times 10}{348} = 83,71 \text{ cm}^2.$$

- 2^{eme} bande : $d = 0,73 \text{ m}$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-13302,5}{2} \times 0,73 \times 0,2 = -971,08 \text{ KN}$$

Armatures verticales

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{971,08 \times 10}{348} = 27,9 \text{ cm}^2$$

❖ Section minimale

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \times B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,2 \times 0,73 \times 2,1}{400} ; 0,005 \times 0,2 \times 0,73 \right) = 7,66 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures de couture

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4.T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 48 \times 10}{400} = 1,68 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage adopté

Le voile est ferrillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

$$\frac{A_{V1}}{2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 42,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14 \text{ HA}20 = 43,96 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 10 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ bande}$$

$$A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 28,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \text{ HA}20 = 31,40 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 15 \text{ cm} \rightarrow 2^{\text{eme}} \text{ bande}$$

❖ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15\% B\right)$

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{43,96}{4} = 10,99 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA14=12,32cm² /ml avec St = 13 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 : 4HA8 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.

VI.3.7 Vérifications❖ **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :
 $S_t \leq \min \{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte au cisaillement**

Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99)

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T}{0,9 \times d \times e} = \frac{1,4 \times 48}{0,9 \times 0,73 \times 0,2} \times 10^{-3} = 0,511 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,511 \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T}{0,9 \times d \times e} = \frac{48}{0,9 \times 0,73 \times 0,2} \times 10^{-3} = 0,365 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,365 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2893,6 \times 10^{-3}}{0,51 + 15 \times 43,96 \times 10^{-4}} = 5,024 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 5,024 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

\Rightarrow Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

Ferrailage du voile VL1 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,55	2,55	2,6	2,65	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,51	0,51	0,52	0,53	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2383,00	1251	970	1174	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5700	-3548,00	-3012	-2738	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	566	538	370	205	
	L _t (m)	1,80	1,89	1,97	1,85	
	L _c (m)	0,75	0,66	0,63	0,80	
	d (m)	0,899	0,943	0,983	0,927	
	σ_1 [KN/m ²]	1191,500	625,500	485,000	587,000	
	N (kN)	N ₁	321,39	176,89	143,07	163,31
		N ₂	107,129	58,962	47,691	54,436
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,03	4,42	3,58	4,08
		A _{v2}	2,68	1,47	1,19	1,36
	A _{vj} (cm ²)	21,79	20,71	14,25	2,76	
	Avj correspond (cm2)	7,68	7,66	5,39	6,84	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	15,72	12,08	8,96	4,12
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	10,36	9,13	6,58	9,74
	A _{min} (cm ²)	9,44	9,90	10,32	9,74	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24,62	24,62	18,1	18,1
Bande 2		15,39	15,39	11,3	11,3	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x8HA14	2X8HA14	2X8HA12	2X8HA12
		Bande 2	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA12	2X5HA12
	S _t (cm)	Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5,39	5,66	5,90	5,56
	A _H /nappe (cm ²)		8,04	6,16	4,53	4,53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14/ml	6HA14/ml	6HA12/ml	6HA12/ml
ep =20cm		(A=9,24cm ²)	(A=9,24cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,233	1,172	0,791	0,430
		τ_b (MPa)	1,726	1,641	1,107	0,602
	ELS	N _s (kN)	2894	2222	1818	894
		σ_b (MPa)	4,98	3,90	3,22	1,56
	$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$					
$\sigma_b \leq 15$ (MPa)		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

Ferraillage du voile VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,55	0,8	0,83	0,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,51	0,16	0,166	0,17	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4056,00	1655	993	340	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7012	-4755,00	-3998	-2376	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	723	548	421	246	
	L _t (m)	1,62	0,59	0,64	0,70	
	L _c (m)	0,93	0,21	0,16	0,10	
	d (m)	0,808	0,297	0,320	0,350	
	σ_1 [KN/m ²]	2028,000	827,500	496,500	170,000	
	N (kN)	N ₁	491,44	73,66	47,73	17,85
		N ₂	163,814	24,554	15,909	5,949
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,29	1,84	1,19	0,45
		A _{v2}	4,10	0,61	0,40	0,15
	A _{vj} (cm ²)	27,84	21,10	16,21	9,47	
	Avj correspond (cm ²)	8,82	7,83	6,49	4,14	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	21,10	9,67	7,68	4,59
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	12,91	8,44	6,89	4,29
	A _{min} (cm ²)	8,48	3,12	3,36	3,67	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24,62	9,24	9,24	6,78
		Bande 2	15,39	9,24	9,24	6,78
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x8HA14	2X3HA14	2X3HA14
Bande 2			2X5HA14	2X3HA14	2X3HA14	2X3HA12
S _t (cm)		Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	10	10	10
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,85	1,78	1,92	2,10	
A _H /nappe (cm ²)		8,04	3,02	2,31	1,70	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA14	6HA12	6HA12	
ep =20cm		(A=9,24cm ²)	(A=9,24cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,575	3,806	2,924	1,708
		τ_b (MPa)	2,205	5,328	4,093	2,392
	ELS	N _s (kN)	3599	2650	2003	1307
		σ_b (MPa)	6,31	13.12	10,67	7,25
$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$						
$\sigma_b \leq 15$ (MPa)		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

Ferraillage du voile VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,8	0,8	0,8	0,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,16	0,16	0,16	0,16	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	20,00	-20	-111	246	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5475	-4501,00	-4115	-2654	
	Nature de la section	SPC	SET	SET	SPC	
	V _u (kN)	99	82	97	123	
	L _t (m)	0,80	0,80	0,82	0,73	
	L _c (m)	0,00	0,00	-0,02	0,07	
	d (m)	0,399	0,402	0,411	0,366	
	σ_1 [KN/m ²]	10,000	-10,000	-55,500	123,000	
	N (kN)	N ₁	1,20	-1,21	-6,84	13,51
		N ₂	0,399	-0,402	-2,282	4,503
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,03	-0,03	-0,17	0,34
		A _{v2}	0,01	-0,01	-0,06	0,11
	A _{vj} (cm ²)	3,81	3,16	3,73	4,74	
	Avj correspond (cm2)	1,90	1,59	1,92	2,17	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	1,93	1,56	1,75	2,50
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	1,91	1,58	1,86	2,28
	A _{min} (cm ²)	4,18	4,22	4,32	3,84	
	A _{v adopté} (cm ²)	Bande1	9,24	9,24	6,78	6,78
		Bande 2	9,24	9,24	6,78	6,78
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x3HA14	2X3HA14	2X3HA12
Bande 2			2X3HA14	2X3HA14	2X3HA12	2X3HA12
S _t (cm)		Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	10	10	10	10
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,39	2,41	2,47	2,20	
A _H /nappe (cm ²)		3,02	2,31	1,70	1,70	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA14	6HA12	6HA12	
ep =20cm	(A=9,24cm ²)	(A=9,24cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,688	0,569	0,674	0,854
		τ_b (MPa)	0,963	0,797	0,943	1,196
	ELS	N _s (kN)	2029	1643	1526	756
		σ_b (MPa)	10.81	8.75	8.46	4,19
	$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$ $\sigma_b \leq 15$ (MPa)	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

Ferrailage du voile VT1 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,95	0,8	0,83	0,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,59	0,16	0,166	0,17	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1841,00	558	-10	-9	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4863	-3036,00	-2258	-1274	
	Nature de la section	SPC	SPC	SET	SET	
	V _u (kN)	67	79	98	101	
	L _t (m)	2,14	0,68	0,80	0,81	
	L _c (m)	0,81	0,12	0,00	-0,01	
	d (m)	1,070	0,338	0,402	0,403	
	σ_1 [KN/m ²]	920,500	279,000	-5,000	-4,500	
	N (kN)	N ₁	295,47	28,28	-0,60	-0,54
		N ₂	98,489	9,427	-0,201	-0,181
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,39	0,71	-0,02	-0,01
		A _{v2}	2,46	0,24	-0,01	0,00
	A _{vj} (cm ²)	2,58	3,04	3,77	3,89	
	Avj correspond (cm2)	0,94	1,28	1,89	1,96	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	8,32	1,99	1,88	1,94
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	3,40	1,52	1,89	1,95
	A _{min} (cm ²)	11,23	3,55	4,22	4,23	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	27.72	9,24	6,78	6,78
		Bande 2	18.48	9,24	6.78	6.78
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2X9HA14	2X3HA14	2X3HA12
Bande 2			2X6HA14	2X3HA14	2X3HA12	2X3HA12
S _t (cm)		Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	10	10	10
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,42	2,03	2,41	2,42	
A _H /nappe (cm ²)		6,16	2,31	1,70	1,70	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA14	6HA12	6HA12	
ep =20cm	(A=9,24cm ²)	(A=9,24cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,126	0,549	0,681	0,701
		τ_b (MPa)	0,177	0,768	0,953	0,982
	ELS	N _s (kN)	1202	985	886	455
		σ_b (MPa)	1,82	5,25	4.91	2,52
	$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$					
	$\sigma_b \leq 15$ (MPa)	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

Ferraillage du voile VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,95	2,95	3,03	3,10	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,59	0,59	0,66	0,62	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1908,00	714	152	242	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4106	-2294,00	-2484	-2058	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	117	124	96	78	
	L _t (m)	2,01	2,25	2,83	2,73	
	L _c (m)	0,94	0,70	0,17	0,32	
	d (m)	1,007	1,125	1,414	1,365	
	σ_1 [KN/m ²]	954,000	357,000	76,000	121,000	
	N (kN)	N ₁	288,22	120,48	32,23	49,53
		N ₂	96,072	40,158	10,743	16,511
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,21	3,01	0,81	1,24
		A _{v2}	2,40	1,00	0,27	0,41
	A _{vj} (cm ²)		4,50	4,77	3,70	3,00
	Avj correspond (cm ²)		1,54	1,82	1,74	1,34
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	8,74	4,83	2,55	2,58
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	3,94	2,82	2,01	1,76
	A _{min} (cm ²)		10,57	11,81	14,84	14,33
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	30,8	33,88	31,64	29,38
		Bande 2	14,48	21,56	20,34	20,34
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA14	2X11HA14	2X14HA12
Bande 2			2X6HA14	2X7HA14	2X9HA12	2X9HA12
S _t (cm)		Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,04	6,75	8,48	8,19	
A _H /nappe (cm ²)		7,70	8,47	7,91	7,35	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA14	6HA12	6HA12	
ep =20cm		(A=9,24cm ²)	(A=9,24cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,220	0,234	0,178	0,142
		τ_b (MPa)	0,308	0,327	0,249	0,199
	ELS	N _s (kN)	1267	990	832	421
		σ_b (MPa)	1,93	1,47	1,23	0,61
$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$ $\sigma_b \leq 15$ (MPa)		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

Ferraillage du voile VT3 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	2	2,05	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,39	0,39	0,4	0,41	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	397,00	48	-31	709	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3796	-2733,00	-3042	-2485	
	Nature de la section	SPC	SPC	SET	SPC	
	V _u (kN)	54	41	61	58	
	L _t (m)	1,77	1,92	2,02	1,59	
	L _c (m)	0,18	0,03	-0,02	0,46	
	d (m)	0,883	0,958	1,010	0,797	
	σ_1 [KN/m ²]	198,500	24,000	-15,500	354,500	
	N (kN)	N ₁	52,56	6,90	-4,70	84,81
		N ₂	17,521	2,300	-1,566	28,270
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1,31	0,17	-0,12	2,12
		A _{v2}	0,44	0,06	-0,04	0,71
	A _{vj} (cm ²)	2,08	1,58	2,35	2,23	
	Avj correspond (cm ²)	0,94	0,78	1,19	0,87	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	2,26	0,95	1,07	2,99
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	1,38	0,83	1,15	1,58
	A _{min} (cm ²)	9,27	10,06	10,61	8,37	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	27,72	27,72	22,6	18,08
		Bande 2	18,48	18,48	13,56	11,3
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x9HA14	2X9HA14	2X10HA12
Bande 2			2X6HA14	2X6HA14	2X6HA12	2X5HA12
S _t (cm)		Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,30	5,75	6,06	4,78	
A _H /nappe (cm ²)		6,93	6,93	5,65	4,52	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA14	6HA12	6HA12	
ep =20cm		(A=9,24cm ²)	(A=9,24cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,154	0,117	0,169	0,157
		τ_b (MPa)	0,215	0,164	0,237	0,220
	ELS	N _s (kN)	3696	2947	2541	1283
		σ_b (MPa)	8,05	6,42	5,59	2,83
	$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$					
$\sigma_b \leq 15$ (MPa)		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

Ferraillage du voile VT4 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	2	2,05	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,39	0,39	0,4	0,41	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	-217,00	-132	-47	846	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4579	-3575,00	-3821	-2903	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SPC	
	V _u (kN)	66	41	60	50	
	L _t (m)	2,05	2,02	2,02	1,59	
	L _c (m)	-0,10	-0,07	-0,02	0,46	
	d (m)	1,024	1,012	1,012	0,794	
	σ_1 [KN/m ²]	-108,500	-66,000	-23,500	423,000	
	N (kN)	N ₁	-33,32	-20,05	-7,14	100,72
		N ₂	-11,105	-6,682	-2,379	33,573
	A _v (cm ²)	A _{v1}	-0,83	-0,50	-0,18	2,52
		A _{v2}	-0,28	-0,17	-0,06	0,84
	A _{vj} (cm ²)	2,54	1,58	2,31	1,93	
	A _{vj} correspond (cm ²)	1,33	0,82	1,17	0,75	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	0,50	0,32	0,99	3,26
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	1,06	0,65	1,11	1,58
	A _{min} (cm ²)	10,75	10,63	10,63	8,33	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	30,8	30,8	22,6	18,08
		Bande 2	21,56	21,56	15,85	11,3
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA14	2X10HA14	2X10HA12
Bande 2			2X7HA14	2X7HA14	2X7HA12	2X5HA12
S _t (cm)		Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,14	6,07	6,07	4,76	
A _H /nappe (cm ²)		7,70	7,70	5,65	4,52	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA14	6HA12	6HA12	
ep =20cm		(A=9,24cm ²)	(A=9,24cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,188	0,117	0,167	0,136
		τ_b (MPa)	0,263	0,164	0,233	0,190
	ELS	N _s (kN)	5177	3912	3355	1805
		σ_b (MPa)	11,05	8,35	7,33	3,98
	$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$					
$\sigma_b \leq 15$ (MPa)		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

Ferraillage du voile VT5 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,7	1,7	1,7	1,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,34	0,34	0,34	0,34	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	-187,00	-146	-75	423	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5037	-4280,00	-4000	-3038	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SPC	
	V _u (kN)	110	79	36	83	
	L _t (m)	1,70	1,70	1,70	1,49	
	L _c (m)	0,00	0,00	0,00	0,21	
	d (m)	0,850	0,850	0,850	0,746	
	σ_1 [KN/m ²]	-93,500	-73,000	-37,500	211,500	
	N (kN)	N ₁	-23,84	-18,62	-9,56	47,34
		N ₂	-7,948	-6,205	-3,188	15,780
	A _v (cm ²)	A _{v1}	-0,60	-0,47	-0,24	1,18
		A _{v2}	-0,20	-0,16	-0,08	0,39
	A _{vj} (cm ²)	4,24	3,04	1,39	3,20	
	A _{vj} correspond (cm ²)	2,12	1,52	0,69	1,40	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	1,52	1,06	0,45	2,59
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	1,92	1,37	0,61	1,80
	A _{min} (cm ²)	8,93	8,93	8,93	7,83	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24,64	24,64	18,08	18,08
		Bande 2	15,4	15,4	11,3	11,3
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2X8HA14	2X8HA14	2X8HA12
Bande 2			2X5HA14	2X5HA14	2X5HA12	2X5HA12
S _t (cm)		Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,10	5,10	5,10	4,48	
A _H /nappe (cm ²)		6,16	6,16	4,52	4,52	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA14	6HA12	6HA12	
ep =20cm		(A=9,24cm ²)	(A=9,24cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,359	0,258	0,118	0,271
		τ_b (MPa)	0,503	0,361	0,165	0,380
	ELS	N _s (kN)	3335	2653	2254	1113
		σ_b (MPa)	8,34	6,63	5,87	2,90
$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$						
$\sigma_b \leq 15$ (MPa)		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

VI.3.8. Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

a) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils sont donnés dans le fichier résultat

b) Méthode de calcul :**b-1) Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

b-2) Ferrailage des linteaux :

❖ **Premier cas :** $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$
- des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

-Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}, \quad \text{Avec : } z = h - 2d \quad \text{ou : } h : \text{ est la hauteur totale du linteau}$$

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 \cdot V_u$)

-Aciers transversaux :

- Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{L}{h} > 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$ ou : S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

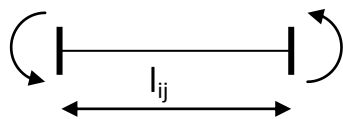
- Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_s = \frac{L}{h} \leq 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1 ; V_2)$

ou : $V_1 = 2 \cdot V_u \text{ calcul}$

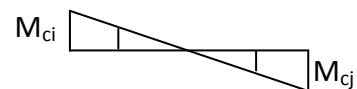
$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment fléchissant

❖ **Deuxième cas :** $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

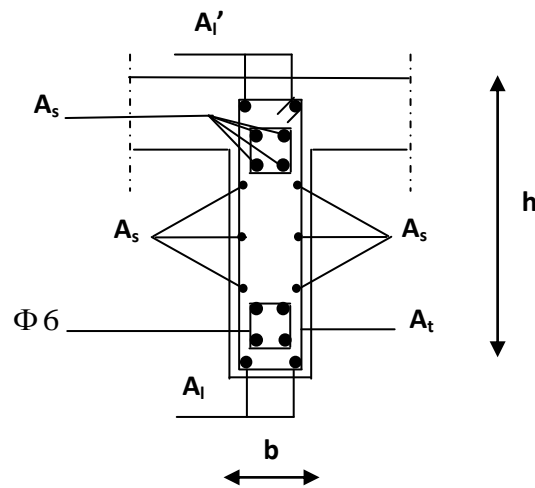
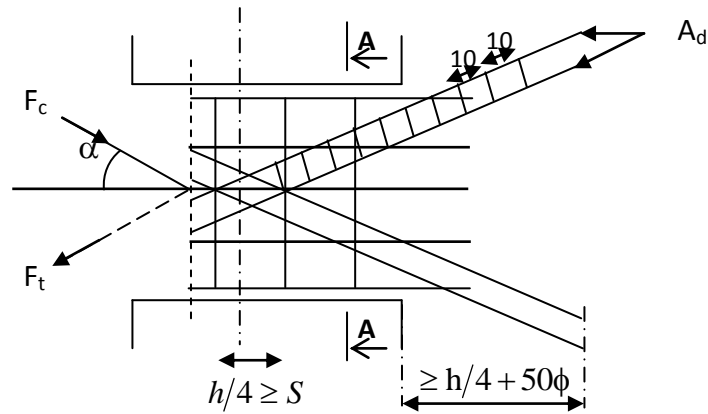
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



Coupe A-A

b-3) Ferrailage minimal

-Armatures longitudinales : $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

-Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales : $A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$ Si $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$
 $A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

c) Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau (VT1/SS2) :

$$\left. \begin{array}{l} h = 0,8 \text{ m} \\ L = 1,35 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \lambda_s = L/h = 1,35/0,8 = 1,69 > 1 \Rightarrow \text{linteau long.}$$

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1,4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 27,8 \times 10^4}{200 \times 0,9 \times 800} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,7 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

▪ **Armatures longitudinales :**

$\tau_b = 2,7 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$, donc le ferrailage minimal qui sera adopté :

Le RPA 2003 : $(A_{l\min} = A'_{l\min}) \geq 0,15\% \cdot e \cdot h = 2,4 \text{ cm}^2$

Le BAEL 91 : $(A_{l\min} = A'_{l\min}) \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times e(h-c) = 1,81 \text{ cm}^2$

$A_l = A'_l = 2,4 \text{ cm}^2$. Soit 4HA14 = 6,16 cm².

▪ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 2,7 \text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

Avec : $S \leq \frac{h}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm}$ avec $S = 20 \text{ cm}$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1,00 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 $\Rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

▪ **Armatures diagonales**

$$\tau_b = 2,7 \text{ MPa} > 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{80 - 2 \times 2,5}{135} = 0,5555 \Rightarrow \alpha = 29,05^\circ$$

$$A_D = \frac{27,8 \times 10^4}{2 \times 400 \times 10^2 \times 0,4856} = 7,15 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA16 $\Rightarrow A_D = 8,04 \text{ cm}^2$

Avec un cadre de HA8

- Armatures de peau

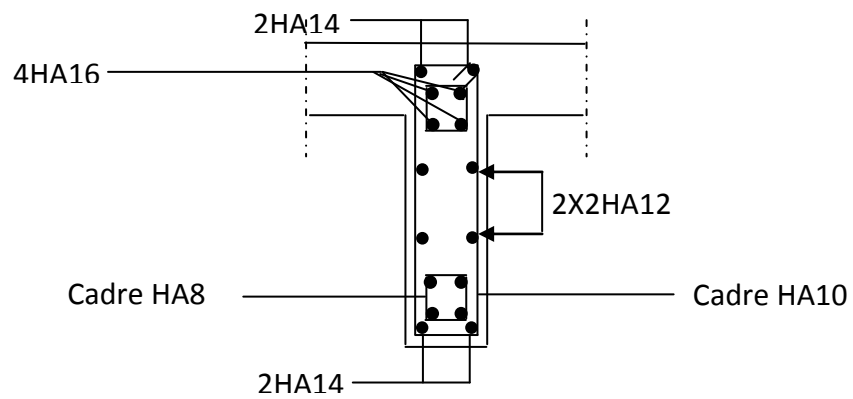
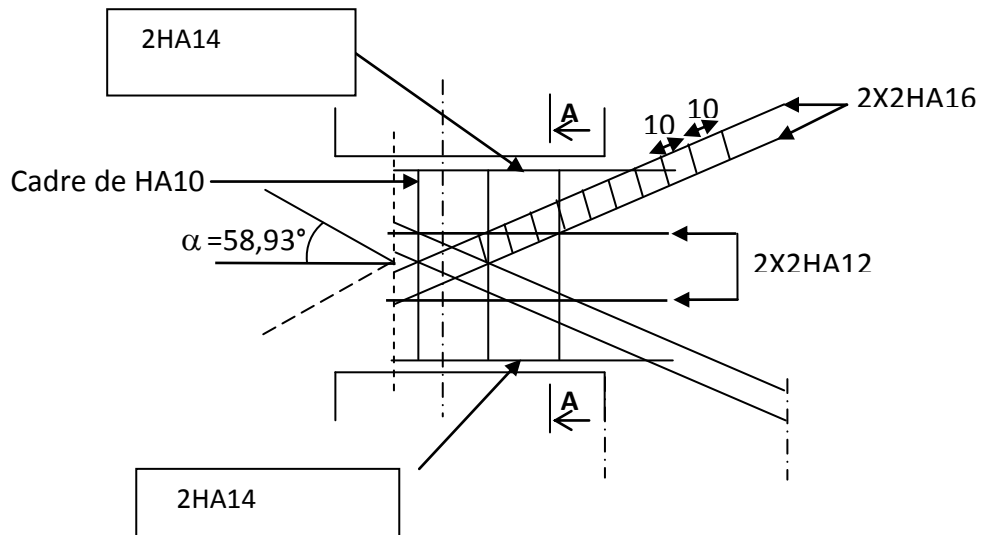
$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0,002 \times 20 \times 80 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 $\Rightarrow A_c = 4,52 \text{ cm}^2$

- Linteaux du voile VT1 :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,8	0,8	0,8	0,8
	L(m)	1,35	1,35	1,35	1,35
	e (cm)	20	20	20	20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	τ_b (MPa)	2,7	3,35	4,09	4,73
	V_u (KN)	27,8	34,48	42,13	48,71
Ferraillage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1,5	1,5	1,5	1,5
	τ_b (MPa)	2,7	3,35	4,09	4,73
	$A_l = A_l$ (cm ²)	6,16	6,16	5,65	5,65
	Choix des barres	4HA14	4HA14	4HA12	4HA12
	λ_g	1,69	1,69	1,69	1,69
	A_t (cm ²)	1,57	1,57	1,00	1,00
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
	A_D (cm ²)	8,04	8,04	6,16	6,16
	Choix des barres	4HA16	4HA16	4HA14	4HA14
	A_c (cm ²)	4,52	4,52	4,52	4,52
Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	

Plan de ferrailage du linteau VT1/SS2 :



Coupe A-A

- Linteaux du voile VL2 :

Zone		Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,8	0,8	0,8
	L(m)	0,95	0,95	0,95
	e (cm)	20	20	20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	2,15	1,51	2,45
	V_u (KN)	22,16	15,52	25,22
Ferraillage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1,5	1,5	1,5
	τ_b (MPa)	2,15	1,51	2,45
	$A_l = A_l'$ (cm ²)	6,16	6,16	6,16
	Choix des barres	4HA14	4HA14	4HA14
	λ_g	1,19	1,19	1,19
	A_t (cm ²)	1,57	1,57	1,57
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	A_D (cm ²)	4,52	4,52	6,16
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA14
	A_c (cm ²)	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12

VII.1 INTRODUCTION :

Le mur de soutènement sera au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min} = 15 \text{ cm}$, dans notre cas on optera pour une épaisseur de **20 cm**.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII.2 METHODES DE CALCUL :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur les portiques. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de largeur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

VII.3 PRESCRIPTION DU RPA 2003 :**a. Article 10.4.3 :**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, appliqué horizontalement à $\frac{H}{2}$ au-dessus de la base de la base du mur.

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sue l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h$ Contrainte vertical (**Art 10.4.2**)

b. Art 10.4.6:

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme « q », la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(q) = k_{ad} (1 \pm k_{ad}) \frac{qH}{\cos \beta}, \text{ appliquée horizontalement à } \frac{H}{2} \text{ au-dessus de la base du mur.}$$

- caractéristiques du sol :
 - Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
 - Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
 - Cohésion $C = 0$

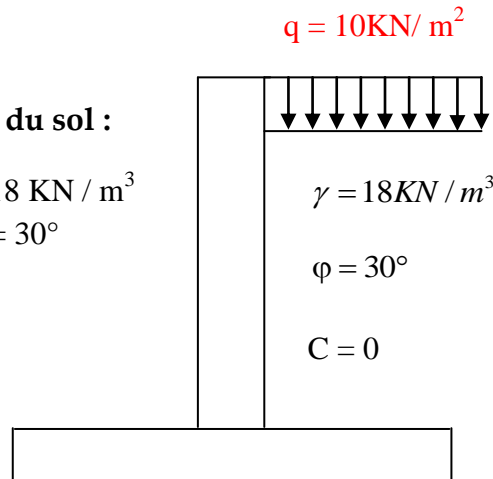


Figure VII.1 : caractéristiques du sol

• Présentation schématique

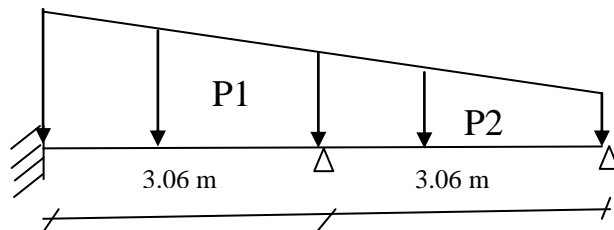
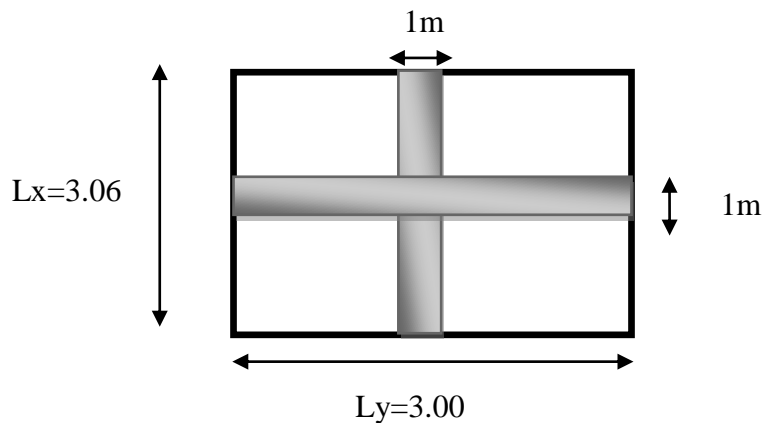


Figure VII.2 : Schémas statiques

- Le panneau (P1) à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m



VII.4) DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_a \times \sigma_v$$

A) à l'ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q) ;$$

Avec :

K_a : Coefficient de la poussée des terres au repos

q : Surcharge

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \times (1,5 \times 10) = \mathbf{5,00 \text{ kN/m}^2} ;$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \times ((1,35 \times 18 \times 3,06) + (1,5 \times 10)) = \mathbf{29,75 \text{ kN/m}^2}.$$

$$h = 6,12 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \times ((1,35 \times 18 \times 6,12) + (1,5 \times 10)) = \mathbf{54,51 \text{ kN/m}^2}$$

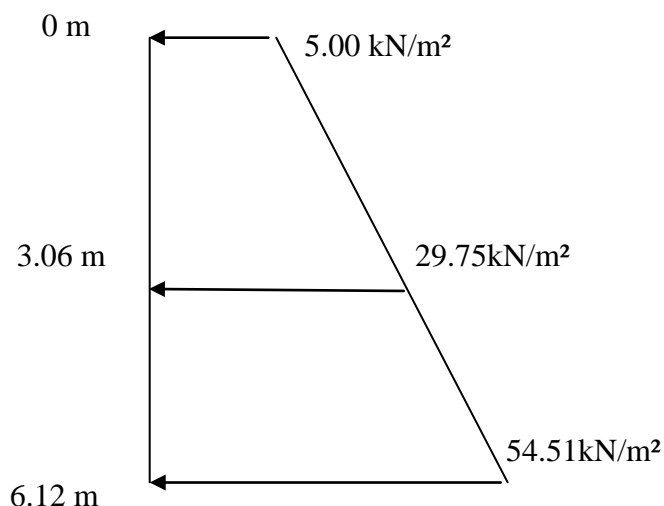


Figure VII.3 Diagrammes des contraintes à l'ELU

B)- ELS:

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot (\gamma \cdot h + q) ;$$

$$h = 0 \quad \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \times (10) = \mathbf{3,33 \text{ kN/m}^2};$$

$$h = 3,06\text{m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \times (18 \times 3,06 + 10) = \mathbf{21,67 \text{ kN/m}^2}.$$

$$h = 6,12\text{m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \times (18 \times 6,12 + 10) = \mathbf{40,01 \text{ kN/m}^2}.$$

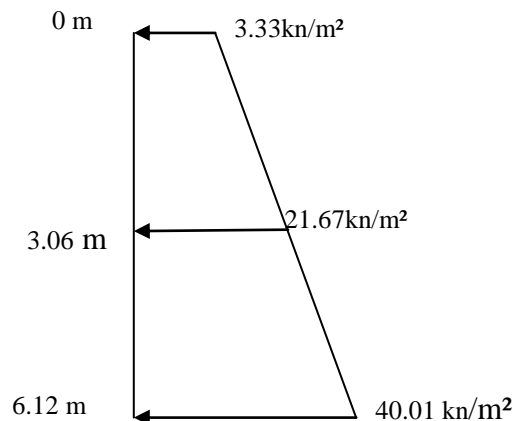


Figure VII.4 : Diagrammes des contraintes l'ELS

C)- Calcul dynamique :

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$k_h = A = 0,15$: coefficient d'accélération de zone (**Art10.4.2**)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h = 0,045$: Contrainte vertical (**Art 10.4.2**)

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 - k_v} = 8,92^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\Rightarrow k_{ad} = 0,43$$

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = K_{ad} \times (1 + K_v) \times \gamma \times h$$

Pour $H = 0 \text{ m}$ $\rightarrow \sigma_h = 0.43 \times (1 + 0.045) \times 18 \times 0 = 0$

Pour $H = 3.06 \text{ m}$ $\rightarrow \sigma_h = 0.43 \times (1 + 0.045) \times 18 \times 3.06 = 24.75 \text{ KN/m}^2$

Pour $H = 6.12 \text{ m}$ $\rightarrow \sigma_h = 0.43 \times (1 + 0.045) \times 18 \times 6.12 = 51.8 \text{ KN/m}^2$

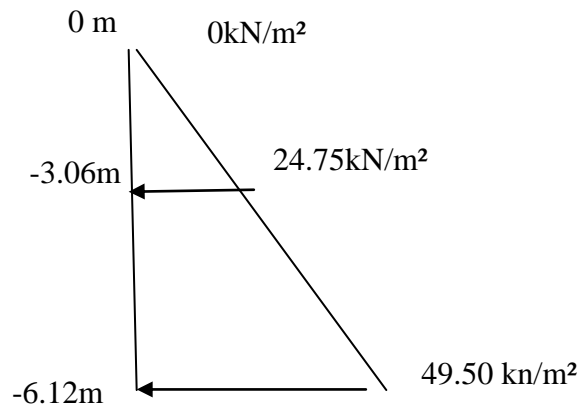


Figure VII.5 : Diagrammes des contraintes dynamiques

d) Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m

ELU: $q_u = \frac{(3\sigma_{H2} + \sigma_{H1})}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 54.51 + 29.75)}{4} = 48.32 \text{ kN/ml}$

ELS: $q_s = \frac{(3\sigma_{H2} + \sigma_{H1})}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 40.01 + 21.67)}{4} = 35.42 \text{ kN/ml}$

Dyn: $q_d = \frac{(3\sigma_{H2} + \sigma_{H1})}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 49.50 + 24.75)}{4} = 43.31 \text{ kN/ml}$

Conclusion :

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul ELU

$q_{\max} = q_u = 48.32 \text{ KN/ml}$

VII.5 FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE :

1. Méthode de calcul :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

2. Détermination des moments :

L'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85.
- Moment d'encastrement sur les grands cotés
 - 0,3 → appui de rive.
 - 0,5 → autre appui.

Identification des panneaux :

$$l_x = 3,00 \text{ m}$$

$$l_y = 3,06 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,00}{3,06} = 0,98 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

a) ELU

$$\rho = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0385 \times 48,32 \times (3,00)^2 = \mathbf{16,74 \text{ kN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,956 \times 16,74 = \mathbf{16,00 \text{ kN.m}}$$

▪ Correction des moments :

Dans le sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 16,74 = \mathbf{8,37 \text{ kN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 16,74 = \mathbf{14,23 \text{ kN.m}}$$

Dans le sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 16 = \mathbf{8,00 \text{ kN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 16 = \mathbf{13,60 \text{ kN.m}}$$

b) ELS :

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0459 \\ \mu_y = 0.970 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0459 \times 35.42 \times (3.00)^2 = \mathbf{14.63 \text{ kN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.970 \times 14.63 = \mathbf{14.19 \text{ kN.m}}$$

▪ Correction des moments :

Dans le sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 14.63 = \mathbf{8.31 \text{ kN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 14.63 = \mathbf{14.13 \text{ kN.m}}$$

Dans le sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_{as} = 0.50 M_{0y} = 0.5 \times 14.19 = \mathbf{7.09 \text{ kN.m}}$$

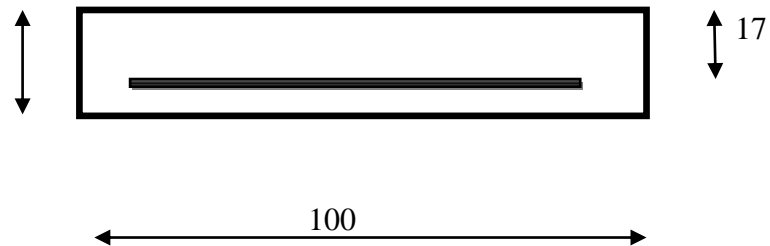
$$\text{En travée : } M_{ts} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 14.19 = \mathbf{12.06 \text{ kN.m}}$$

3. Détermination des armatures à l'ELU:

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

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{min} = 0.10\% \cdot B = 2 \text{ cm}^2$$

(RPA 2003/ART 10.1.2)

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

Sens X-X :

	Travées	Appuis
Mu (KN.m)	14.23	8.37
μ_b	0.034	0.0202
β	0.983	0.990
A_{cal} (cm ²)	2.55	1.45
A_{min} (cm ²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	5.65	5.65
Choix des barres	5HA12	5HA12
Espacement (cm)	20	20

Sens Y-Y :

	Travées	Appuis
Mu (KN.m)	13.60	8.00
μ_b	0.034	0.0200
β	0.983	0.990
A_{cal} (cm ²)	2.34	1.37
A_{min} (cm ²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	3.92	3.92
Choix des barres	5HA10	5HA10
Espacement (cm)	20	20

VII.6) VERIFICATION A L'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.23$$

$$\rho = 0.23 \rightarrow \{\beta_1 = 0.923, \alpha_1 = 0.231\}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)} = 0.020$$

- Vérification des contraintes dans le béton

sens		Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
x_x	appuis	8.31	5.65	0.231	0.923	0.020	135.102	6.75
x_x	travee	14.13	5.65	0.231	0.923	0.020	229.723	11.48
y_y	appuis	7.09	3.92	0.231	0.923	0.020	115.268	5.76
y_y	travee	12.06	3.92	0.231	0.923	0.020	196.069	9.80

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

VIII.1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour rôle la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux et puits).

Dans le cas le plus générale un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** qui peut être exercé dans de différents plans.

❖ On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.2) CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.

VIII.3) ETUDE DU SOL DE FONDATION :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.86 \text{ bar}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Etant donné la nature du sol d'assise on choisit les fondations superficielles

VIII.4. DIMENSIONNEMENT :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du SOUS-SOL.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{adm}}}$$

$$\sigma_{adm} = (0.8-0.9)\sigma_{sol}$$

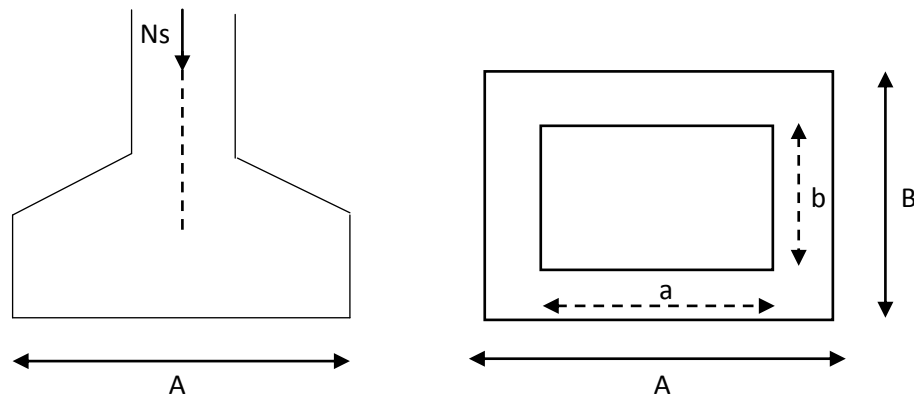


Figure VIII-1 : Semelle isolée

Exemple : $N_{ser} = 1475.20 \text{ kN}$,

$$\sigma_{sol} = 286 \text{ Kn/m}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1475.20}{228}} = 2.60 \text{ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII.4.1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{N_s}{\sigma_{adm} \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci – dessous :

Voile	N_{ser}	L (m)	σ_{adm}	B (m)	$S = L \times B (m^2)$
VL1	2345.68	6.00	228	1.714	10.284
VL2	2056.80	6.00	228	1.503	09.018
VL3	1719.82	2.40	228	3.142	07.540
Somme					26.842

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles sens x-x

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_{VL} = 26.842m^2$

voile	N_{ser}	L (m)	σ_{adm}	B (m)	$S = L \times B (m^2)$
VT1	1075.83	3.40	228	1.387	4.715
VT2	1172.84	3.40	228	1.512	5.140
VT3	2152.46	4.80	228	1.942	9.321
VT4	2950.40	4.80	228	2.695	12.936
VT5	2684.80	3.40	228	3.463	11.774
Somme					30.950

Tableau VIII.2: Surface des semelles filantes sous les voiles sens y-y

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_{VT} = 30.95 m^2$

⇒ La surface totale des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_V = 57.79 m^2$$

VIII.4.2 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

a) 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 agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $\vec{R} = \sum \vec{N}_i$

- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$Si \begin{cases} e < \frac{L}{6} & \text{Répartition trapézoïdale de charge} \\ e > \frac{L}{6} & \text{Répartition triangulaire de charge} \end{cases}$$

Avec : $L/6 = 2.88 \text{ m}$

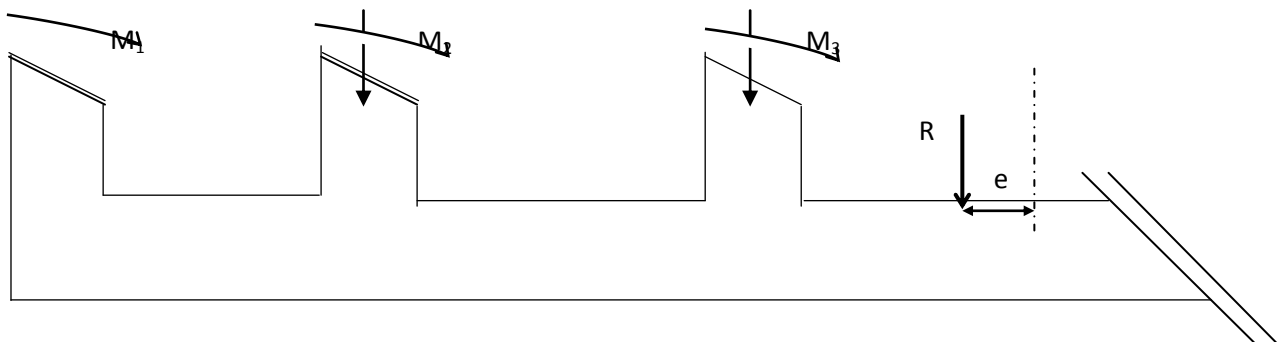


Figure VIII-2: Semelles filante sous poteaux

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

Poteau	$N = G + Q$ (kN)	e_i (m)	$N \times e_i$ (kN.m)	$M_{inf} =$ (kN.m)
C1	1075.83	-8.25	-8875,59	-2.792
C10	582.35	-5.25	-3057,33	-1.631
C19	845.43	-1.75	-1479,50	-1.271
C28	1067.23	2.25	2401,26	0.345
C37	1062.82	4.65	4942,11	-2.607
C46	957.48	8.65	8282,20	3.910
somme	5591,14		2213.15	-4.040

Tableau VIII.3 : Calcul de l'excentricité

$e = 0.395 < 2..88 \Rightarrow$ La répartition de charge est trapézoïdale

$$q_{(l/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5591.14}{17.3} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.395)}{17.3} \right) = 345.16 \text{ kN/m}$$

➤ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(l/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{345.16}{228} = 1.51 \text{ m}$$

On aura donc : $S = 1.51 \times L_x = 26.123 \text{ m}^2$

Sachant que $L_x = 17.30 \text{ m}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 26.123 \times 9 = 235.10 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 235.10 + 57.79 = 292.89 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 433.98 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{292.89}{433.98} \times 100 = 67.50\%$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale de la base du bâtiment, pour cela nous optons pour un radier général.

VIII.5. ETUDE DU RADIER GENERAL :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ❖ Rigide en son plan horizontal
- ❖ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ❖ Facilité le coffrage
- ❖ Rapidité d'exécution

VIII.5.1 Pré dimensionnement du radier :

Pour le pré dimensionnement du radier, on a trois conditions à vérifier

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm.

2) Selon la condition forfaitaire :**a) Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80$$

h : Épaisseur du radier.

L_{\max} : Portée maximale entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions l'épaisseur du radier doit être supérieur à $h_{\text{radier}} = 65\text{cm}$.

b) Sous poteaux :

Le tablier : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ Avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 0.20m \quad ; \quad \text{On prend } h_d = 25 \text{ cm}$$

La nervure : Elles doivent vérifier

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{400}{10} = 40\text{cm} \Rightarrow h_{\text{nervure}} = 65 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0,7h \Rightarrow 26 \leq b_{\text{nervure}} \leq 45.5 \quad \text{on prend } b_{\text{nervure}} = 40 \text{ cm}$$

3) condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le

radier est rigide s'il vérifié : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$ Ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$

Avec :

L_e : longueur élastique.

I : inertie de la section du radier (bonde de 1 m) avec $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$

K : Coefficient de raideur de sol ; $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

E : Module Young pour un chargement de longue durée. $E = 10819 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.775 \text{ m}$$

D'après ces conditions l'épaisseur du radier doit être supérieur à $h_{\text{radier}} = 80\text{cm}$

➤ Largeur de la nervure:

$$0,4h_{\text{radier}} \leq b_{\text{nervure}} \leq 0,7h_{\text{radier}} \Rightarrow 32 \leq h \leq 56 \quad \text{on prend } b_{\text{nervure}} = 50 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{nervure} = 80 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 25 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b_{nervure} = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

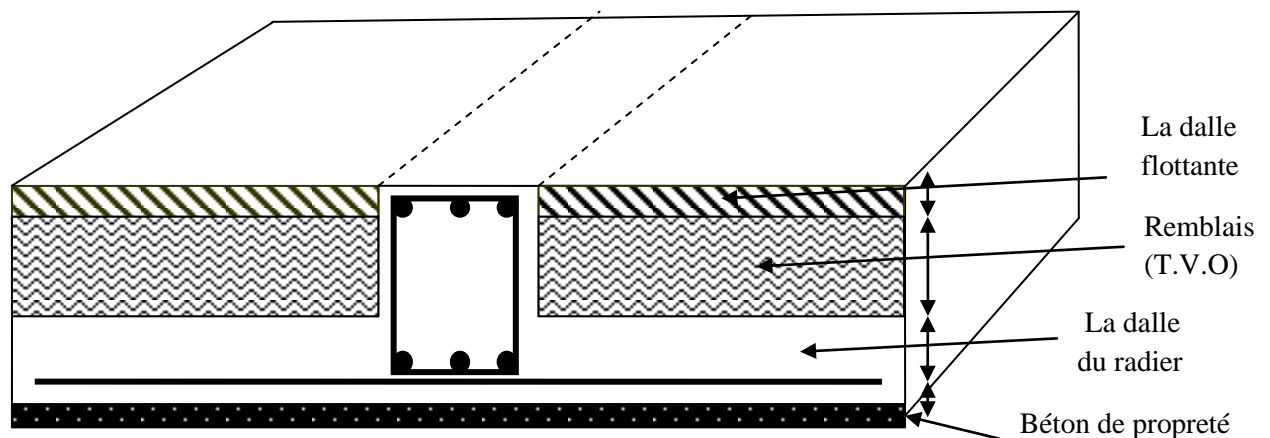


Figure VIII-3 : La coupe verticale d'un radier général

VIII.5.2 Détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitation qui sont obtenu a partir de logiciel ETABS.

1) Poids de la superstructure :

Charges permanentes $G_{bat} = 41004.74 \text{ kN}$.

Charges d'exploitation $Q_{bat} = 8729.57 \text{ kN}$

2) Combinaisons d'actions :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{bat} = 1.35 \times 41004.74 + 1.5 \times 8729.57 = 68450.75 \text{ kN} \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{bat} = 41004.74 + 8729.57 = 49734.31 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU : S_{rad} = \frac{N_U}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{68450.75}{1.33 \times 228} = 225.73 \text{ m}^2 \\ ELS : S_{rad} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{49734.31}{228} = 218.13 \text{ m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow S_{rad} = \max(225.73 ; 218.13) = 225.73 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment S_{st} est supérieure à la surface nécessaire du radier ($S_{st} = 433.98 \text{ m}^2 \geq S_{rad} = 225.73 \text{ m}^2$), dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_{nervure}}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2} ; 30\right) = 0.40 \text{ m}$$

On ajoute au radier un débord de $L_{déb} = 50 \text{ cm}$ dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{st} + S_{déb} = (24.45 + 0.5 \times 2) \times (17.75 + 0.5 \times 2) = 26.15 \times 18.75 = 477.18 \text{ m}^2$$

VIII.5.3 Calcul des sollicitations à la base du radier :

1) Poids total du radier :

Poids_{radier} = poids du tablier + poids des nervures + poids de (T.V.O) + poids du la dalle flottante

$$\text{* Poids du tablier} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 477.18 \times 0.25 \times 25 = 2982.37 \text{ kN}$$

$$\text{* Poids des nervures} \begin{cases} = b_{nerv} \times (h_{nerv} - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ = [0.5 \times (0.80 - 0.25) \times 25.45 \times 6] + [0.5 \times (0.8 \times 0.25) \times 18.75 \times 9] \times 25 = 2209.95 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{* Poids de (T.V.O)} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_d - ep) \times \rho_{vo} = (477.18 - 176.80) \times (0.80 - 0.25 - 0.10) \times 17 = 2297.90 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = \frac{2209.95}{25 \times 0.5} = 176.80 \text{ m}^2$$

$$\text{* Poids du la dalle flottante} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_b = (477.18 - 176.80) \times 0.1 \times 25 = 750.95 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Poids}_{radier} = G_{rad tot} = 2982.37 + 2209.95 + 2297.90 + 750.95 = 8241.17 \text{ kN}$$

2) Surcharge d'exploitation

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 8729.57 \text{ kN}$

Surcharge du radier: $Q_{rad} = 2.5 \times 490.31 = 1225.77 \text{ kN}$

3) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{radiertot} + G_{bat} = 8241.17 + 41004.74 = 49245.41 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{radiertot} + Q_{bat} = 1225.77 + 8729.57 = 9955.34 \text{ kN}.$$

4) Combinaison d'action :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot} = 1.35 \times 49245.41 + 1.5 \times 9955.34 = 81414.31 \text{ kN} \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 49245.41 + 9955.34 = 59200.75 \text{ kN} \end{cases}$$

VIII.5.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**1) Centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12.725 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 9.247 \text{ m}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré.

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

2) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum (I_{xi} + S_i (Y_i - Y_G)^2) = 25756.29 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum (I_{yi} + S_i (X_i - X_G)^2) = 13980.10 \text{ m}^4$$

VIII.5.5 Vérifications :**1) Vérification de contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1, 211)**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_i = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{81414.31 \times 1.00}{477.18} \times \frac{4.00}{2} = 341.23 kN$$

$$\tau_u = \frac{341.23 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.51 MPa$$

$$\tau_u = 1.51 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal «N» dû aux charges verticales.
- Moment sismique «M »rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀: Moment sismique à la base du bâtiment.

T₀: Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

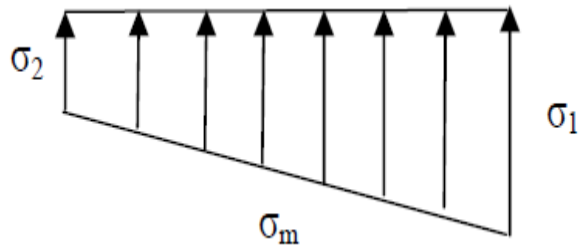


Figure VIII-4 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier les conditions suivantes :

A L'ELU : $\sigma_m^u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m^s = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V$

Tel que V: distance entre le centre de gravite du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

$$N_u = 81414.31 \text{ kN} \quad N_s = 59200.75 \text{ kN}$$

➤ **Sens longitudinal :** $M_x = 60202.063 + 2993.51 \times 0.80 = 62596.87 \text{ kN.m}$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} Vx = \frac{81414.31}{477.18} + \frac{62596.87}{25756.29} \times 12.725 = 201.54 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} Vx = \frac{81414.31}{477.18} - \frac{62596.87}{25756.29} \times 12.725 = 139.68 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m^u = \frac{3 \times 201.54 + 139.68}{4} = 186.07 \text{ kN/m}^2 \leq 1.33 \times 228 = 303.24 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} Vx = \frac{59200.75}{477.18} + \frac{62596.87}{25756.29} \times 12.725 = 154.990 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} Vx = \frac{59200.75}{477.18} - \frac{62596.87}{25756.29} \times 12.725 = 93.137 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m^s = \frac{3 \times 154.990 + 93.137}{4} = 139.526 \text{ kN/m}^2 \leq 228 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :** $M_y = 653770.511 + 3308.77 \times 0.80 = 68017.52 \text{ kN.m}$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Vy = \frac{81414.31}{477.18} + \frac{68017.52}{13980.10} \times 9.247 = 215.604 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Vy = \frac{81414.31}{477.18} - \frac{68017.52}{13980.10} \times 9.247 = 125.626 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m^u = \frac{3 \times 215.604 + 125.62}{4} = 193.109 \text{ kN/m}^2 \leq 1.33 \times 228 = 303.24 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{59200.75}{477.18} + \frac{68017.52}{13980.10} \times 9.247 = 169.052 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{59200.75}{477.18} - \frac{68017.52}{13980.10} \times 9.247 = 79.074 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m^s = \frac{3 \times 169.052 + 79.074}{4} = 146.557 \text{ kN/m}^2 \leq 228 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification au poinçonnement (BAEL91 Art A.5.2,42)

Dans le cas des surfaces large, cas du radier, il ya un risque de poinçonnement du poteau et des voiles sur cette dalle qui a lieu de vérifier

$$\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \mu_c = 2(a' + b')$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile tiré a partir du l'logiciel ETABS

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a' : Epaisseur du voile ou du poteau.

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

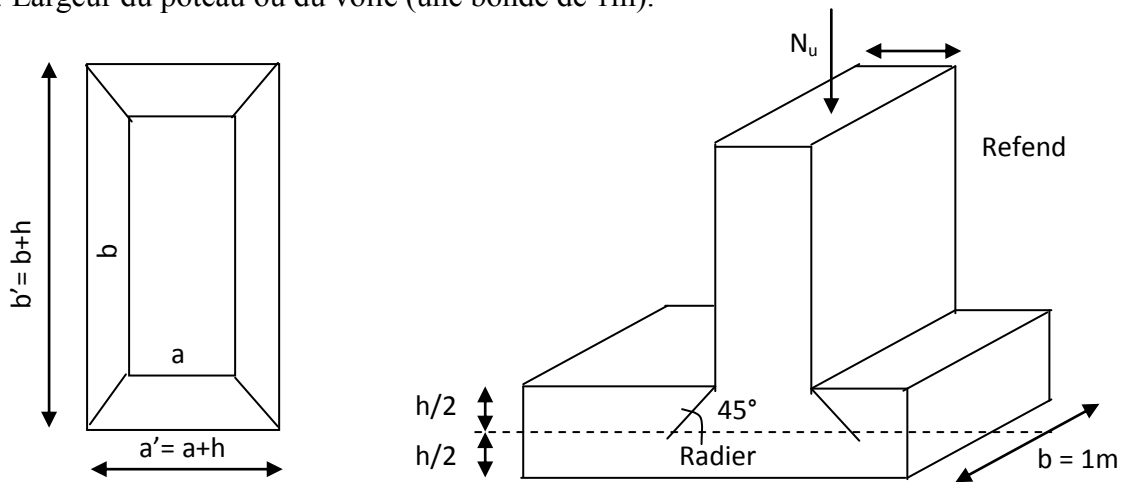


Figure VIII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c

Poteaux : $\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.45 + 0.45 + 2 \times 0.80) = 5 \text{ m}$

Voile : $\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.2 + 1 + 2 \times 0.80) = 5.6 \text{ m}$

• Vérification pour les poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1562.04 \text{ kN} \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 4666.66 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification pour les Voile :**

$$N_u = 3236.80 \text{ kN} \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 5226.66 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.6.FERRAILLAGE DE LA DALLE :

La dalle sera considérée comme un ensemble de dalle continue, Soumis à un chargement uniforme encastré sur quatre cotés nous distinguons deux cas :

- **1^{er} Cas :**

Si : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :**

Si : $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

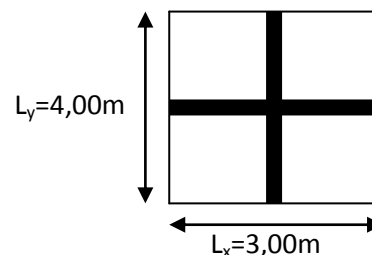
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a) Identification du panneau le plus sollicité

$$L_x = 3,00 \text{ m} \quad L_y = 4,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.00}{4.00} = 0.75$$



$$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne maximale.

σ_m^u et σ_m^s : Contrainte moyenne déjà calculé

A l'ELU

$$\sigma_m^{\max} = \max(193.10, 186.07) = 193.10 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{rad} = 8241.17 \text{ kN}$$

$$Q_{rad} = 1225.77 \text{ kN}$$

$$N_{U_{rad}} = 1.35G_{rad} + 1.5Q_{rad} = 1.35 \times 8241.17 + 1.5 \times 1225.77 = 12964.23 \text{ kN}$$

$$q_u = \sigma_m^u - \frac{N_{U_{rad}}}{S_{rad}} = 193.10 - \frac{12964.23}{477.18} = 165.93 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS

$$\sigma_m^{\max} = \max(139.52, 146.55) = 146.55 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{rad} = 8241.17 \text{ kN}$$

$$Q_{rad} = 1225.77 \text{ kN}$$

$$N_{S_{rad}} = G_{rad} + Q_{rad} = 8241.17 + 1225.77 = 9466.94 \text{ kN}$$

$$q_s = \sigma_m^s - \frac{N_{S_{rad}}}{S_{rad}} = 146.55 - \frac{9466.94}{477.18} = 126.71 \text{ kN/m}^2$$

b) Calcul des armatures à l'ELU

$$v = 0 \quad \rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

Evaluation des moments M_x , M_y

$$M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0622 \times 165.93 \times 3.00^2 = 92.88 \text{ kN.m}$$

$$M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = 0.509 \times 92.88 = 47.28 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques par les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : Pour les moments en travées,

0.5 : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.3 : Pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermādiaire**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 92.88 = 46.44 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 47.28 = 23.64 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 92.88 = 27.86 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 47.28 = 14.20 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travāe :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 92.88 = 78.94 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 47.28 = 40.20 \text{ kN.m} \end{cases}$$

c) Ferrailage longitudinal suivant x-x :

➤ **Sur appuis :**

$$\mu_x = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.44 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46.44 \times 10^2}{0.968 \times 23 \times 34.8} = 5.993 \text{ cm}^2$$

Soit : $7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 17cm

➤ **En travāe :**

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78.94 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.105 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.105 \Rightarrow \beta = 0.944$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{78.94 \times 10^2}{0.944 \times 23 \times 34.8} = 10.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $7HA14 = 10.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 17 cm

d) **Ferrailage longitudinal suivant y-y :**➤ **Sur appuis :**

$$\mu_y = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.64 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_y = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.64 \times 10^2}{0.984 \times 23 \times 34.8} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA10 = 4.71 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement de 20cm

➤ **En travée :**

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40.20 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_y = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40.20 \times 10^2}{0.972 \times 23 \times 34.8} = 5.16 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement de 20 cm

e) **Vérification a l'ELU**➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

ω_0 : Taux d'aciers minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 25 \times \left(\frac{3 - 0.75}{2} \right) = 2.25 \text{ cm}^2$$

Sens xx :

$$A_u^a = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Sens yy :

$$A_u^a = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_u^i = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des espacements : (RPA art 8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

➤ **Sens xx :**

$$S_t \leq \min\{3h, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{3 \times 25, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens yy :**

$$S_t \leq \min\{3h, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{3 \times 25, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{165.93 \times 4.00}{2} = 331.86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{331.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \leq \min\left\{\frac{0.15}{1.5} f_{cj}; 4 \text{ MPa}\right\} = \min\{2.5 ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f) Vérifications à l'ELS

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

$$v = 0.2 \quad \text{et} \quad \rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0685 \\ \mu_y = 0.644 \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments M_x, M_y

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0685 \times 126.71 \times 3.00^2 = 78.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.644 \times 78.12 = 50.30 \text{ kN.m}$$

➤ Sens xx

$$\begin{cases} \text{Moments sur appuis à } M_{ax} = 0.5 \times 78.12 = 39.06 \text{ kN.m} \\ \text{Moments en travée à } M_{tx} = 0.85 \times 78.12 = 66.402 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Sens yy

$$\begin{cases} \text{Moments sur appuis à } M_{ay} = 0.5 \times 50.30 = 25.15 \text{ kN.m} \\ \text{Moments en travée à } M_{ty} = 0.85 \times 50.30 = 42.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On calcul } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 23} = 0.46$$

$$\rho_1 = 0.46 \Rightarrow \beta_1 = 0.897 \text{ et } \alpha_1 = 0.309 \Rightarrow K = 0.0298$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^s}{\beta_1 \times d \times A_{tx}} = \frac{66.402 \times 10^{-3}}{0.897 \times 0.23 \times 10.77 \times 10^{-4}} = 298.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{298.84}{0.0298} = 10.03 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier est donné dans le tableau ci-dessous :

	Sens XX	Sens YY
En appuis	7HA12/ml	5HA10/ml
En travée	7HA14/ml	5HA12/ml

VIII.7.FERRAILLAGE DE DEBORD :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, du moment qu'il est moins chargé par rapport à la dalle et la nervure donc nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord.

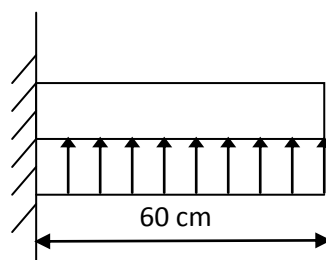


Figure VIII.6 : Schéma statique du débord.

VIII.8. FERRAILLAGE DE LA NERVURE :

Afin de trouver les efforts internes dans les nervures pour cela nous avons utilisé le logiciel ETABS en modélisant le radier général avec toutes les caractéristiques géométriques et les données notamment les chargements q_u et q_s .

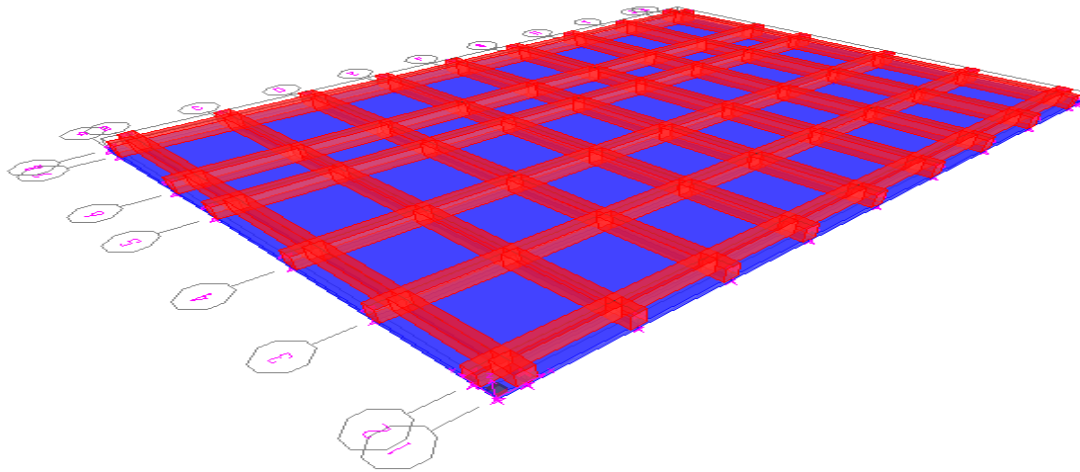


Figure VIII.7 : Model du radier en 3D

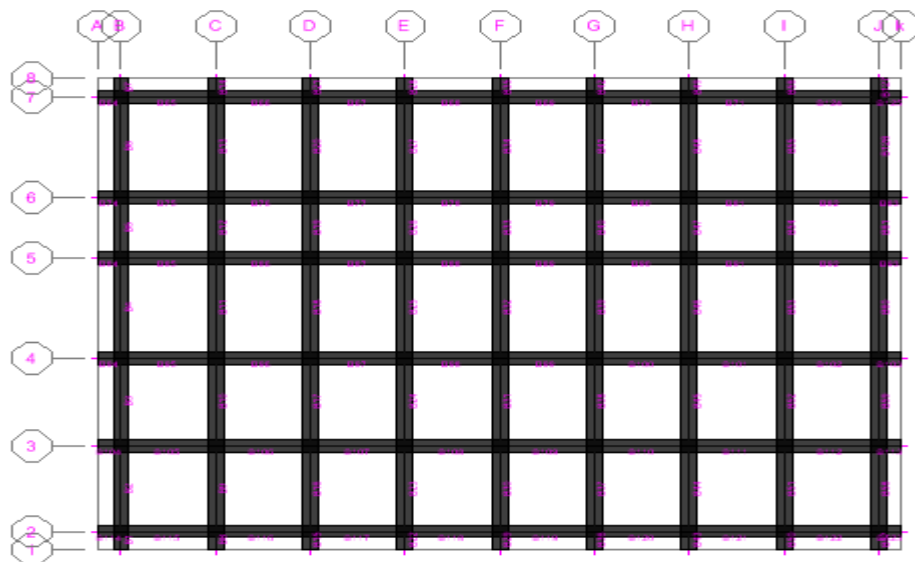


Figure VIII.8 : Notation utilisée pour les nervures

Après analyse du logiciel nous avons tiré les résultats suivants :

a) Sens longitudinal :

➤ **Diagrammes des efforts internes à l'ELU :**

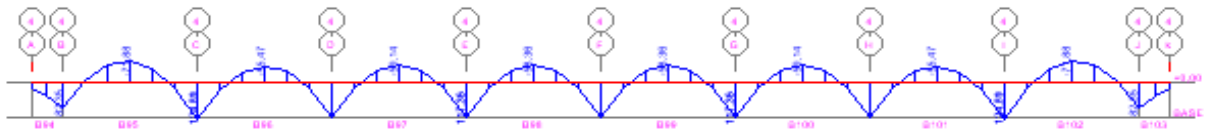


Figure VIII.5 : Diagramme des moments fléchissant

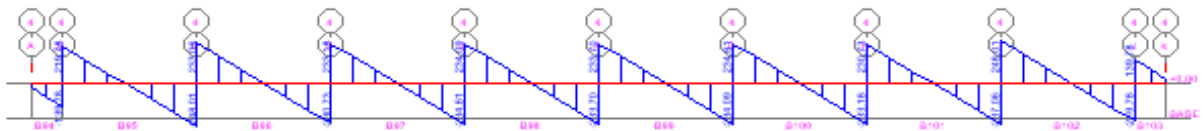


Figure VIII.6 : Diagramme des efforts tranchants

➤ **Diagrammes des efforts internes à l'ELS**

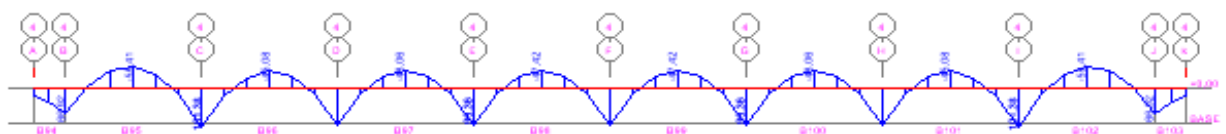


Figure VIII.7 : Diagramme des moments fléchissant

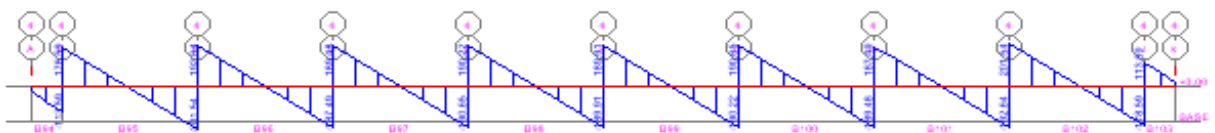


Figure VIII.8 : Diagramme des efforts tranchants

b) Sens transversal :

➤ Diagrammes des efforts internes à L'ELU

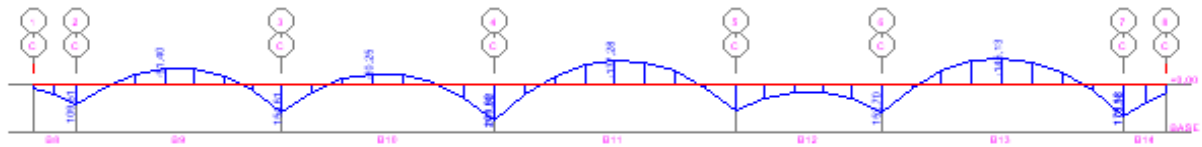


Figure VIII.10 : Diagramme des moments fléchissant

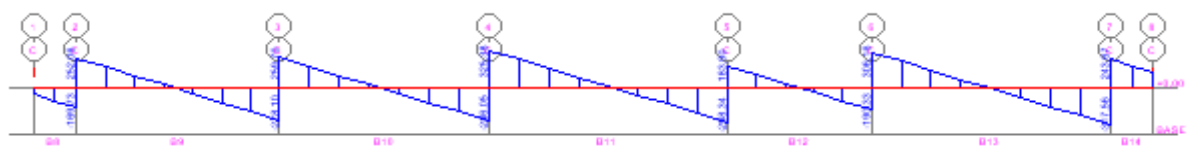


Figure VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants

➤ Diagrammes des efforts internes à l'ELS

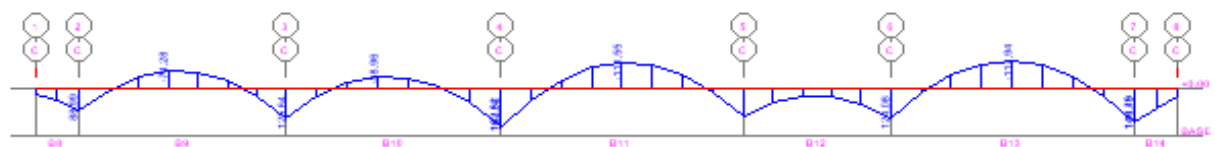


Figure VIII.12 Diagramme des moments fléchissant

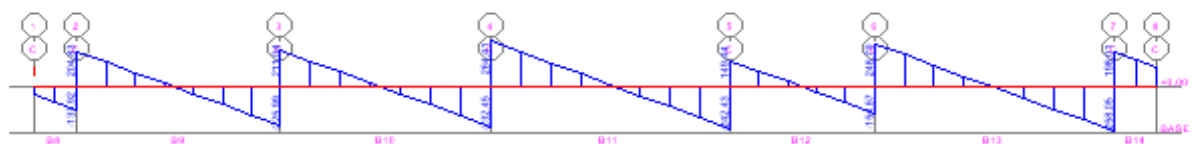


Figure VIII.13 : Diagramme des efforts tranchants

VIII-8-1) Détermination des efforts et calcul des armatures :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 80 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

ELU: $q_u = 165.93 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = 126.71 \text{ kN/ml}$

VIII.8.1.1. Armatures longitudinales

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

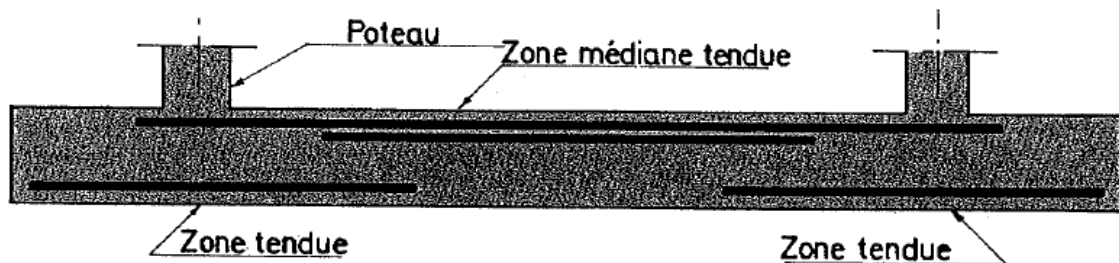


Schéma de principe

➤ **Sens longitudinal X-X :**

$$M_a^{\max} = 125.016 \text{ kN.m} \quad M_t^{\max} = 71.884 \text{ kN.m}$$

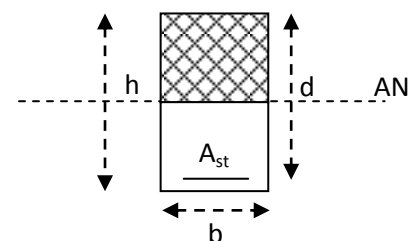
• **En appuis :**

$$\mu_x = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{125.016 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.985$

$$A_{ax} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{125.016 \times 10^2}{0.985 \times 75 \times 34.8} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Soit : $2HA12\text{chap} + 3HA14\text{Fil} = 6.88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$



- **En travée :**

$$\mu_x = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71.884 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{71.884 \times 10^2}{0.991 \times 75 \times 34.8} = 2.80 \text{ cm}^2$$

Soit : $3HA14FIL = 4.62 \text{ cm}^2 / ml$

➤ **Sens transversal suivant y-y :**

$$M_a^{\max} = 205.243 \text{ kN.m} \quad M_t^{\max} = 145.73 \text{ kN.m}$$

- **En appuis :**

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{205.243 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14.2} = 0.052 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$

$$A_{ay} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{205.243 \times 10^2}{0.973 \times 75 \times 34.8} = 8.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $3HA14chap + 3HA14FIL = 9.24 \text{ cm}^2 / ml$

- **En travée :**

$$\mu_y = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{145.73 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_y = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982$

$$A_{ty} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{145.73 \times 10^2}{0.982 \times 75 \times 34.8} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Soit : $2HA12chap + 3HA14FIL = 6.88 \text{ cm}^2 / ml$

VIII.8.1.2. Vérifications à l'ELU

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 75 \times 2.1}{400} = 4.52 \text{ cm}^2$$

- Sens longitudinal x-x :

En travée : $A_u = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.52 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.52 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- Sens transversal suivant y-y :

En travée : $A_u = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.52 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.52 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u \max = 325.51 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{325.51 \times 10^3}{500 \times 750} = 0.86 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \tau_u = 0.86 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

VIII.8.1.3Vérification a l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **Sens longitudinal x-x**

En travée: $\mu_x = 0.018 \Rightarrow \alpha = 0.0227$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{71.804}{58.413} = 1.229$$

$$\alpha = 0.0227 \leq \frac{1.229 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3645 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\mu_x = 0.030 \Rightarrow \alpha = 0.0381$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{125.016}{101.589} = 1.230$$

$$\alpha = 0.0381 \leq \frac{1.230 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.365 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal suivant y-y :**

En travée: $\mu_y = 0.036 \Rightarrow \alpha = 0.0459$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{145.73}{118.42} = 1.230$$

$$\alpha = 0.0459 \leq \frac{1.23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.365 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\mu_y = 0.052 \Rightarrow \alpha = 0.0667$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{205.245}{166.782} = 1.230$$

$$\alpha = 0.0667 \leq \frac{1.230-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.365 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire

VIII.8.1.2. Armatures transversales :

Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 $A_t = 0.003 \cdot S_t \times b$

❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min}, 30 \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- en zone nodale

$$S_t \leq \min (12.5, 14.4, 30) \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec : 4HA8 = 2.01 cm² (1cadre+1eterier).

- en dehors de la zone nodale.

$$S_t \leq \left(\frac{50}{2} \right) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 12 \text{ cm}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 12 \times 50 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec : 4HA8 = 2.01 cm² (1cadre+1eterier).

VIII.8.1.3 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

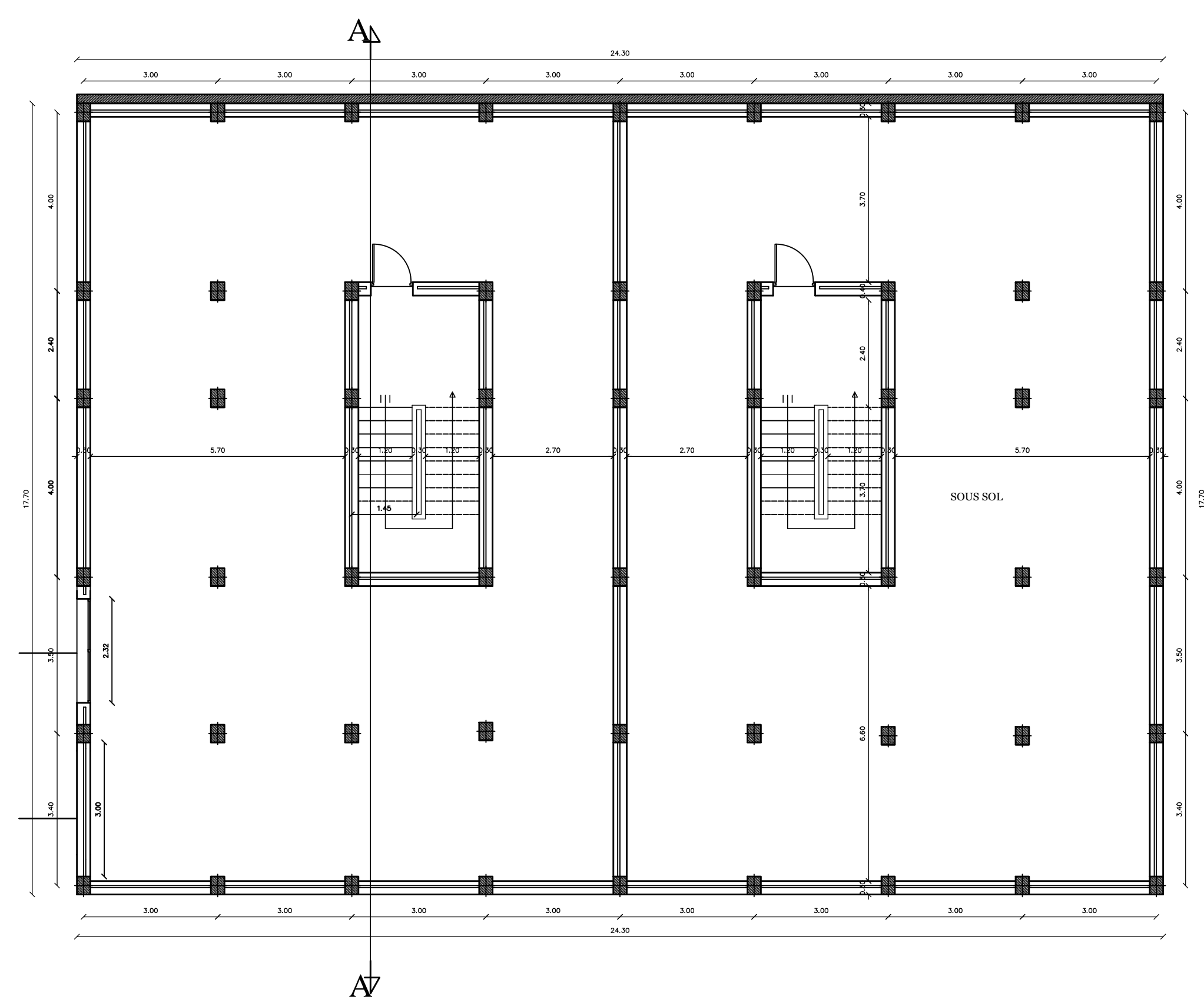
Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

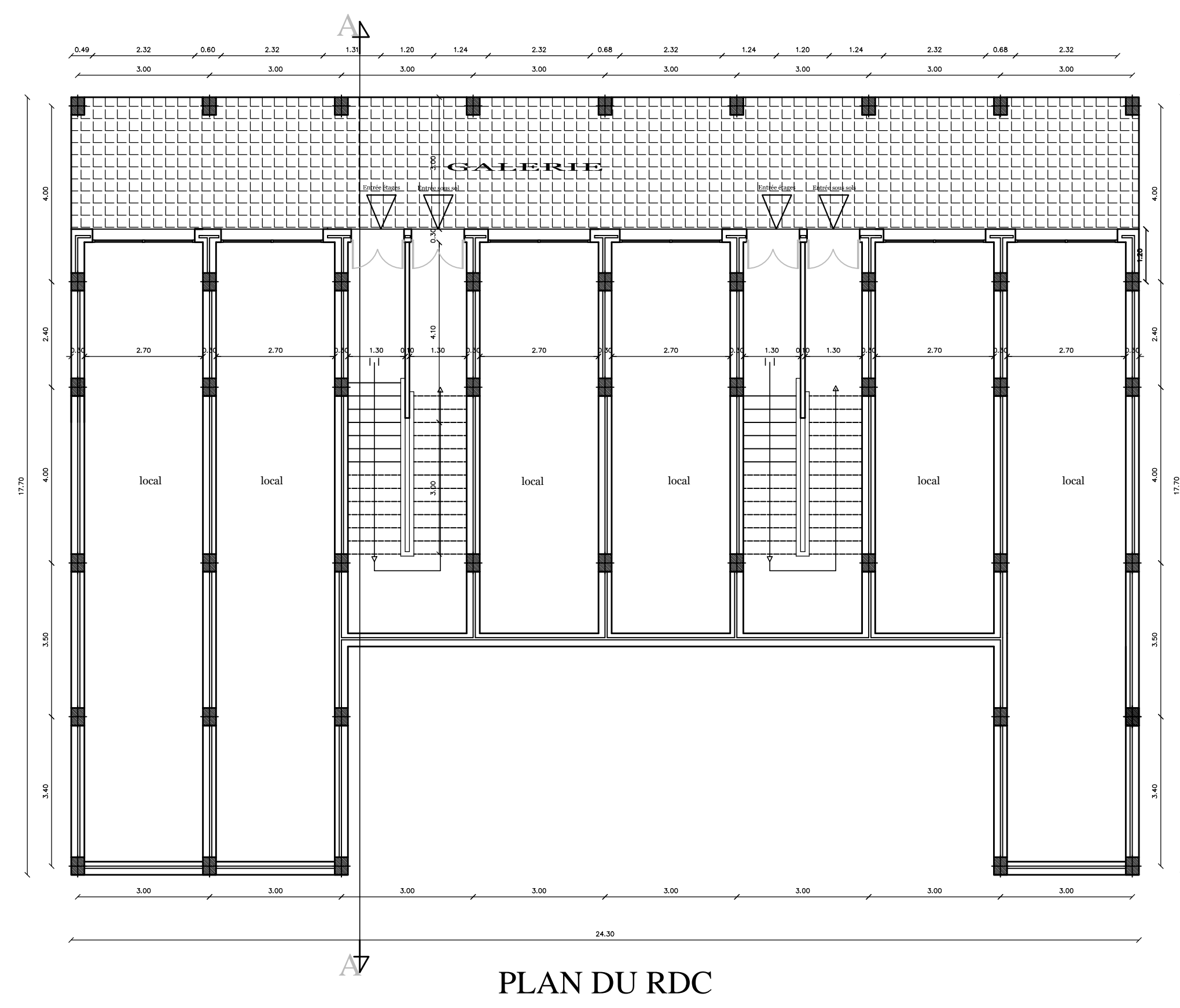
Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de **80** cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 0.8 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

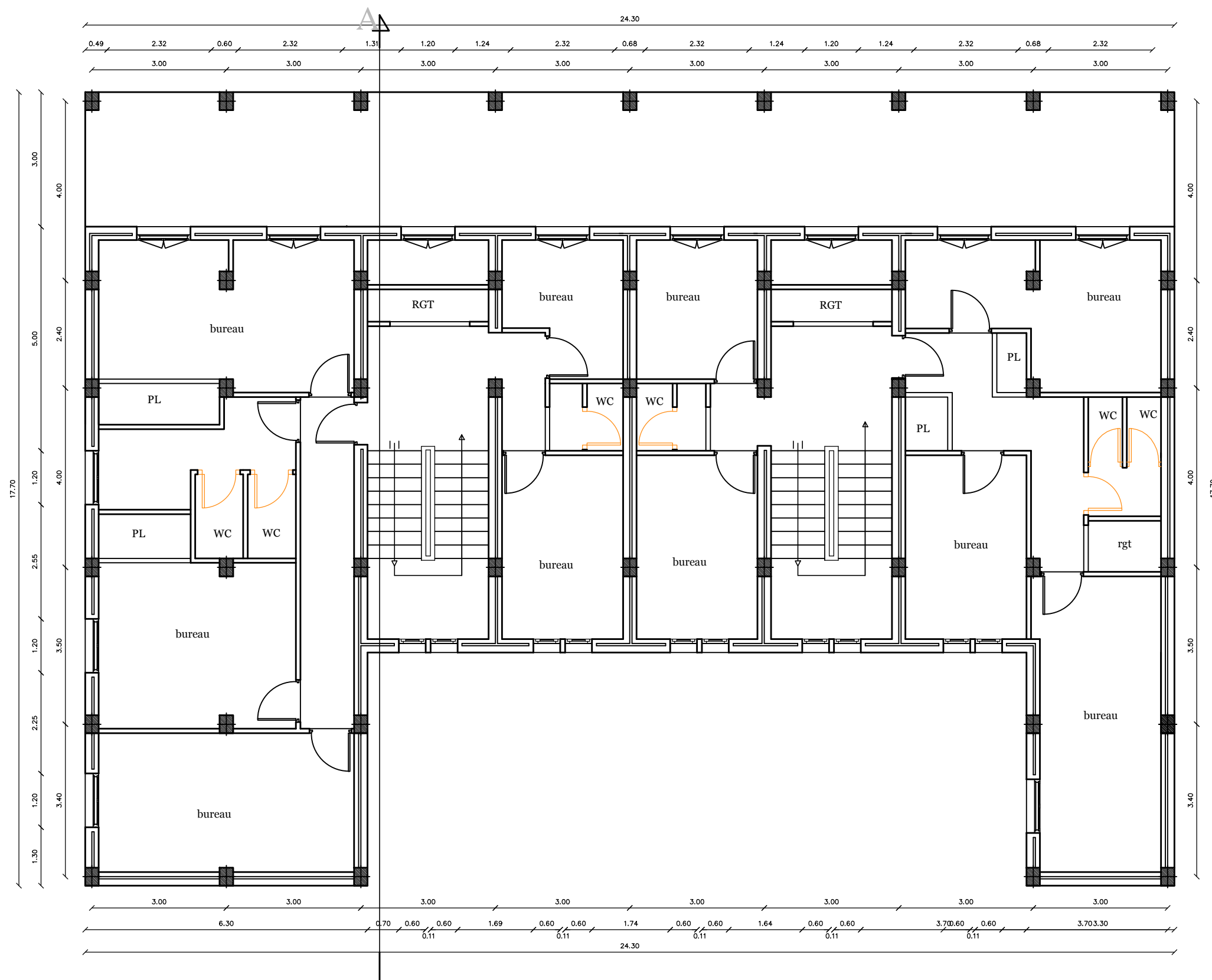
Soit donc: 2HA12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2/\text{parois}$



PLAN DU 1ER ET 2EME SOUS-SOL

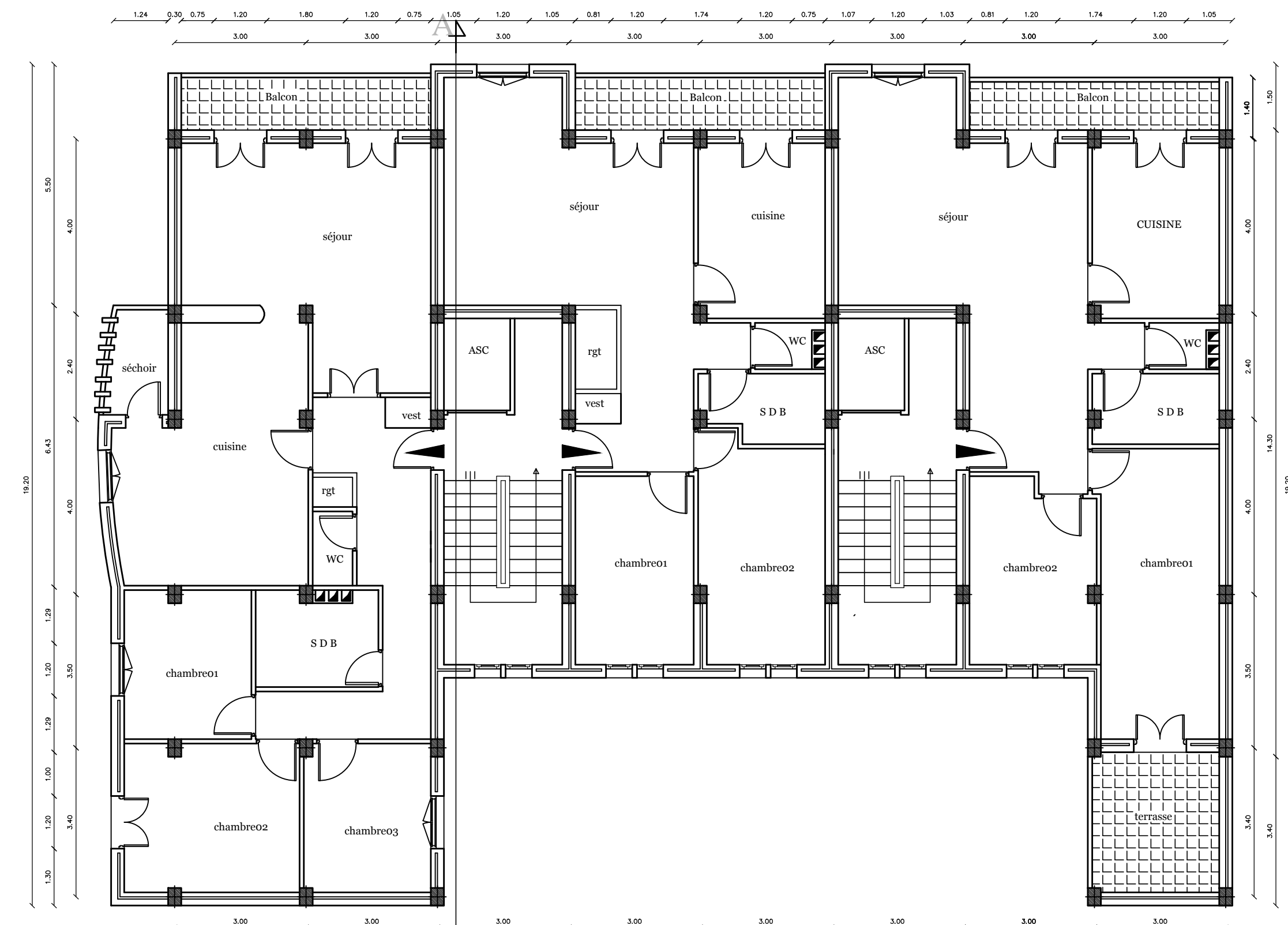


PLAN DU RDC



A7

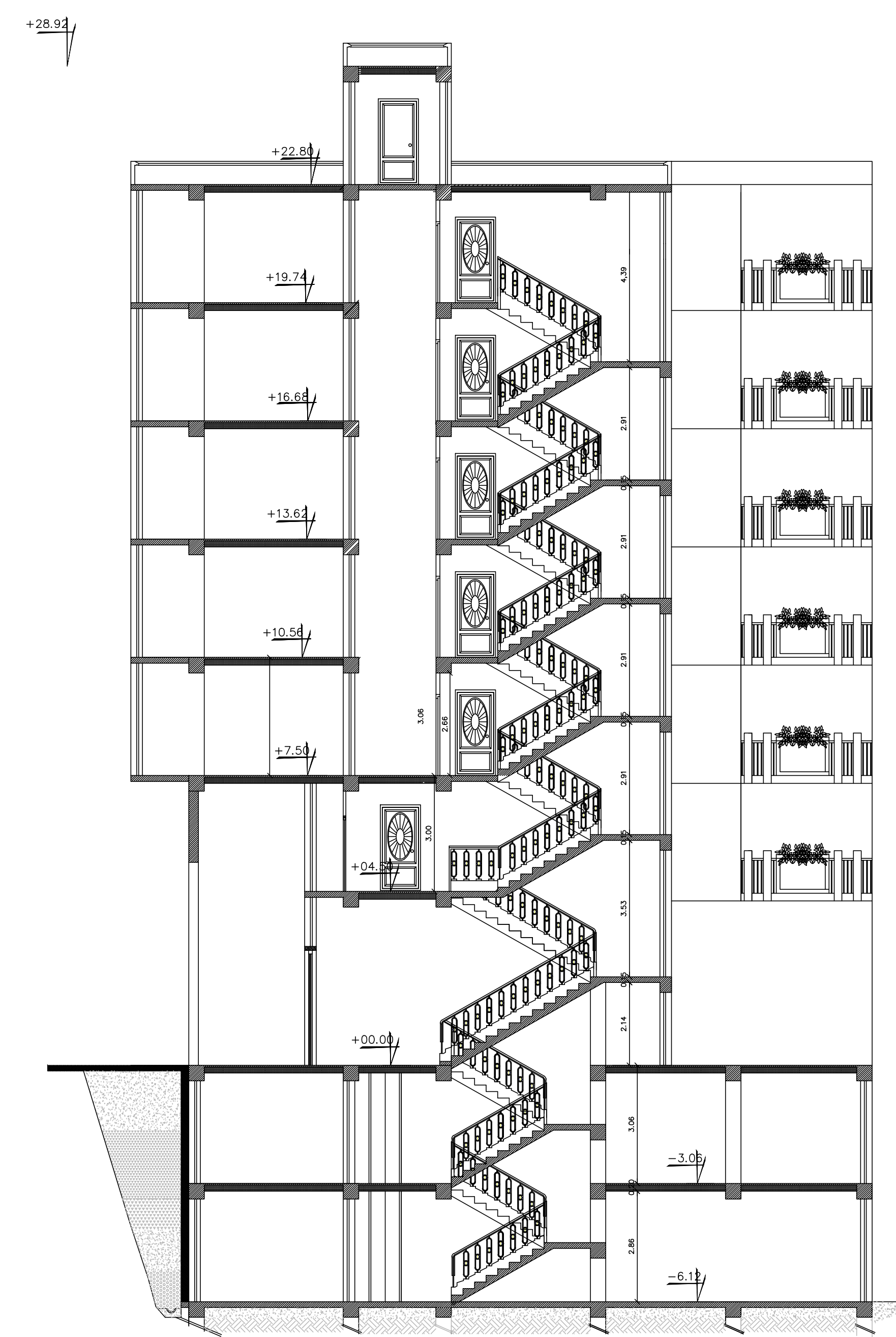
RNCP : VCI G'F'UGTXIÆG



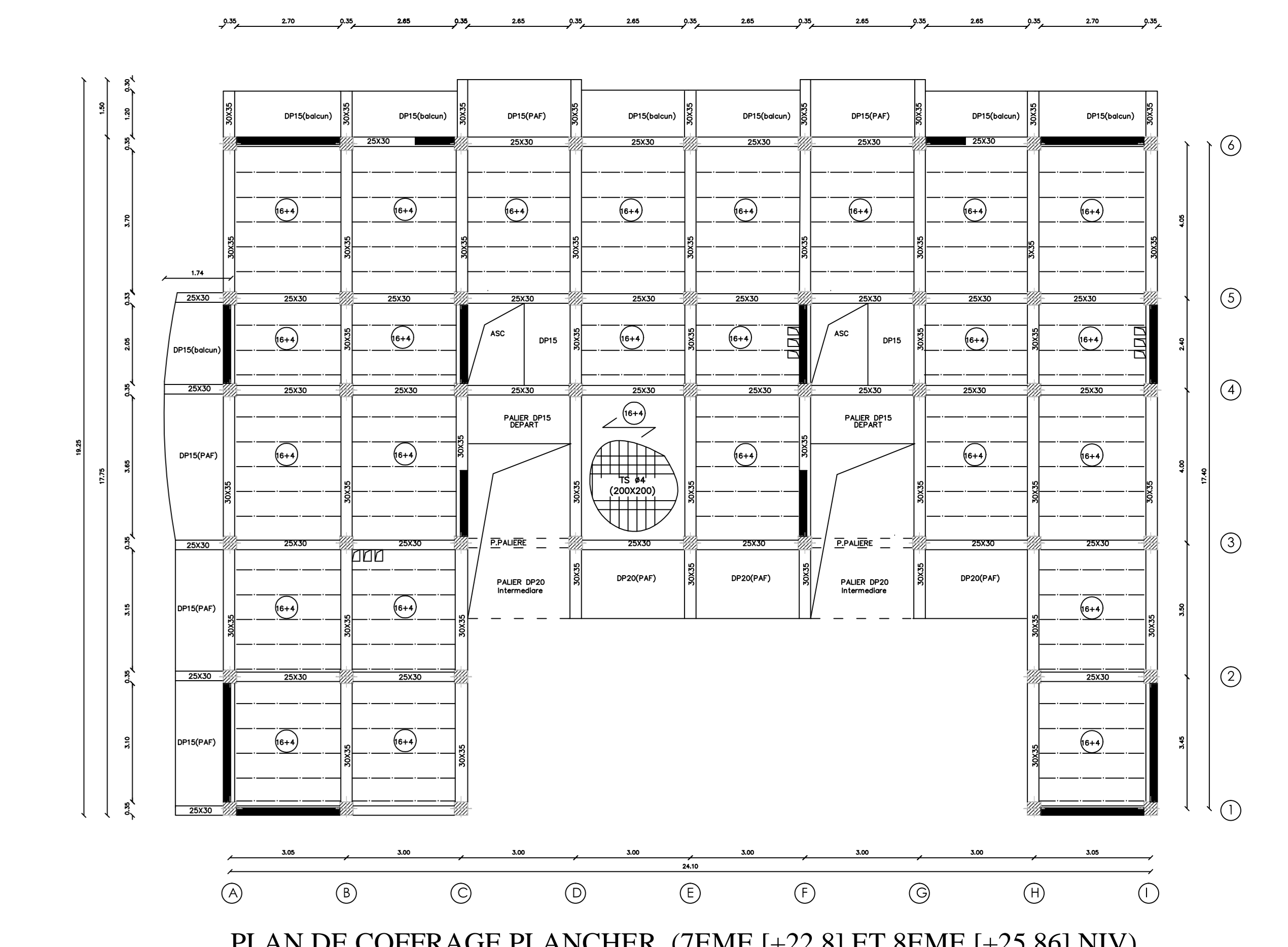
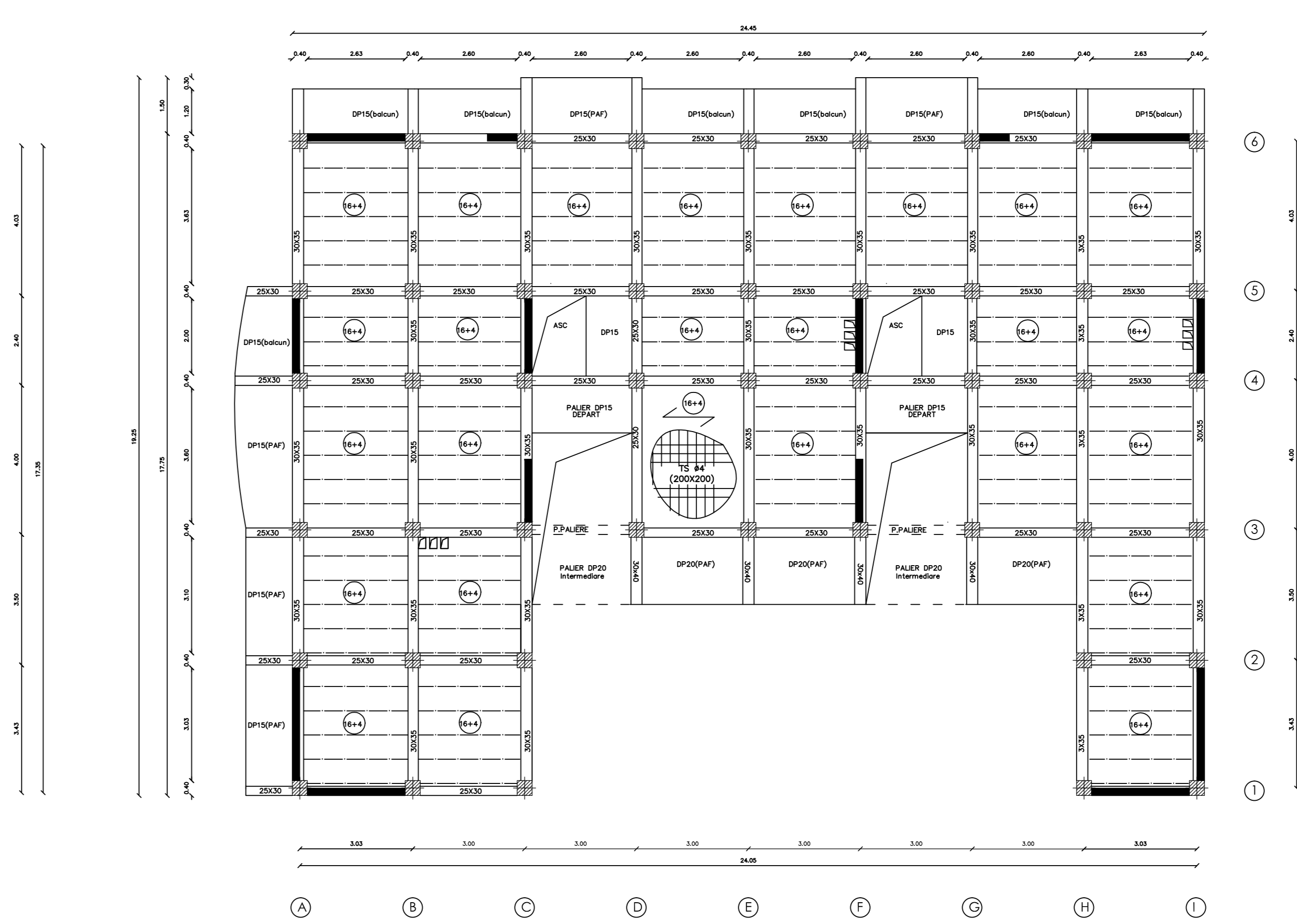
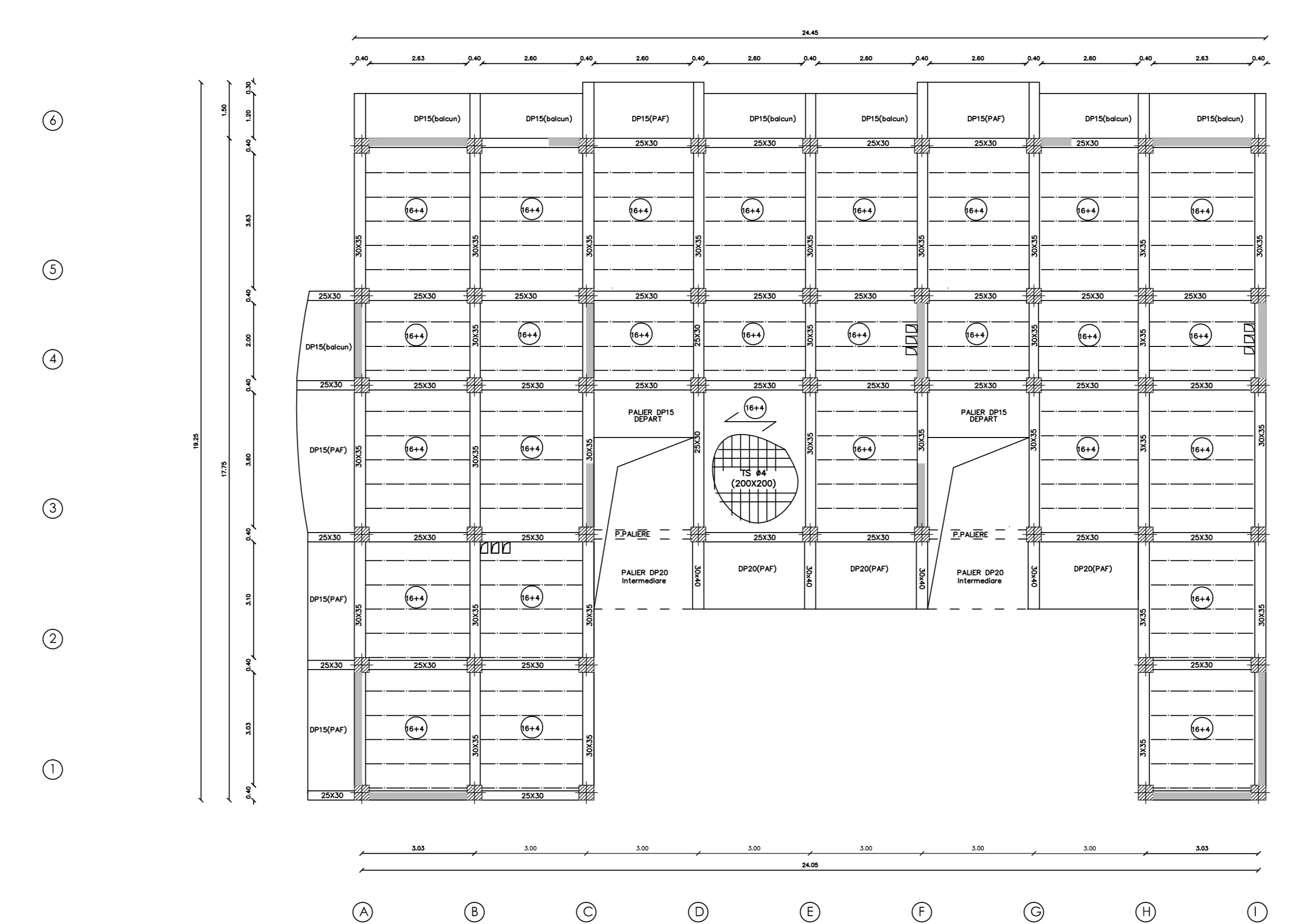
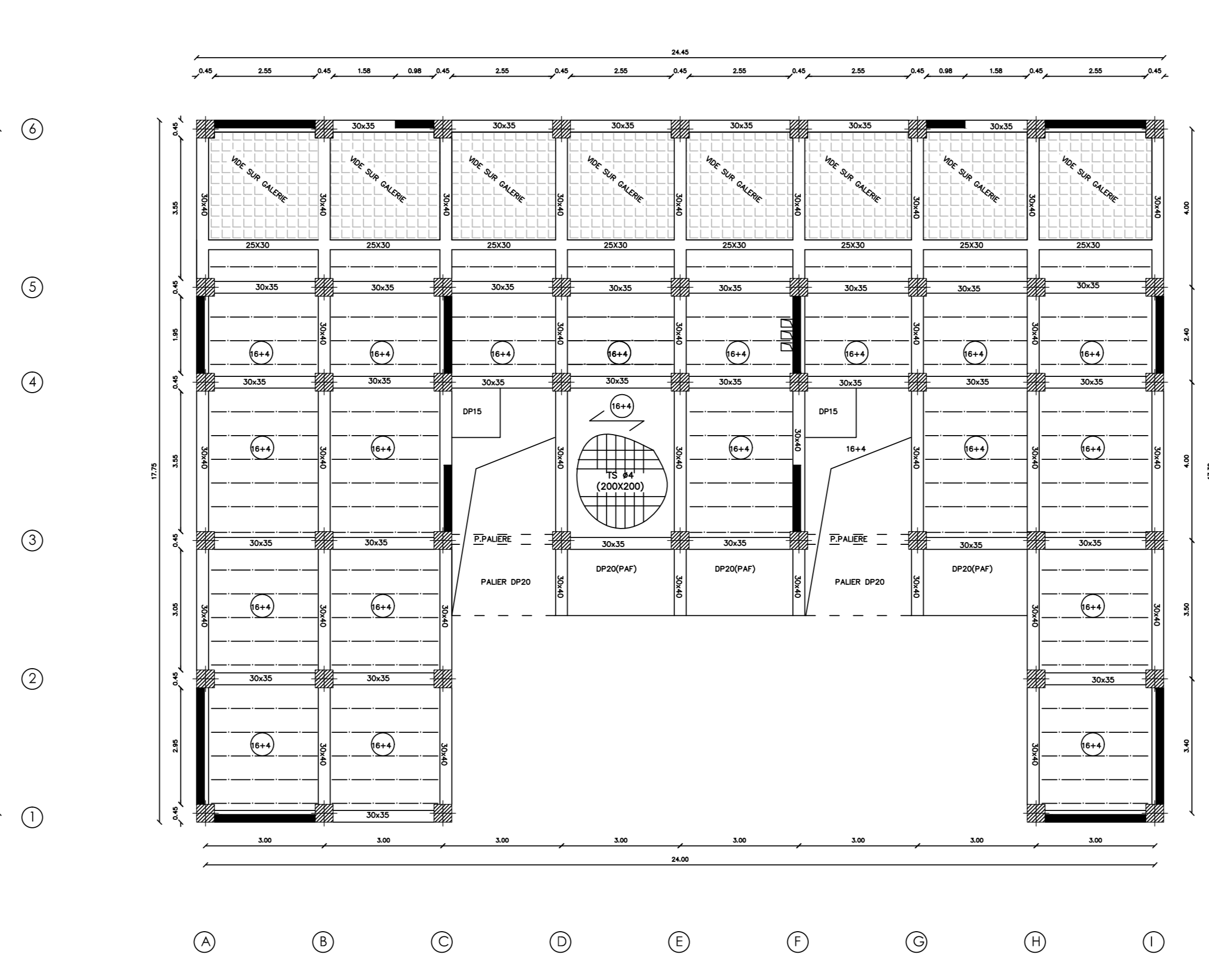
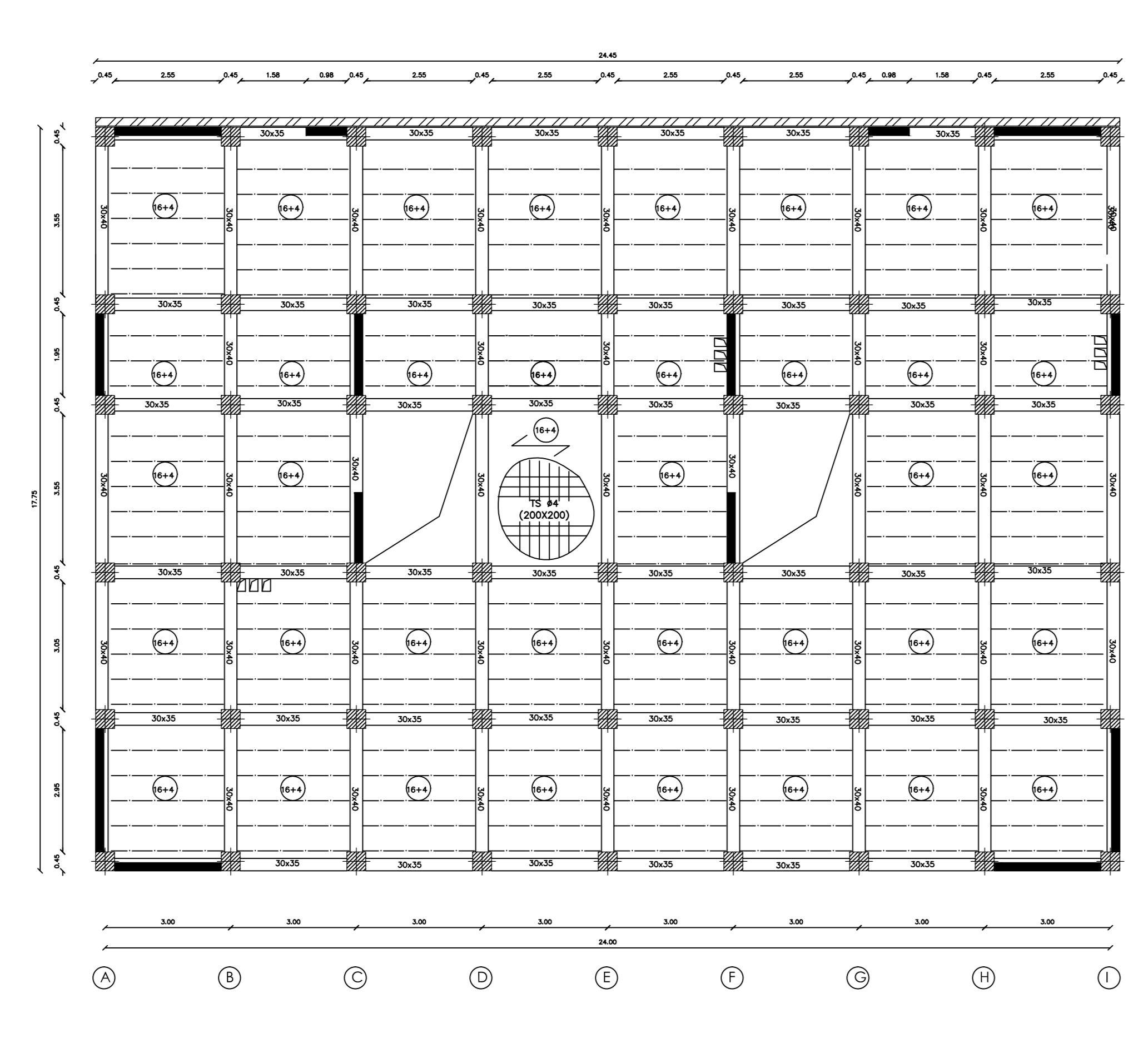
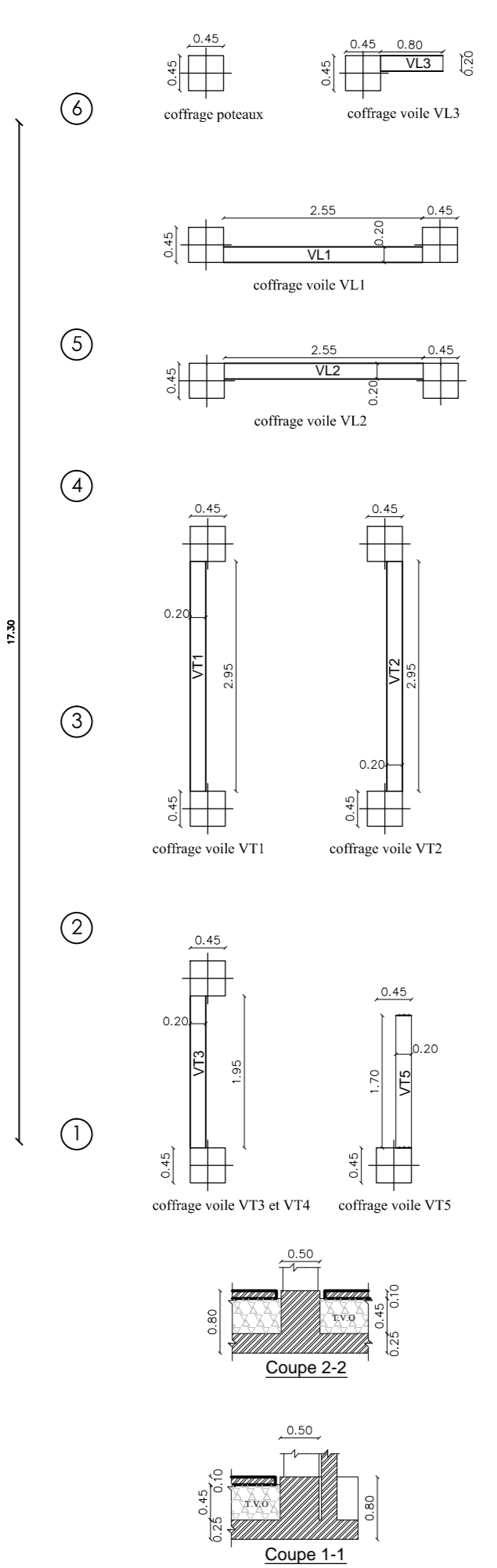
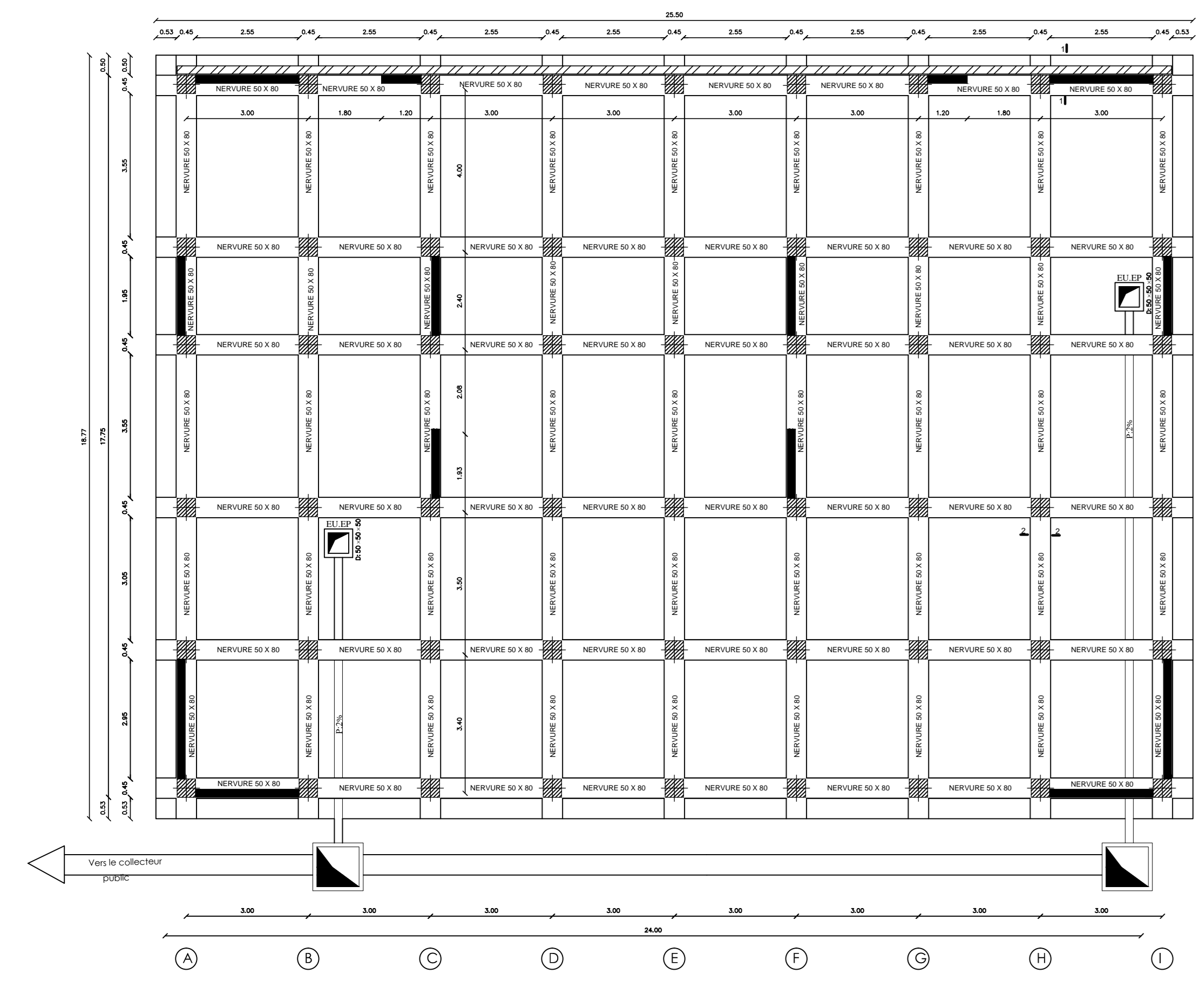
PLAN ETAGE COURANT



FACADE PRINCIPALE



COUPE AA



RNCP FGEQHHTCI GHQP FCVQP UÖZİ2

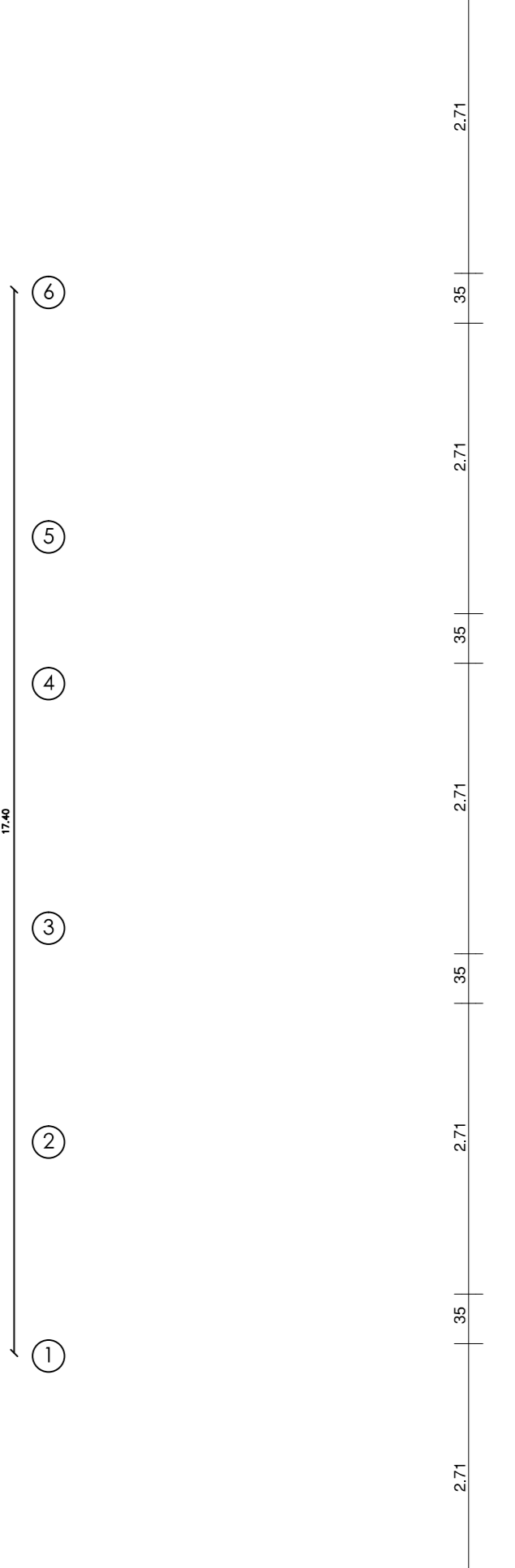
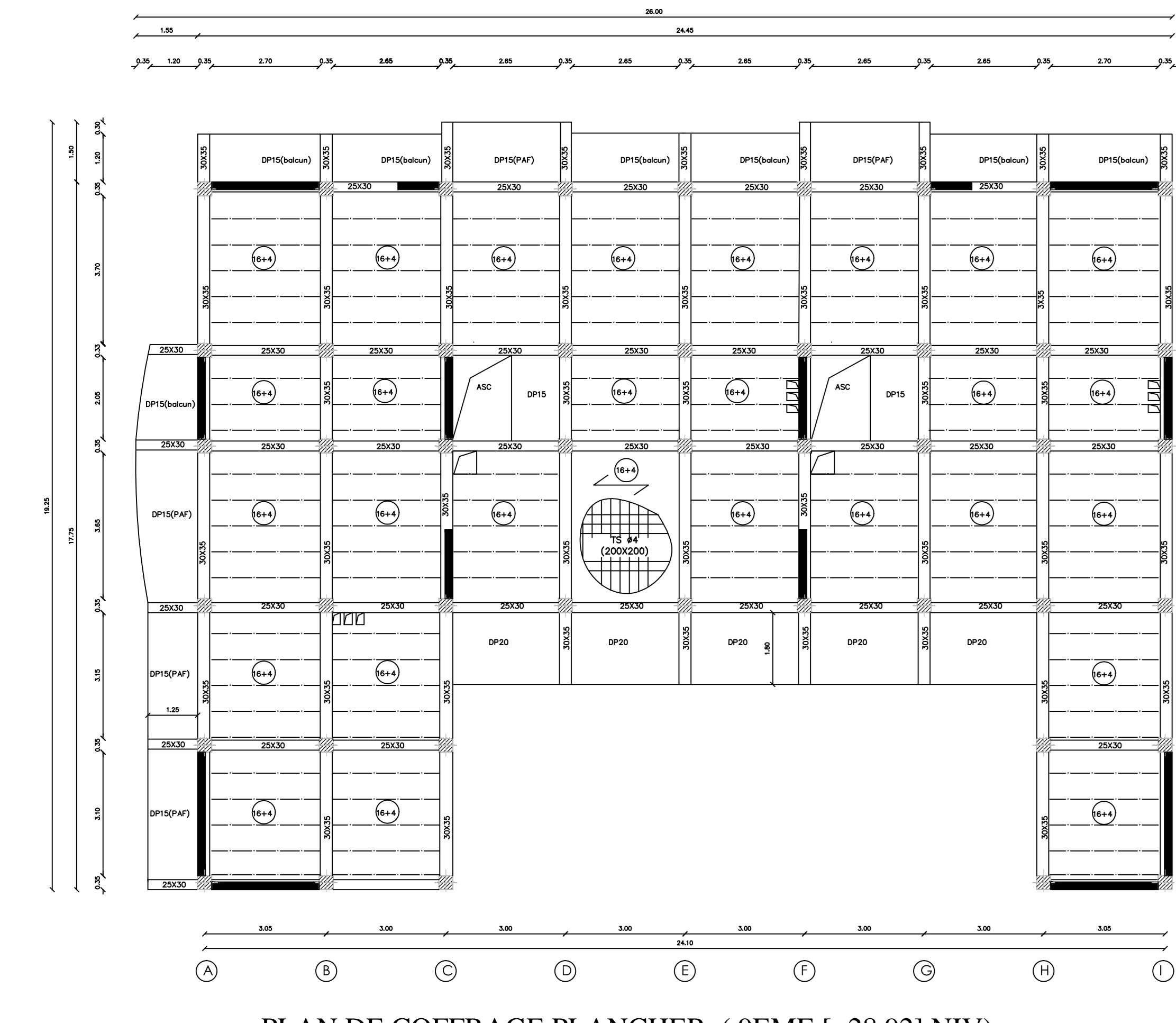
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER (1ER [+3.06] ET 2EME [+6.12] NIV)

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER (3EME NIV) [+10.62]

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER (4EME NIV) [+13.62]

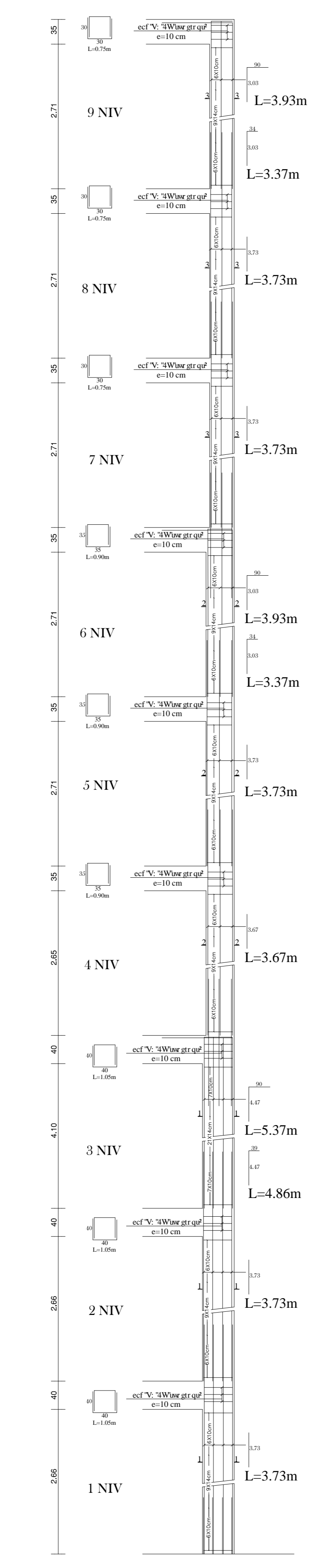
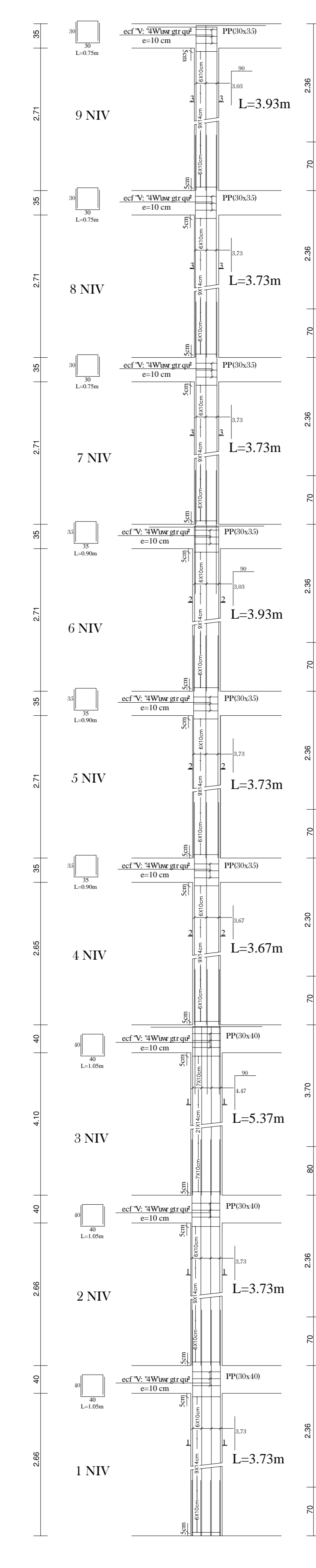
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER (SEME [+16.68] ET 6EME [+19.74] NIV)

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER (7EME [+22.8] ET SEME [+25.86] NIV)

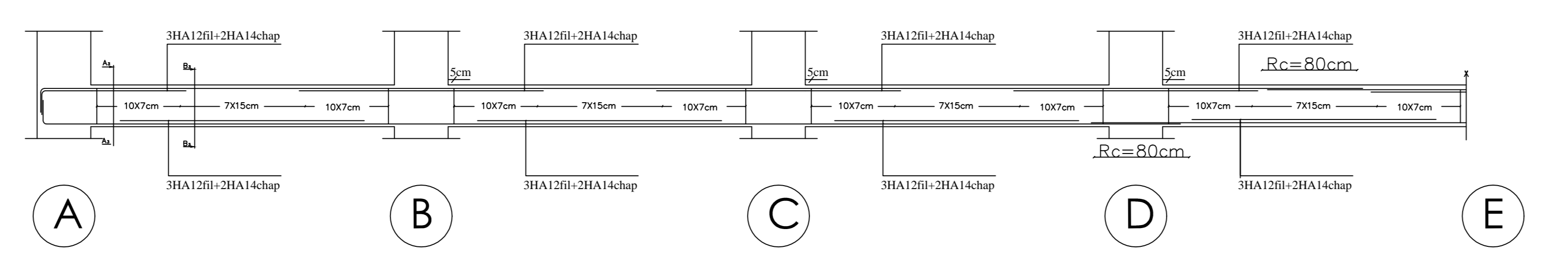


Coffrage et ferrillage des poutres intermediaire :

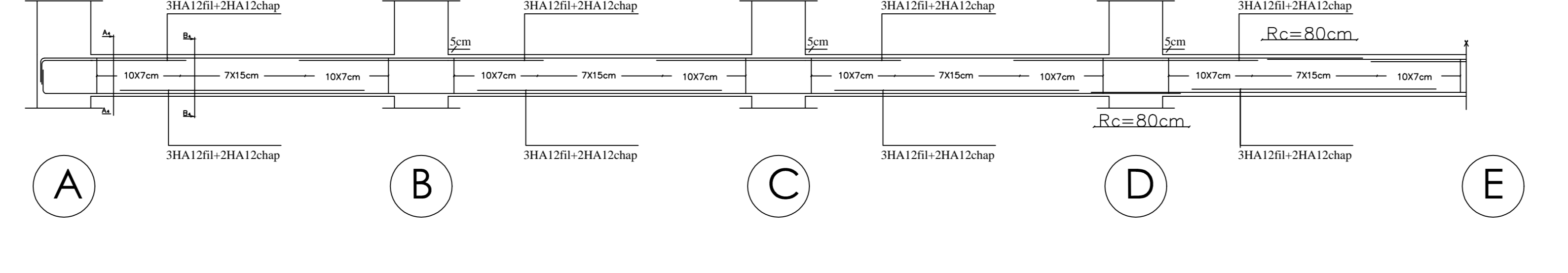
Coffrage et ferrillage des poutres du tre :



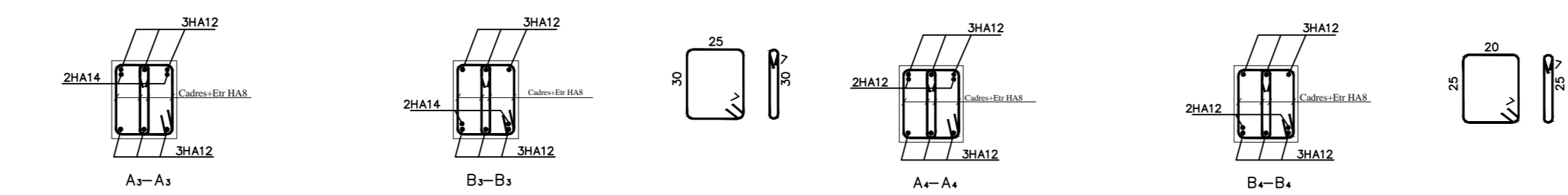
Ferrillage des poutres secondaires : Poutres de (30X35)



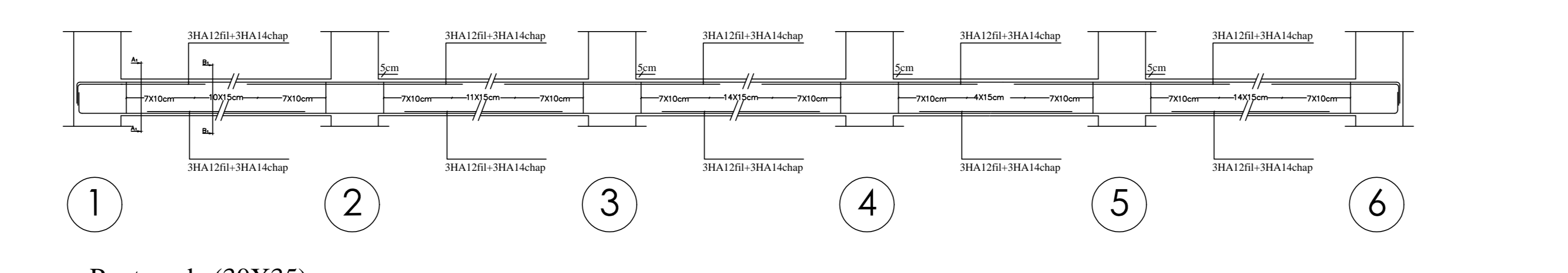
Poutres de (25X30)



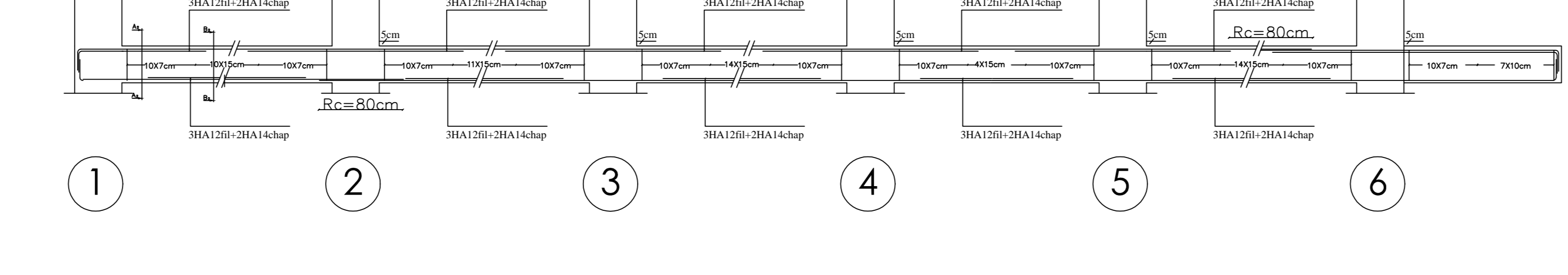
Coupe A3-A3 et B3-B3



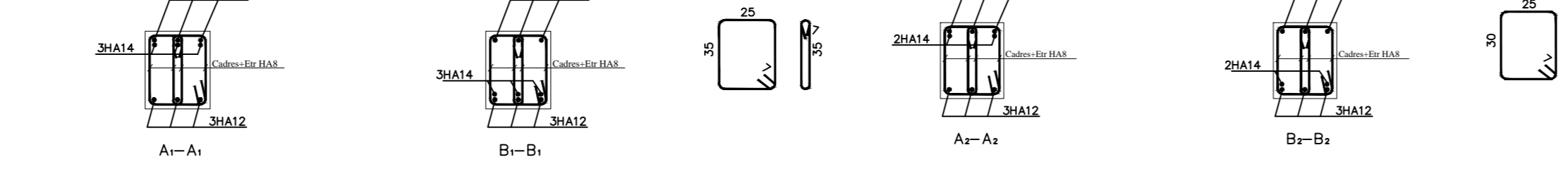
Ferrillage des poutres principales : Poutres de (30X40)



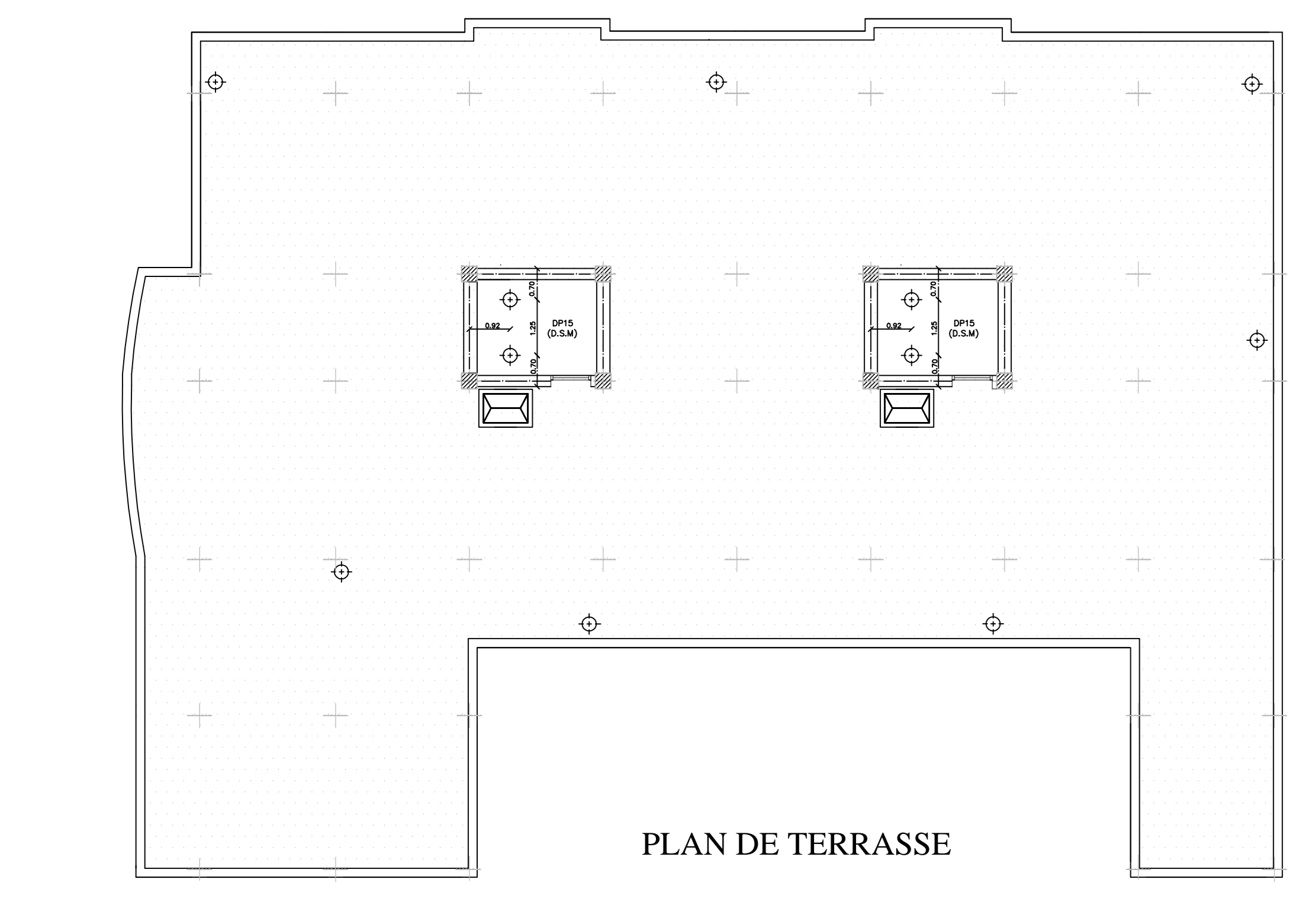
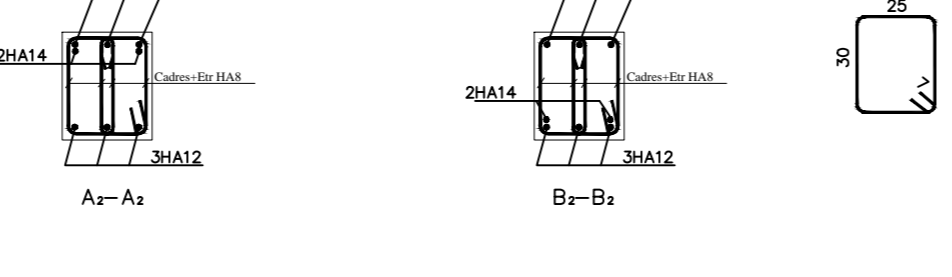
Poutres de (30X35)



Coupe A1-A1 et B1-B1

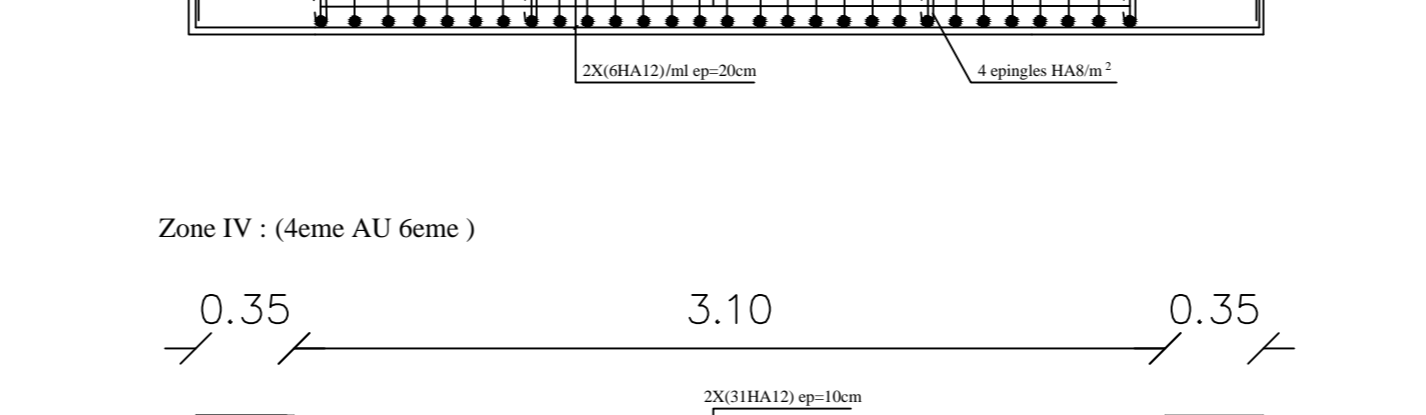
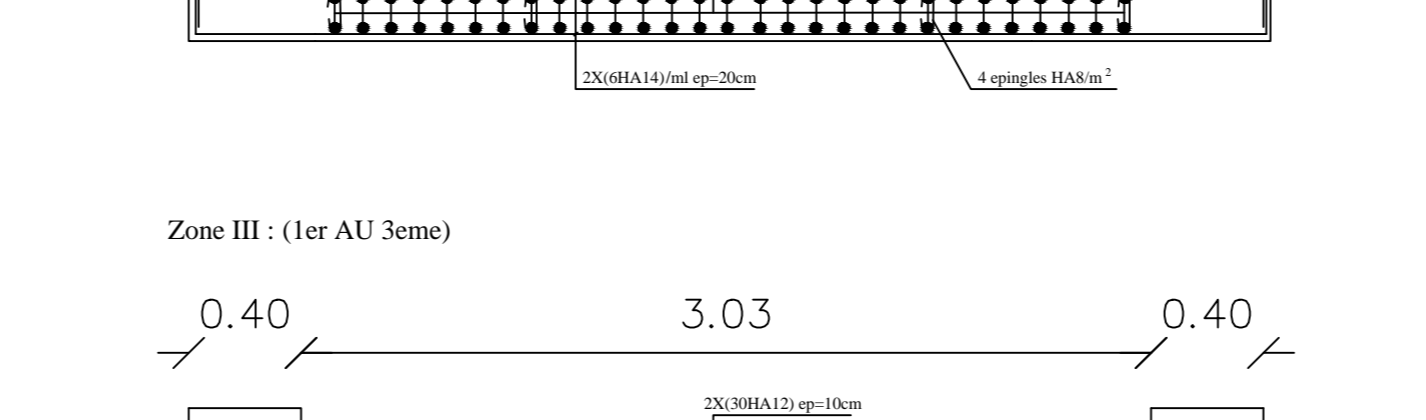
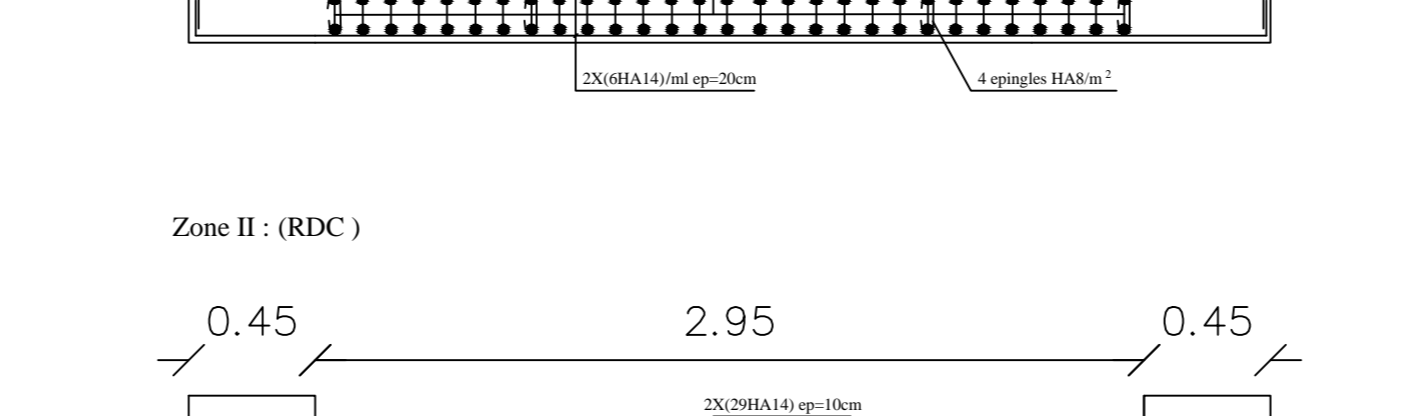
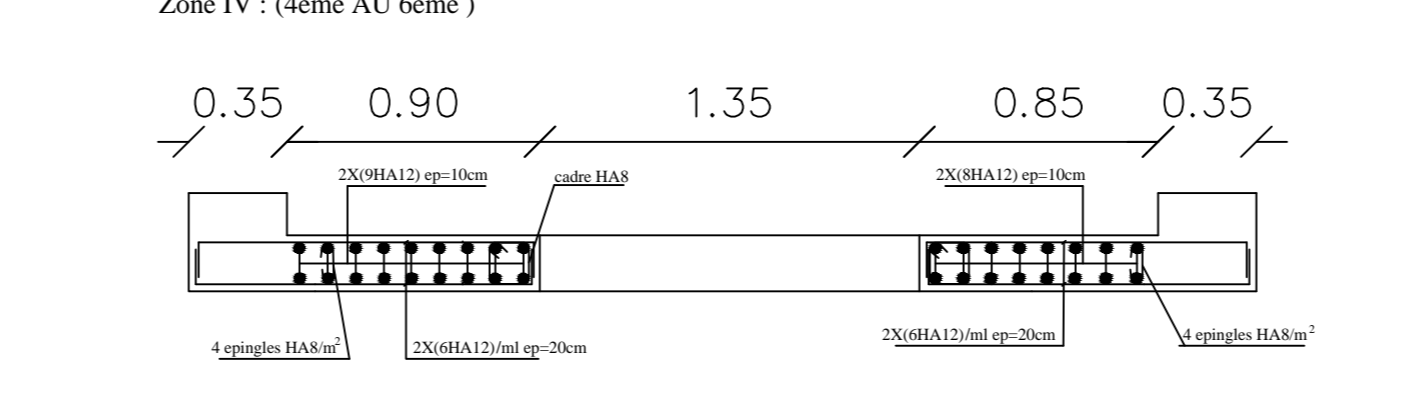
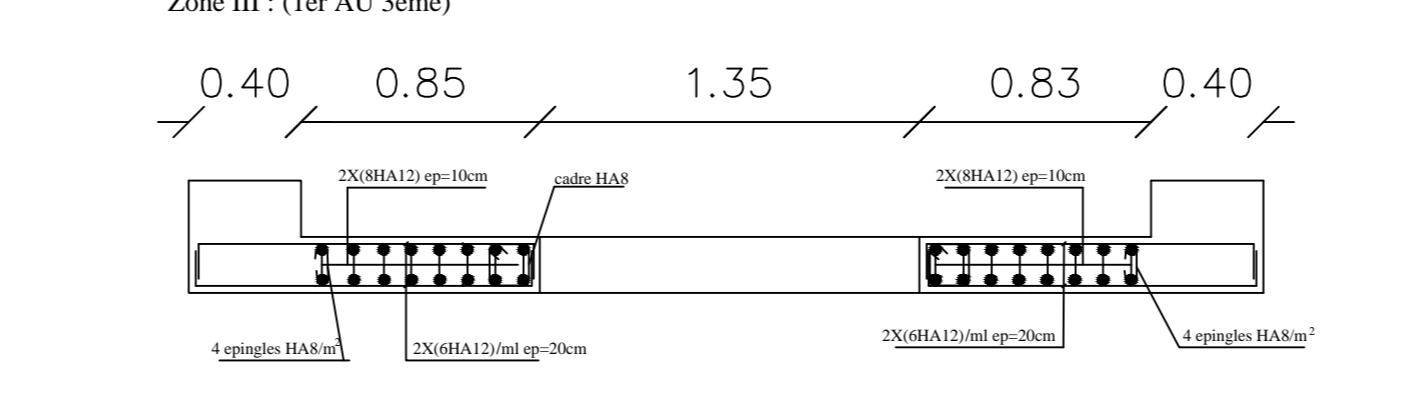
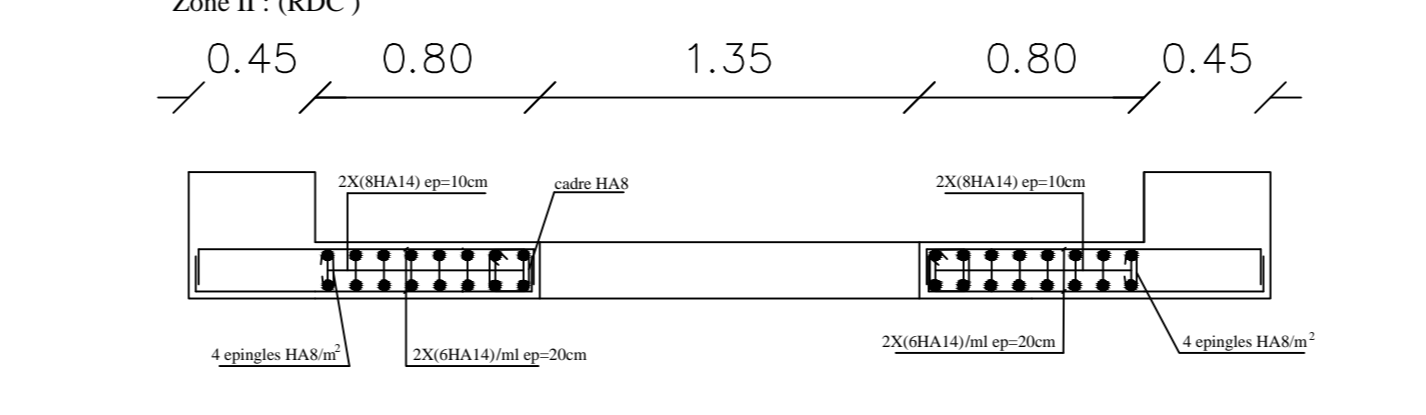
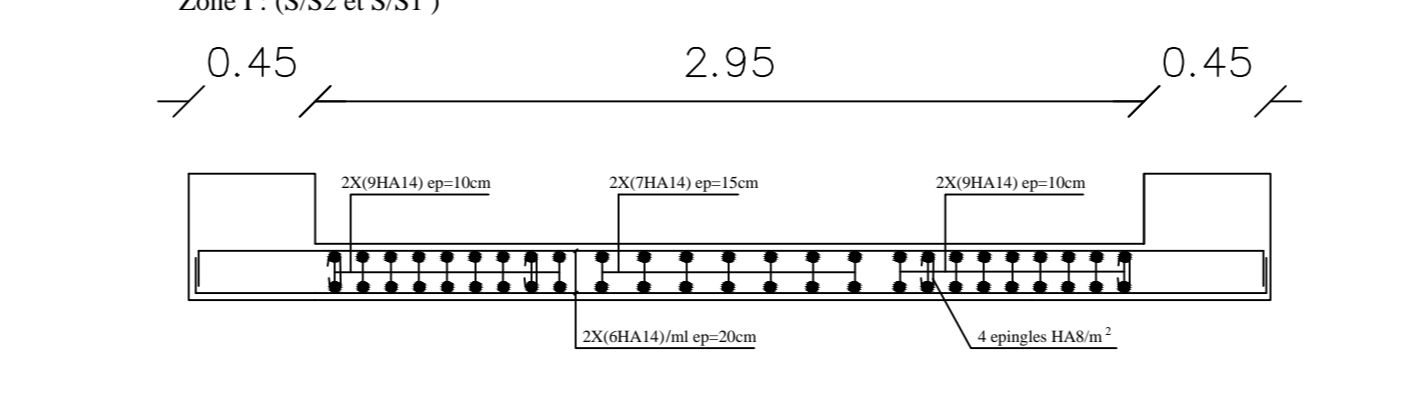


Coupe A2-A2 et B2-B2

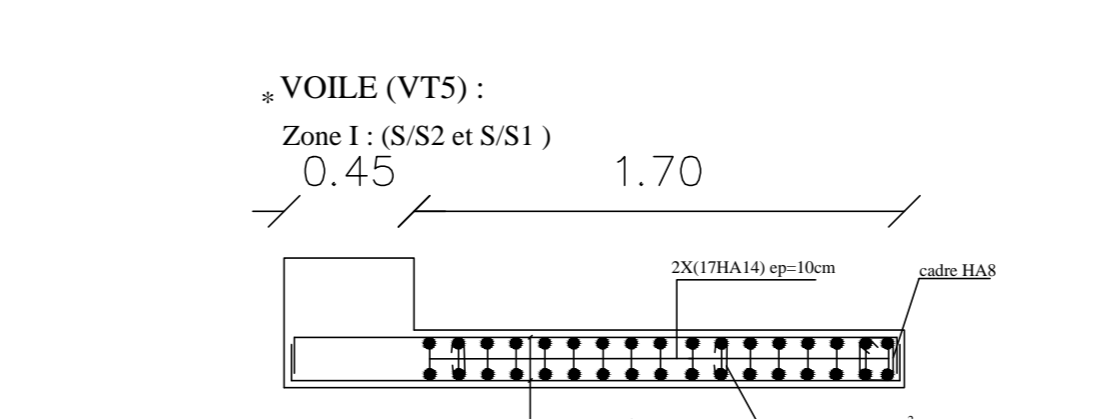
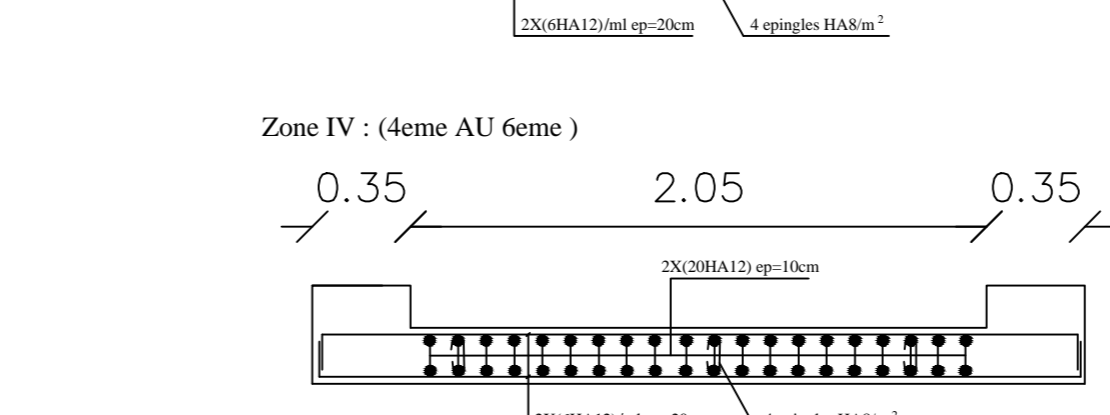
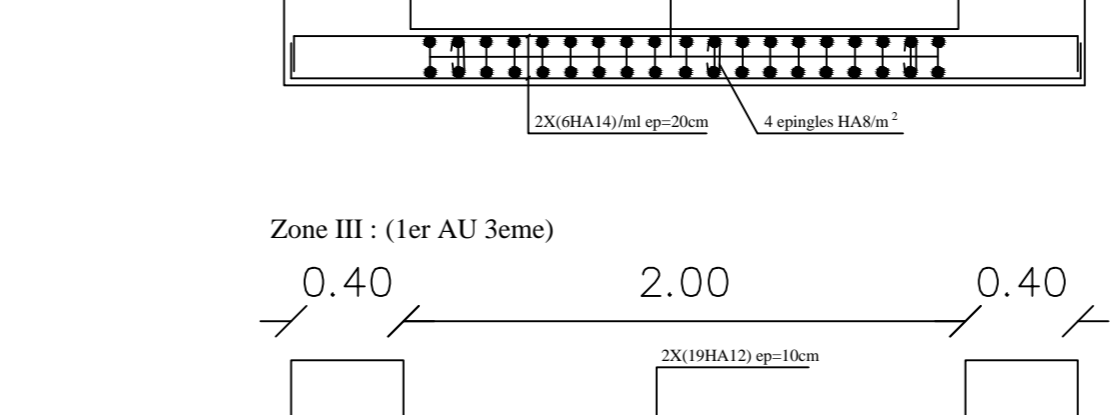
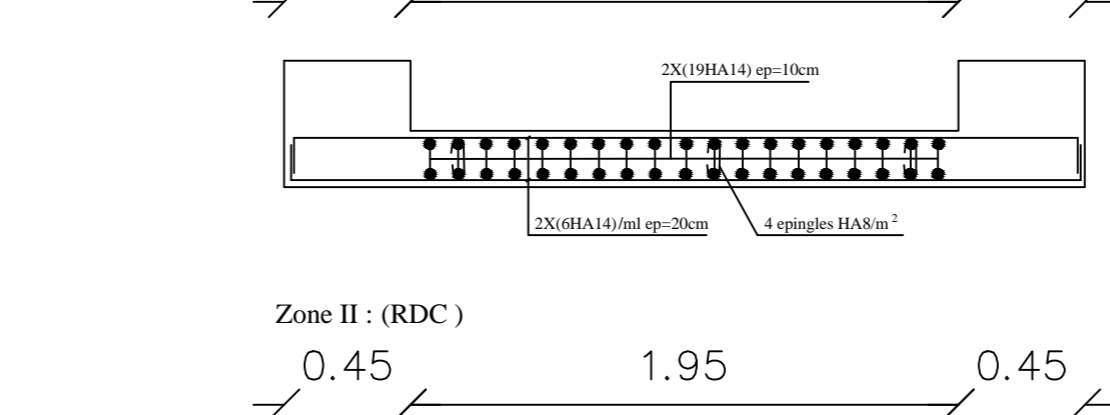


PLAN DE TERRASSE

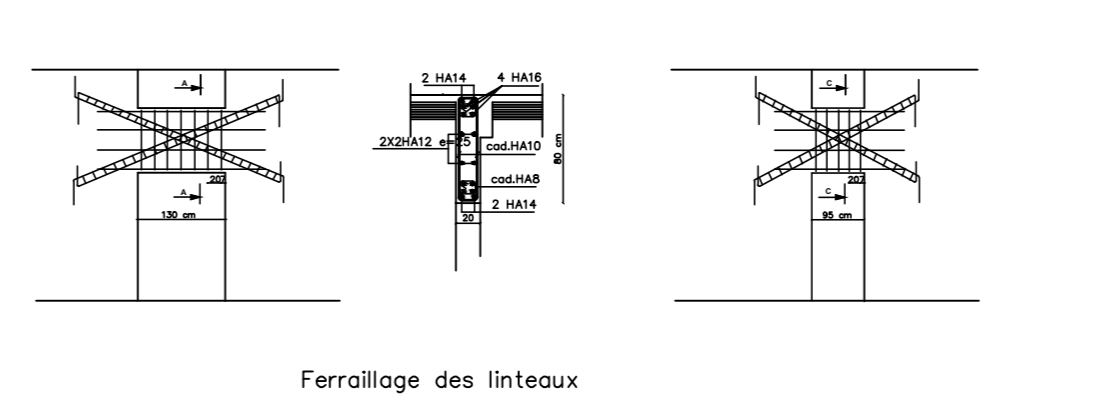
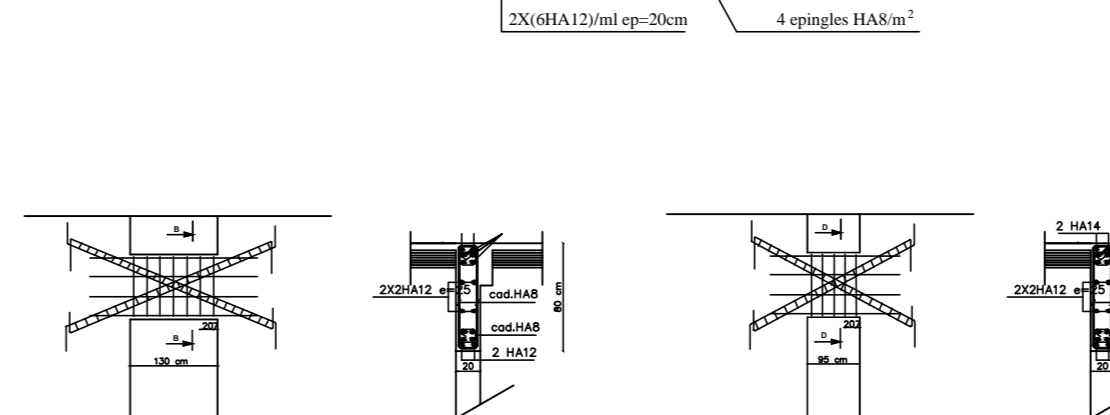
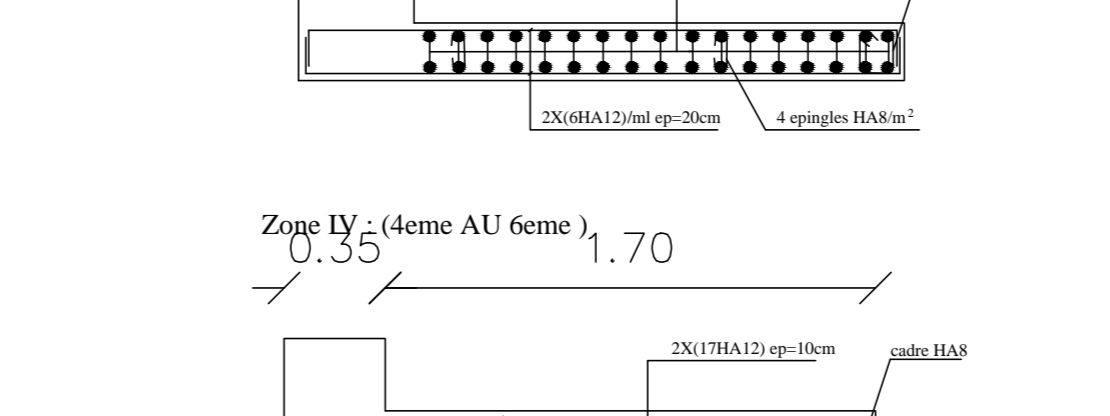
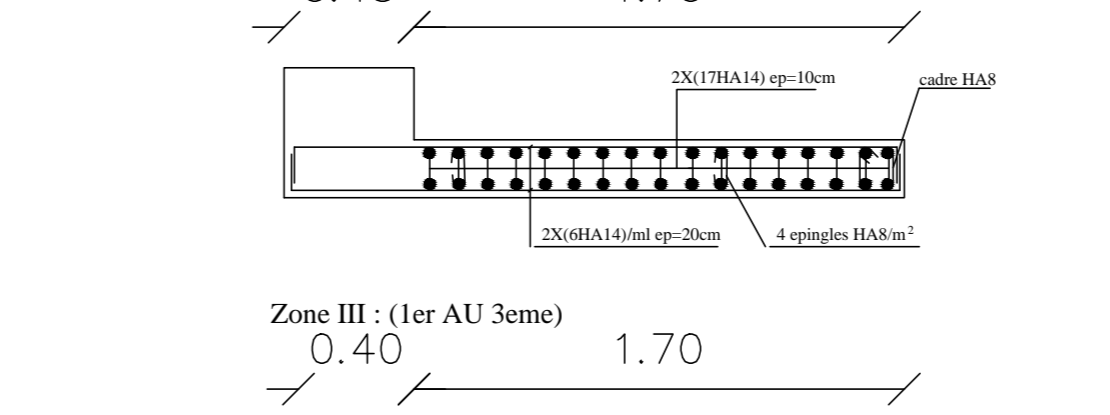
FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSALE :



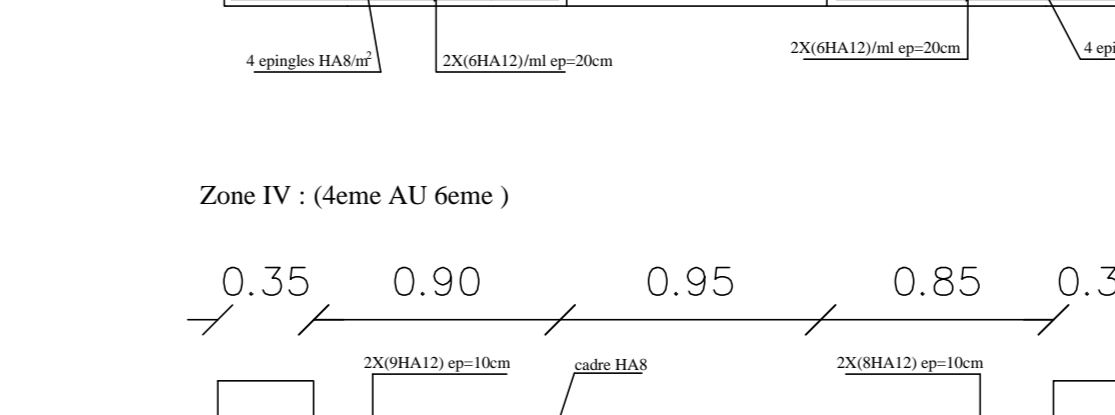
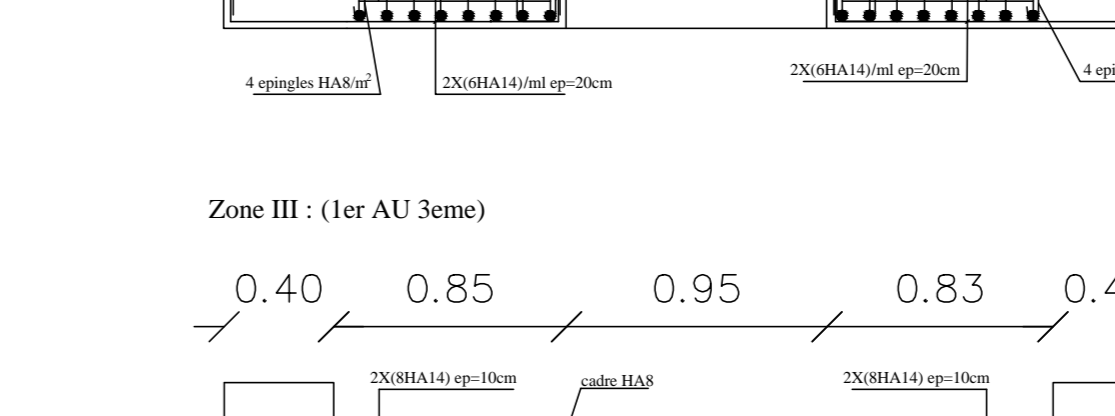
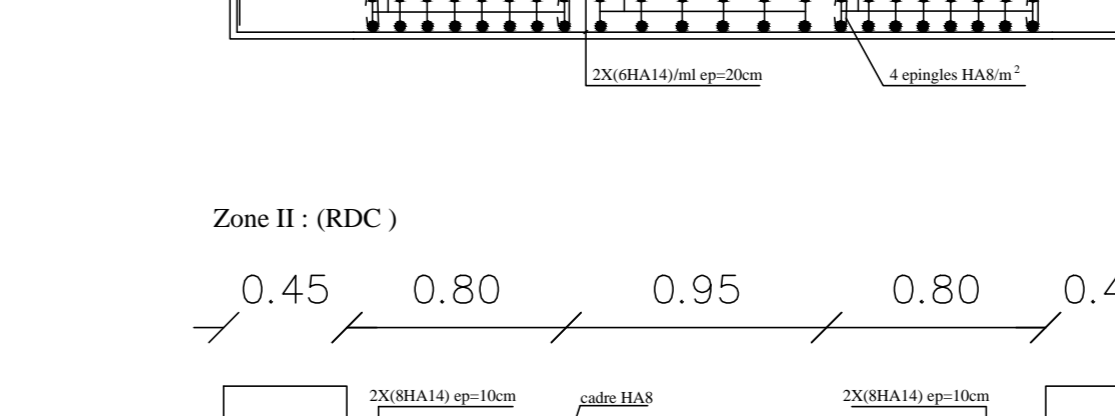
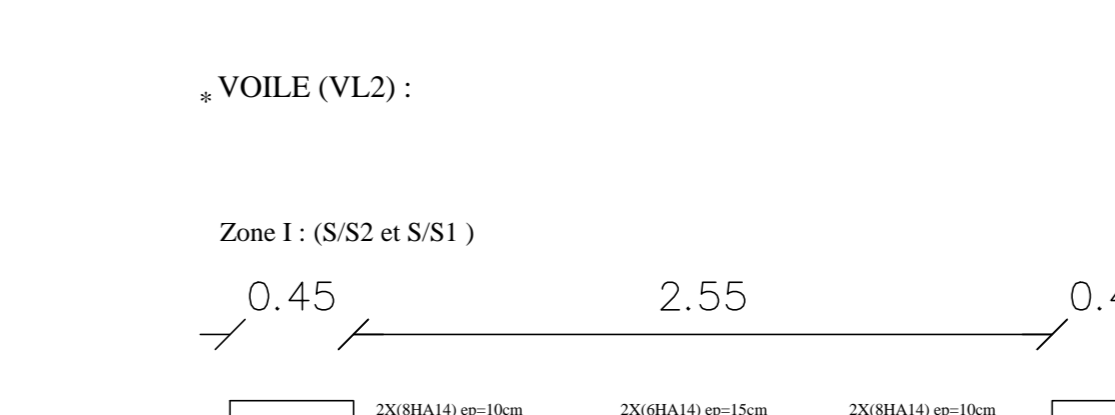
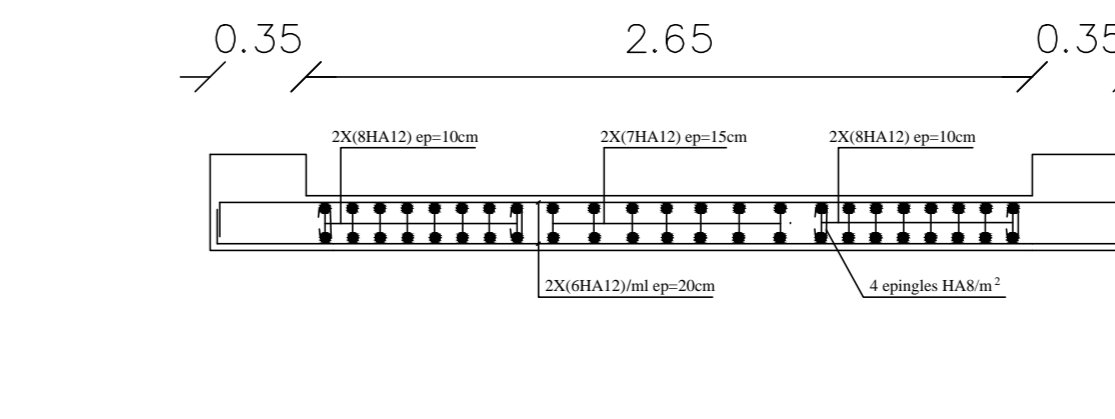
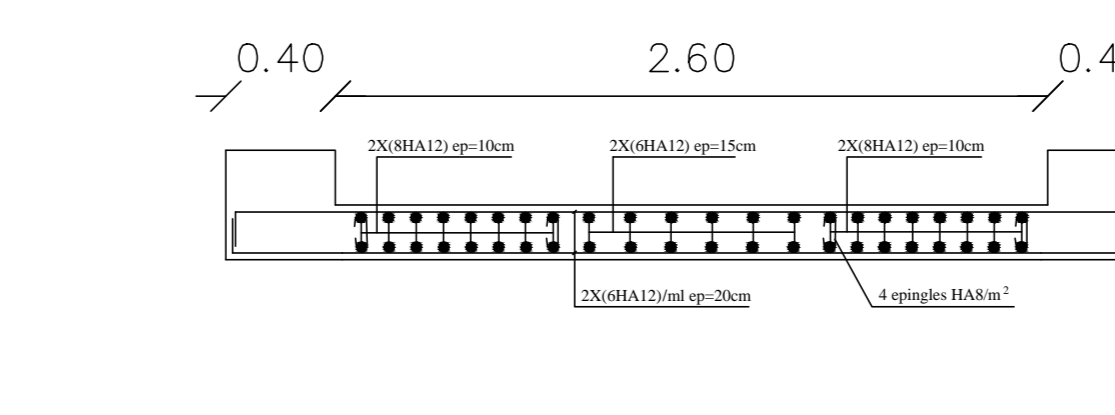
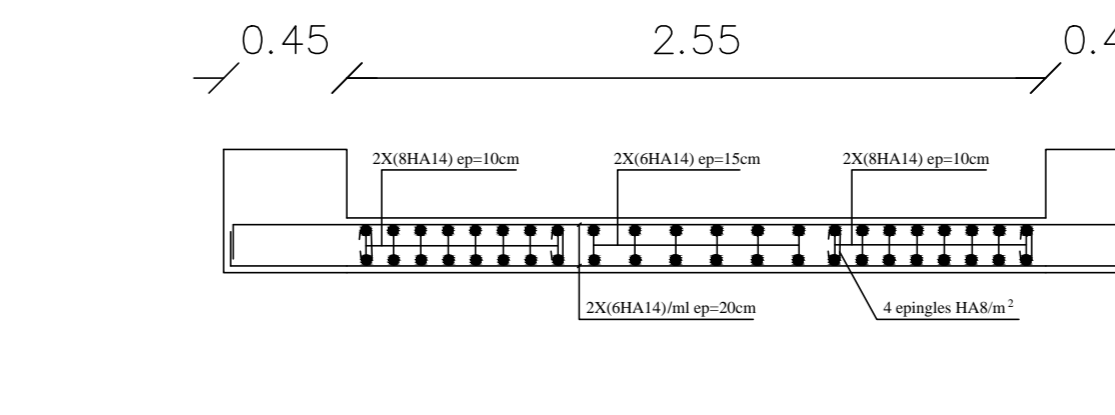
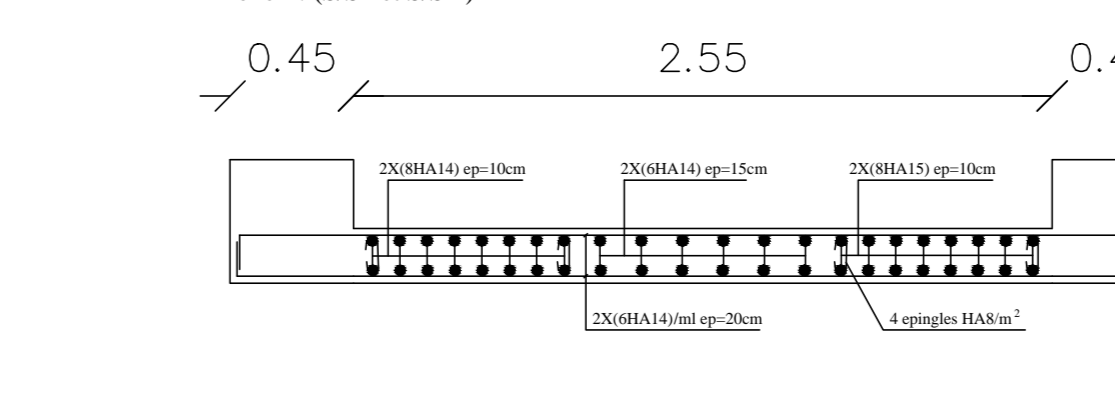
VOILE (VT1) et (VT4)



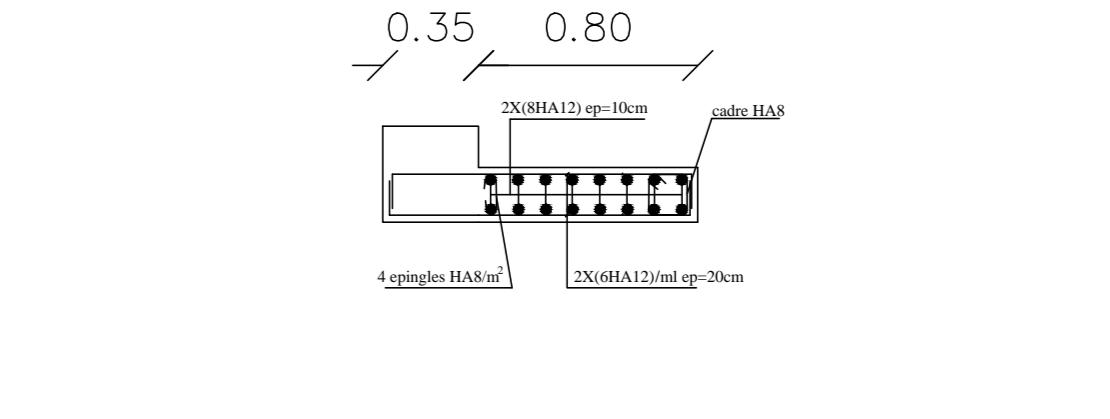
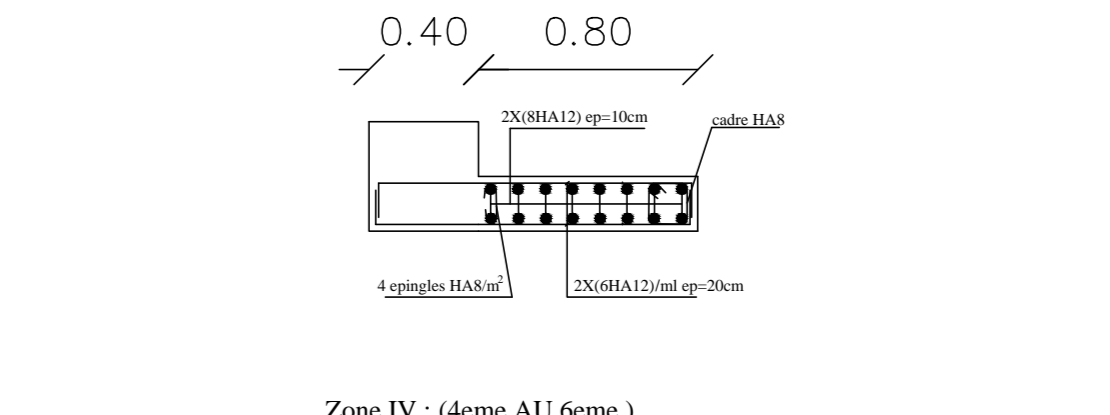
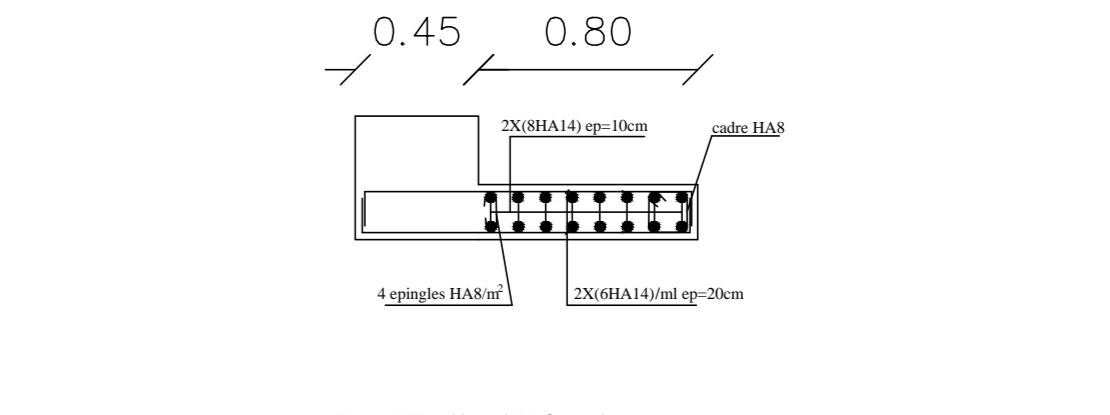
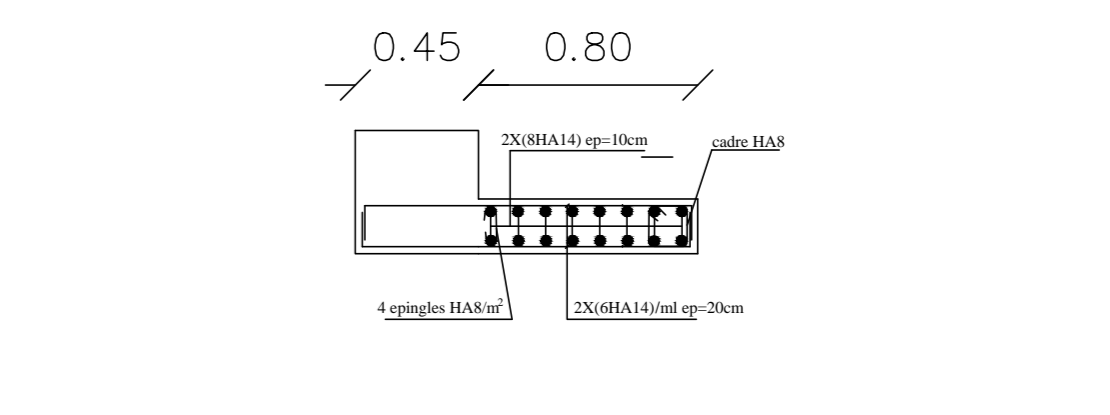
VOILE (VT2)



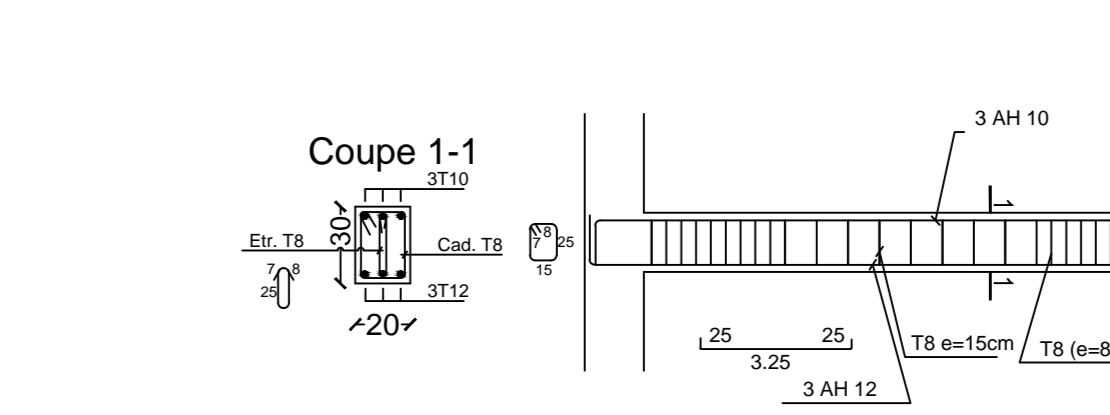
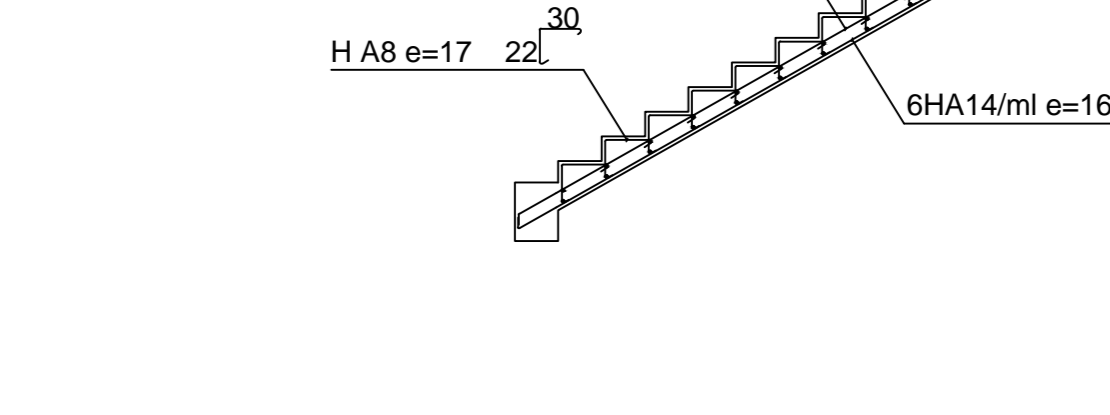
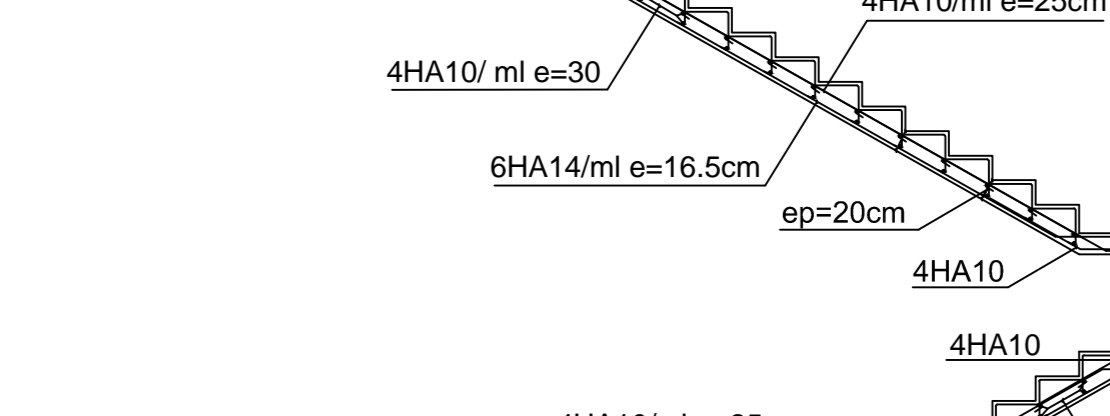
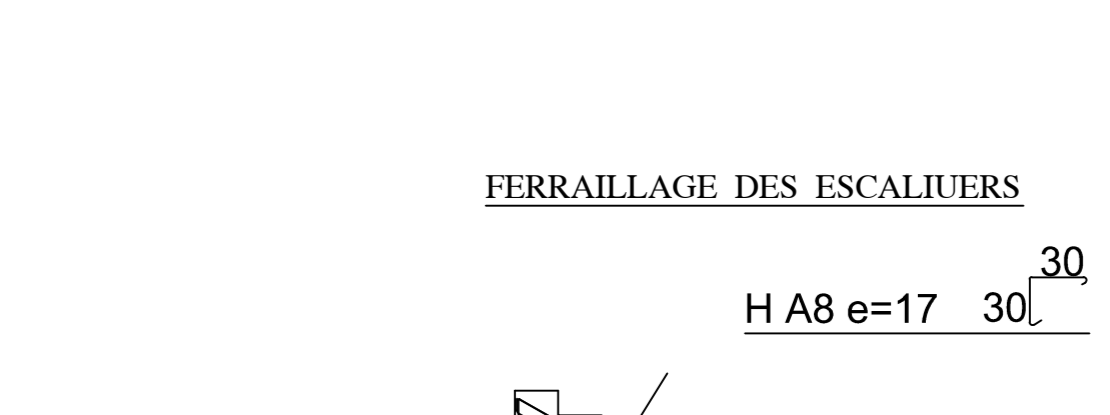
FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALE :



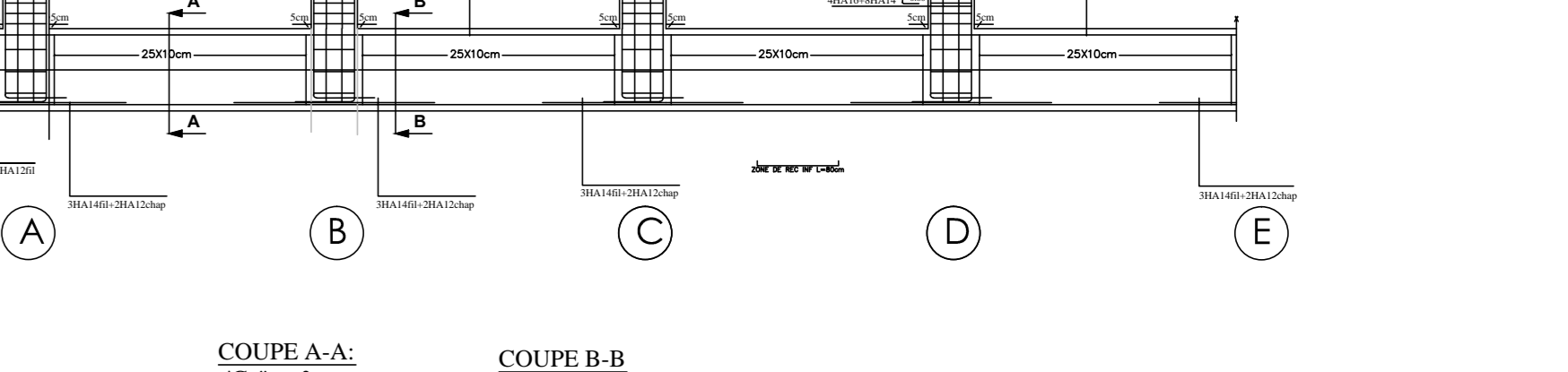
VOILE (VL1) :



VOILE (VL2) :



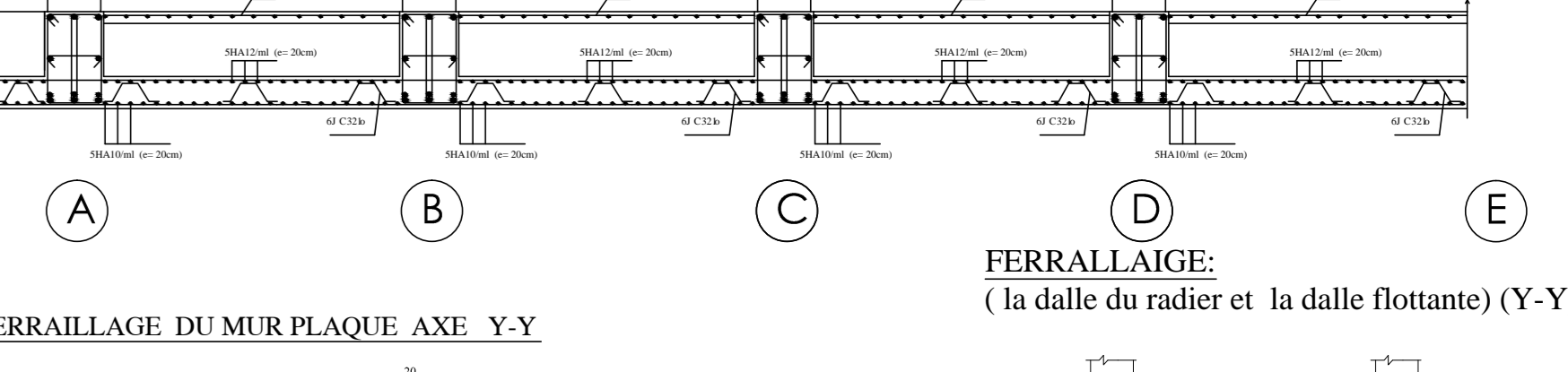
FERRAILLAGE DES NERVURES AXE X-X



FERRAILLAGE DES NERVURES AXE Y-Y



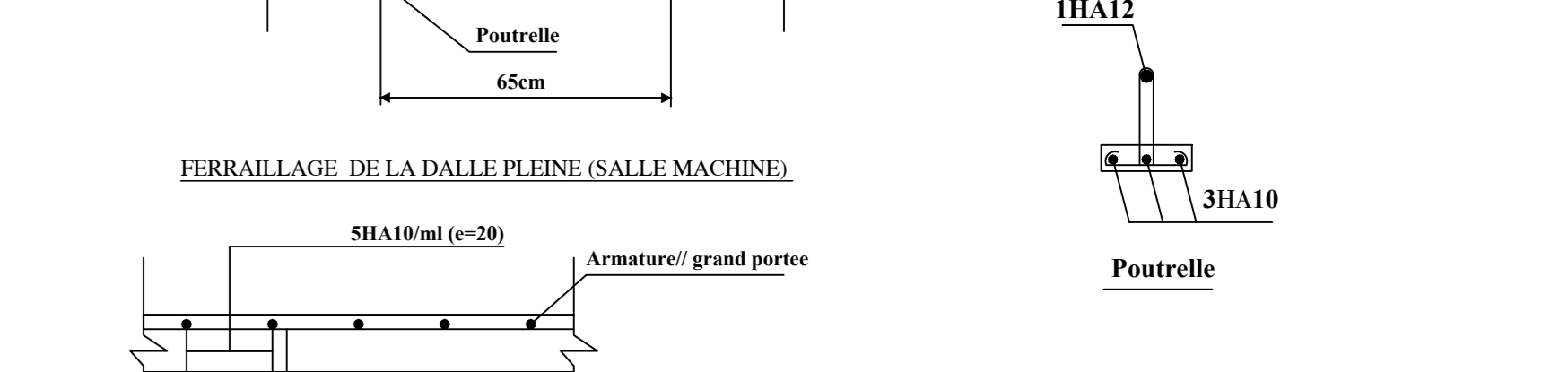
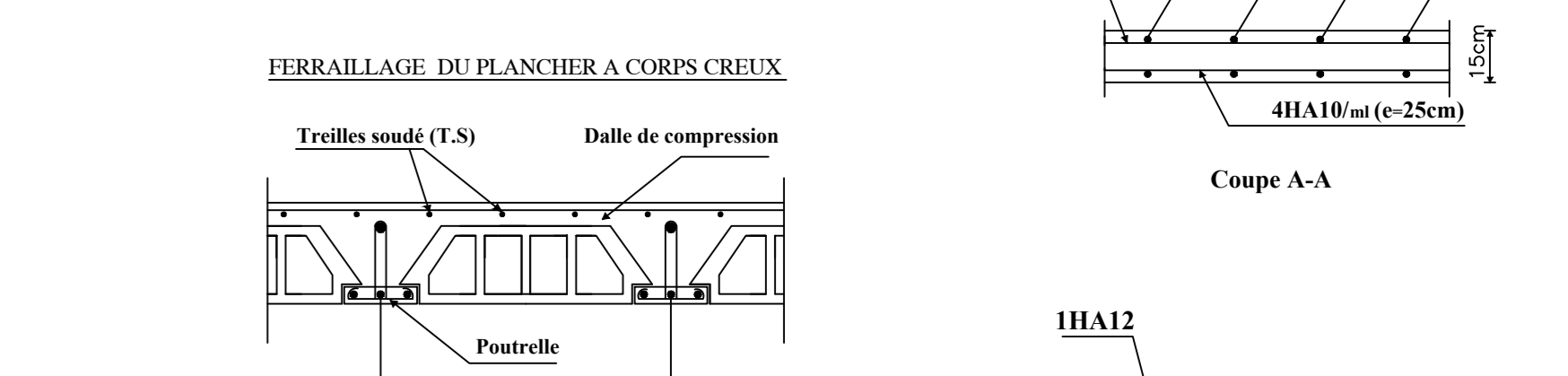
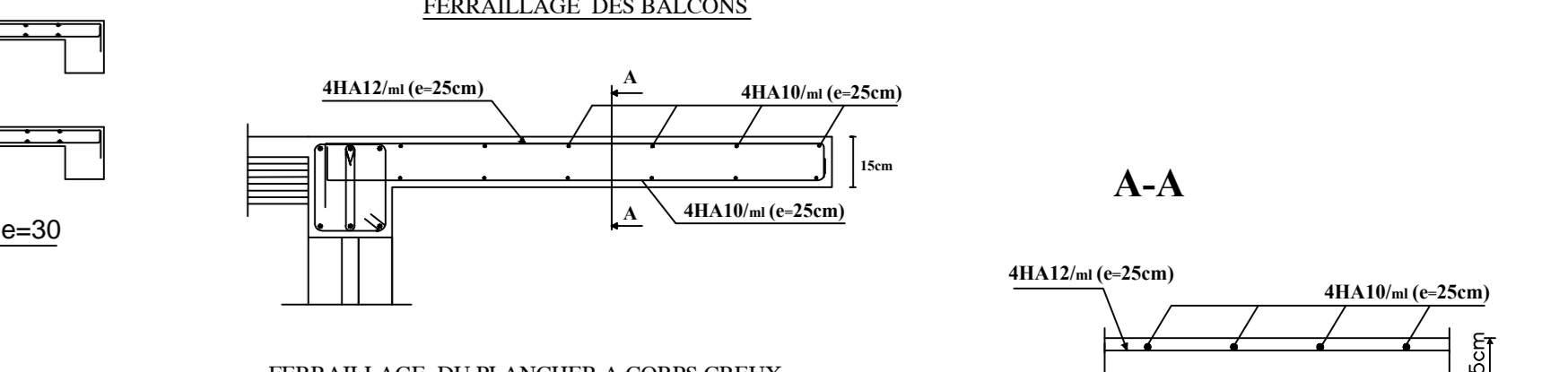
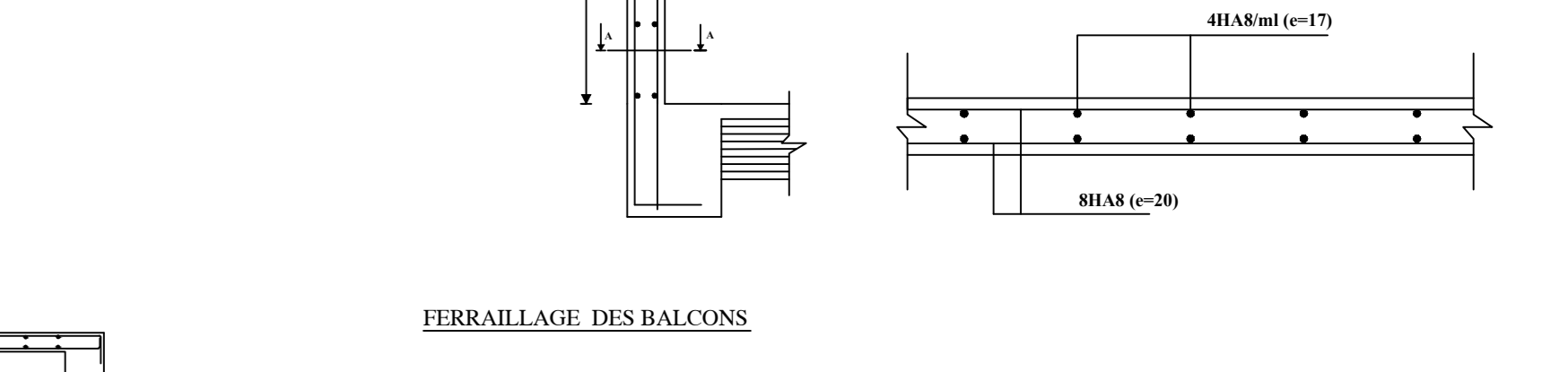
FERRAILLAGE : la dalle du radier et la dalle flottante (X-X)



FERRAILLAGE : la dalle du radier et la dalle flottante (Y-Y)



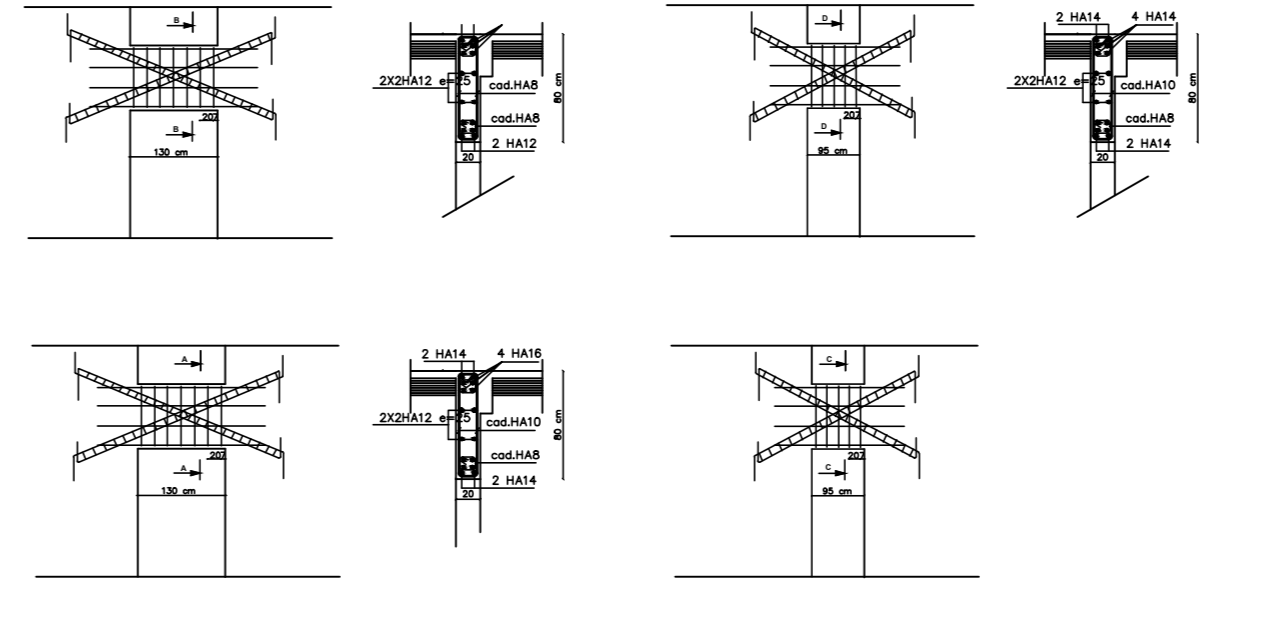
FERRAILLAGE DES ESCALIERS



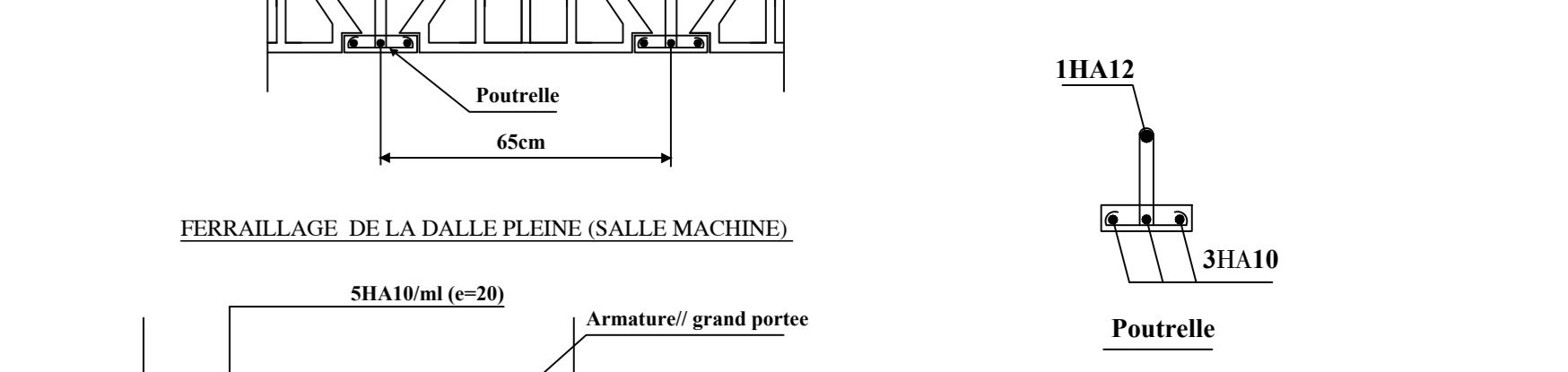
FERRAILLAGE DE LA DALE PRESE-NALE MARCHES



Ferrillage des linteaux



FERRAILLAGE DU PLANCHER A CORPS CREUX



FERRAILLAGE DE LA DALE PRESE-NALE MARCHES



CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus d'ingénieur.

Durant notre travail on a pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans le domaine de l'informatique (logiciels de Calculs) ; comme par exemple ETABS qu'on a appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie

Pour finir, nous constatons que l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

Ouvrages

- ✓ Cours et TD.
- ✓ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS V 9.6.
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2010.
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.