

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et commercial

Contreventé par des voiles avec l'application du logiciel ETABS.



Dirigé par :

Mr : ILLOULIS

Etudié par:

Mr: LOUNAS Djamel

Mr : KARI Hocine

Mr : BOUDJEMAI Yacine

Année 2013/2014

Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mer **ILLOULI** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce mémoire.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département GENIE CIVIL ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

MERCI.

Dédicace :

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dois dire Chaque mot, chaque phrase, chaque ponctuation et chaque lettre que j'y ai inscrite ont une seule et même signification ;

« J'ai la chance d'avoir les meilleurs parents, meilleurs frères et meilleurs amis du monde, je ne pourrai vous remercier autant ».

A toute ma famille ; frères et sœurs, oncles et tantes, cousins et proches.

A tous mes amis(es) sans exceptions.

A tous mes camarades de la promotion.

A tous ceux qui m'ont soutenu et aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce modeste travail et a tous ceux qui me sont chers.

Hocine.

Dédicace :

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dois dire Chaque mot, chaque phrase, chaque ponctuation et chaque lettre que j'y ai inscrite ont une seule et même signification ;

« J'ai la chance d'avoir les meilleurs parents, meilleurs frères et meilleurs amis du monde, je ne pourrai vous remercier autant ».

A toute ma famille ; frères et sœurs, oncles et tantes, cousins et proches.

A tous mes amis(es) sans exceptions.

A tous mes camarades de la promotion.

A tous ceux qui m'ont soutenu et aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce modeste travail et a tous ceux qui me sont chers.

Djamel.

Dédicace :

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dois dire Chaque mot, chaque phrase, chaque ponctuation et chaque lettre que j'y ai inscrite ont une seule et même signification ;

« J'ai la chance d'avoir les meilleurs parents, meilleurs frères et meilleurs amis du monde, je ne pourrai vous remercier autant ».

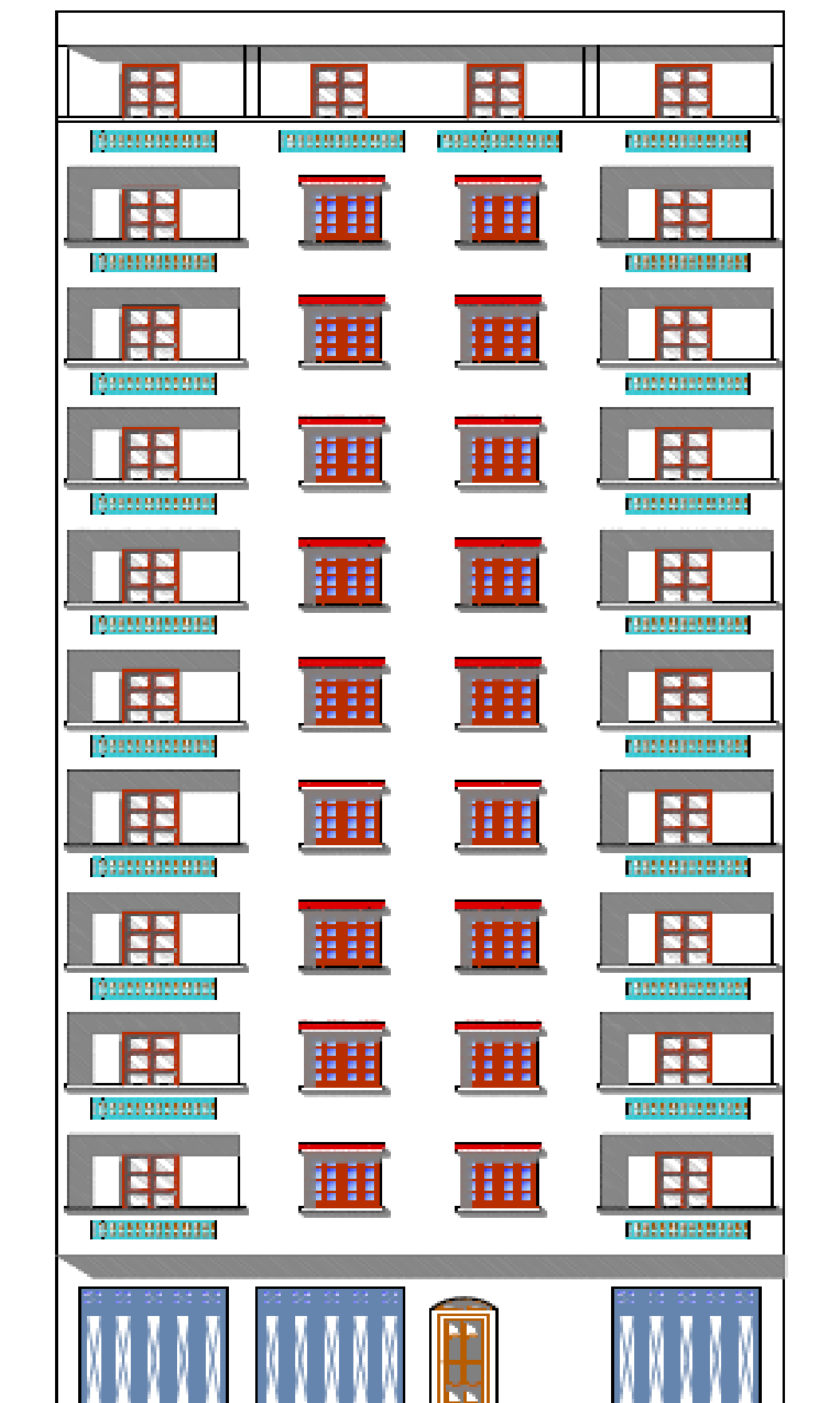
A toute ma famille ; frères et sœurs, oncles et tantes, cousins et proches.

A tous mes amis(es) sans exceptions.

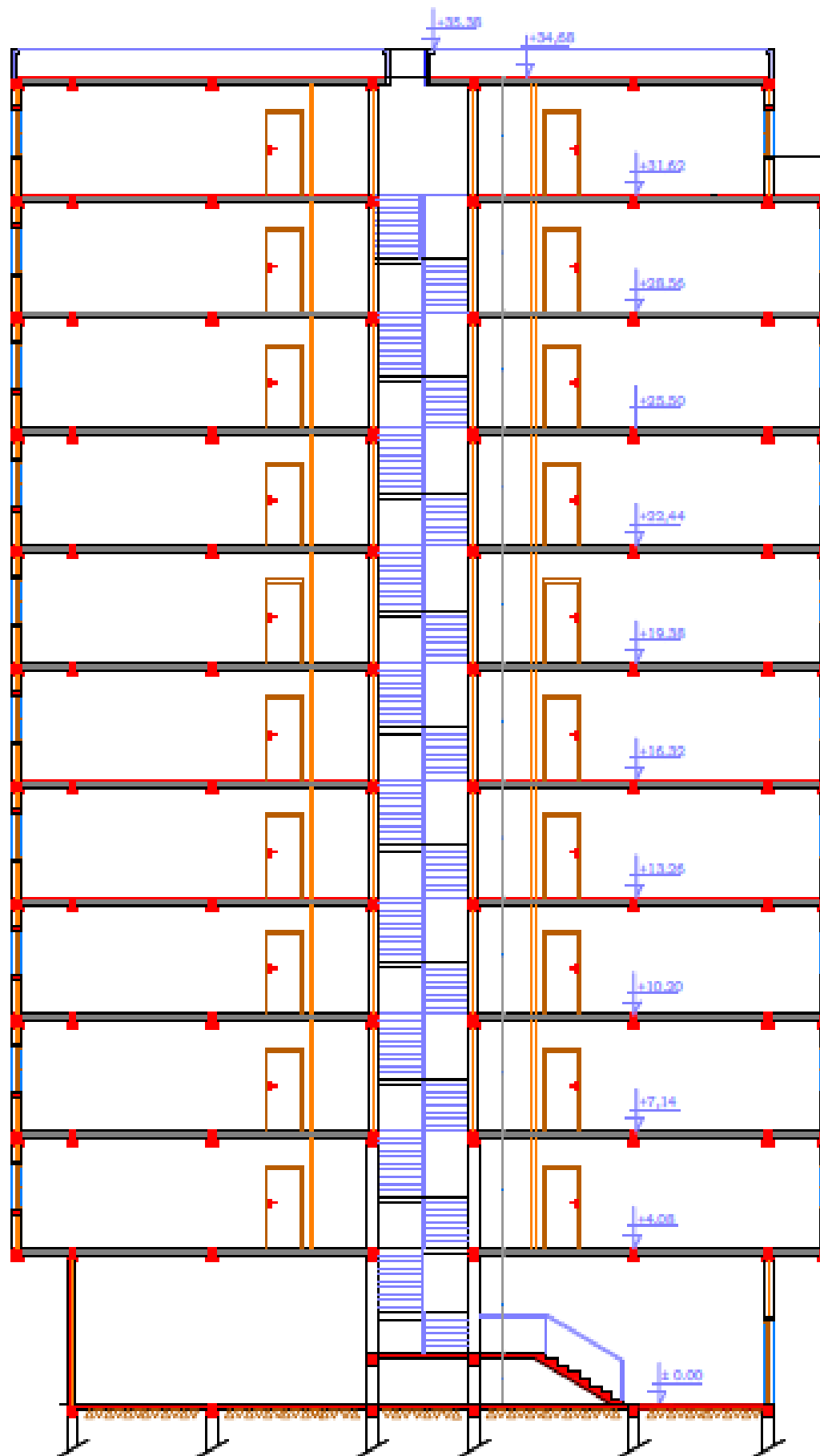
A tous mes camarades de la promotion.

A tous ceux qui m'ont soutenu et aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce modeste travail et a tous ceux qui me sont chers.

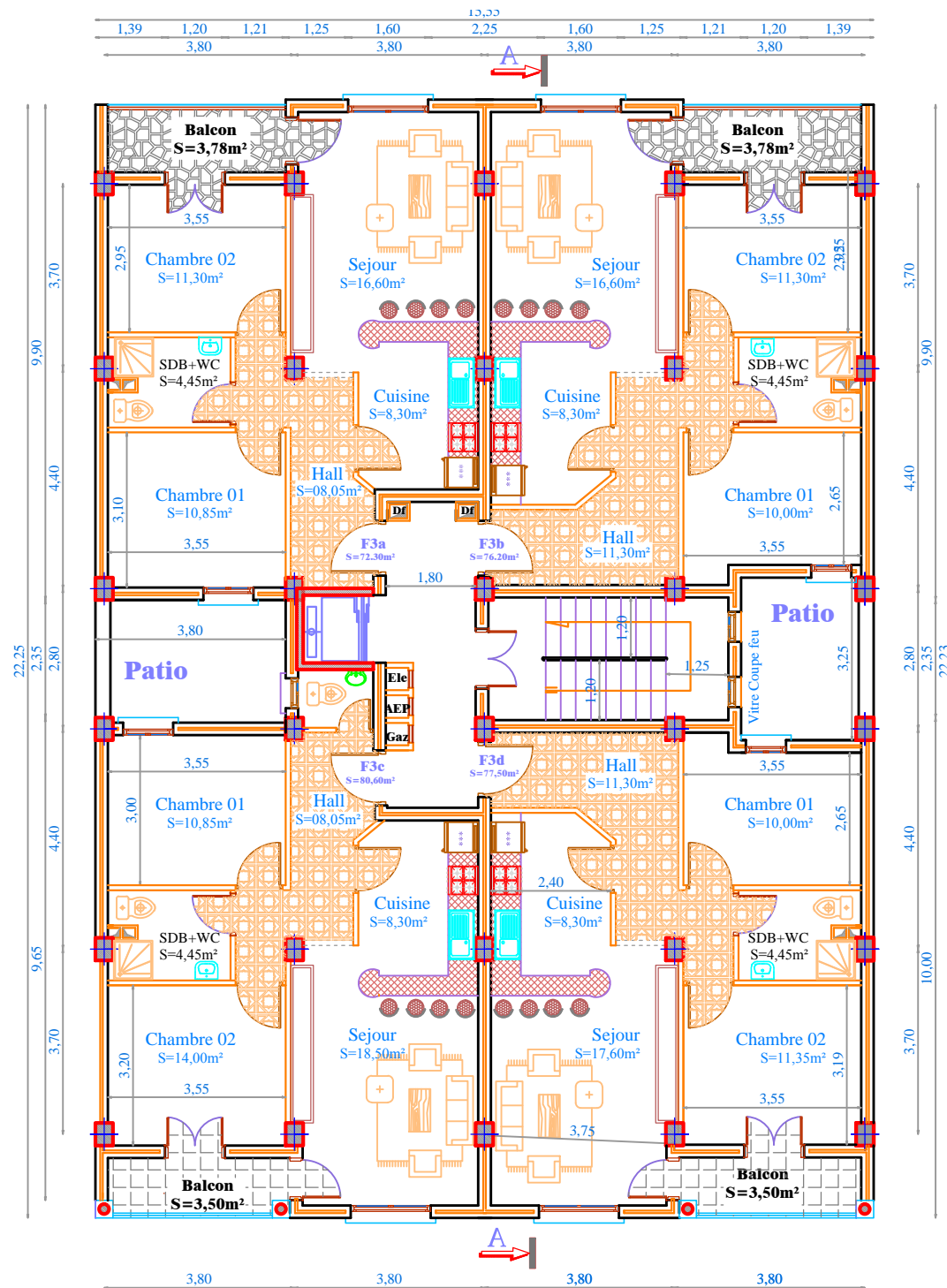
Yacine.



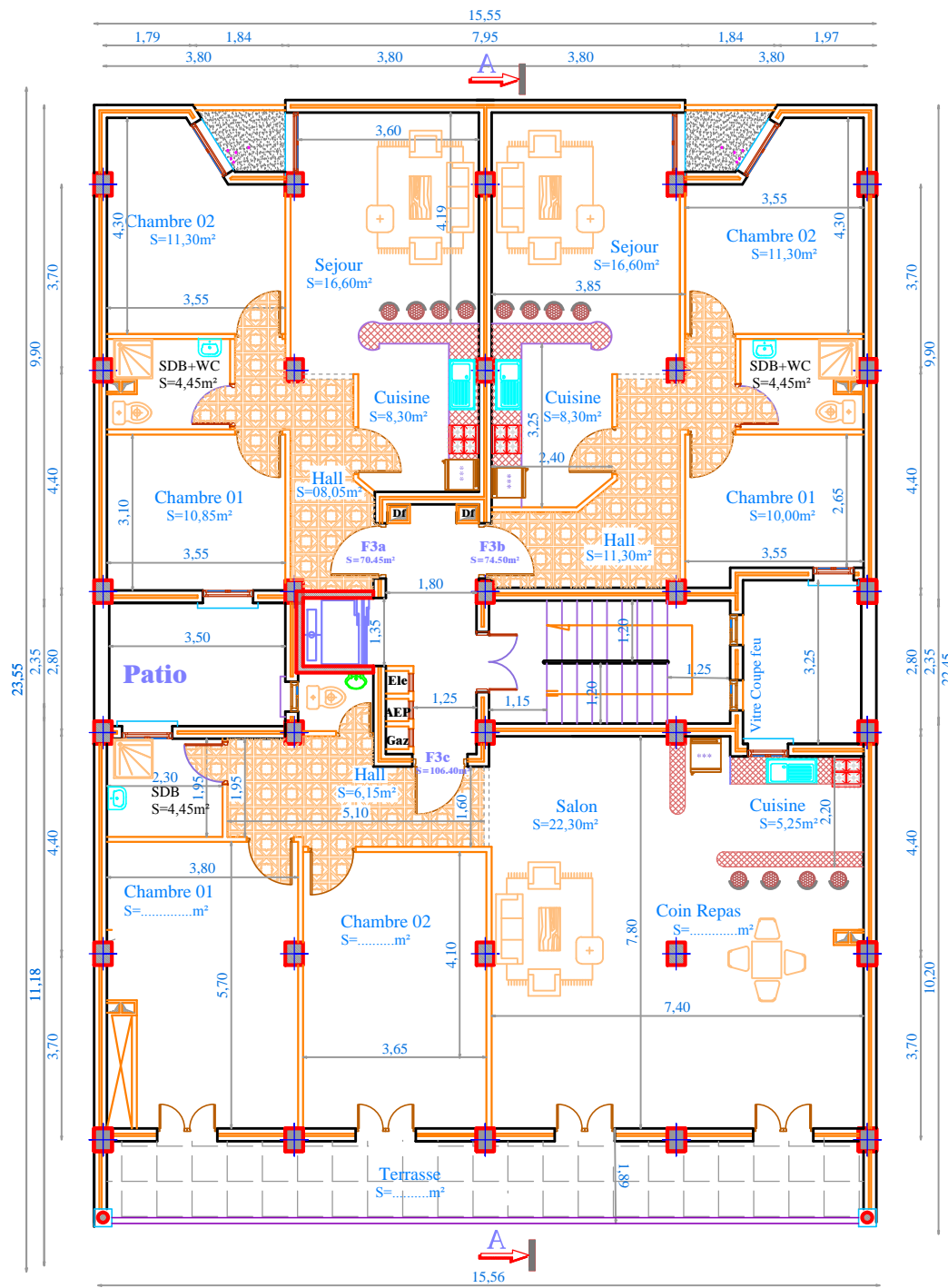
Façade Principale



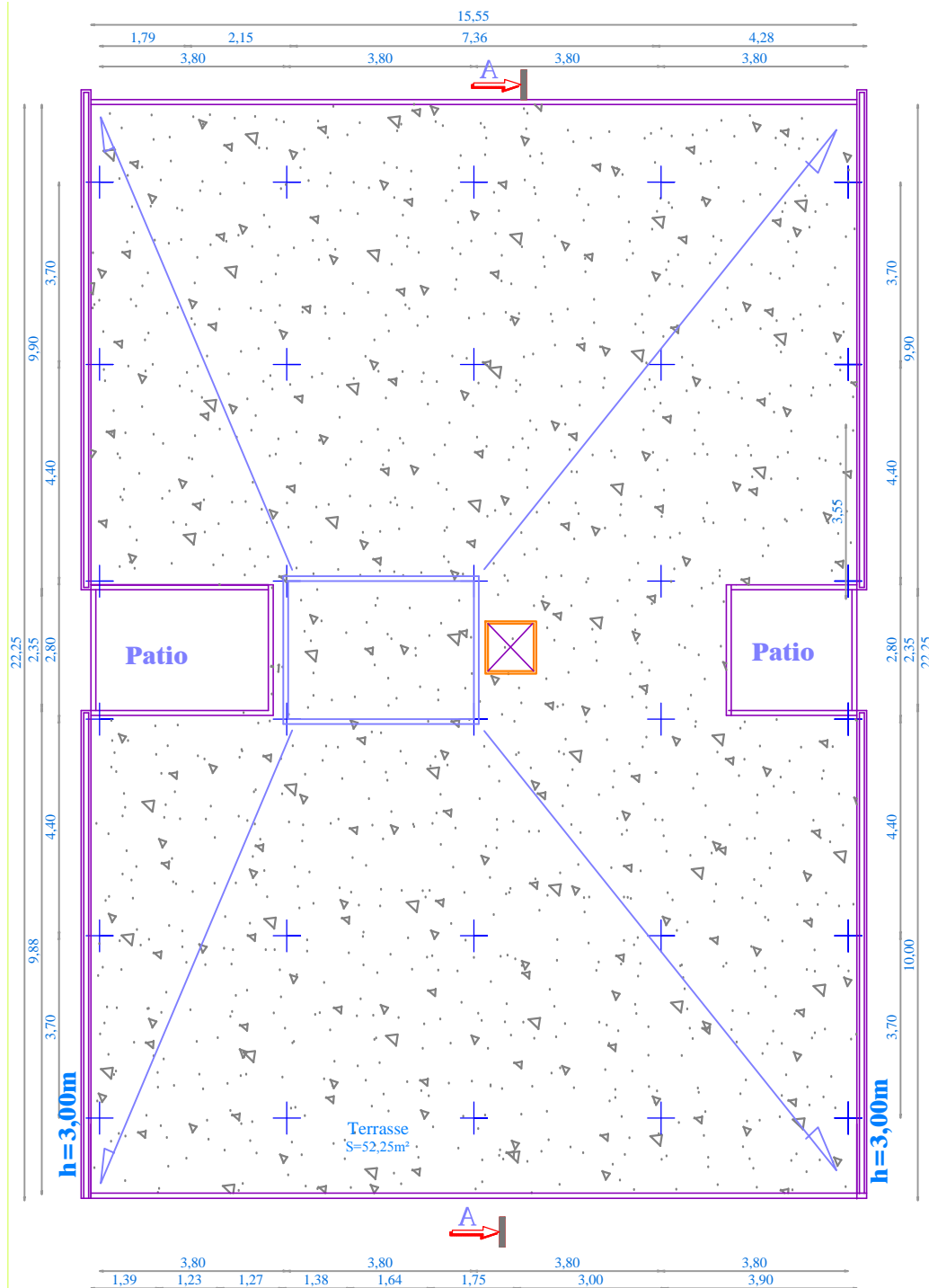
Coupe AA



Plan Etage

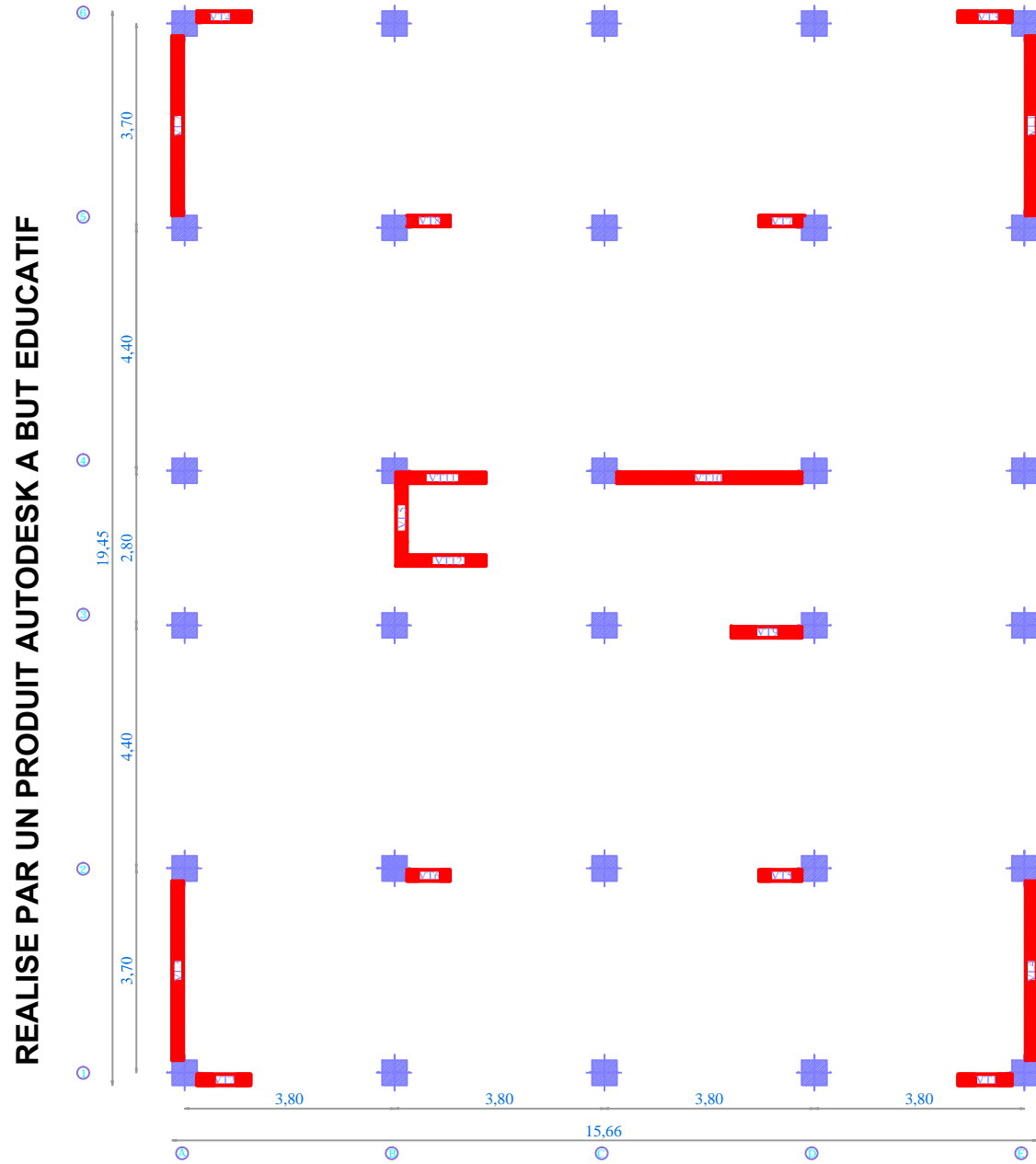


Plan Etage en Attique



Plan de Terrasse

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

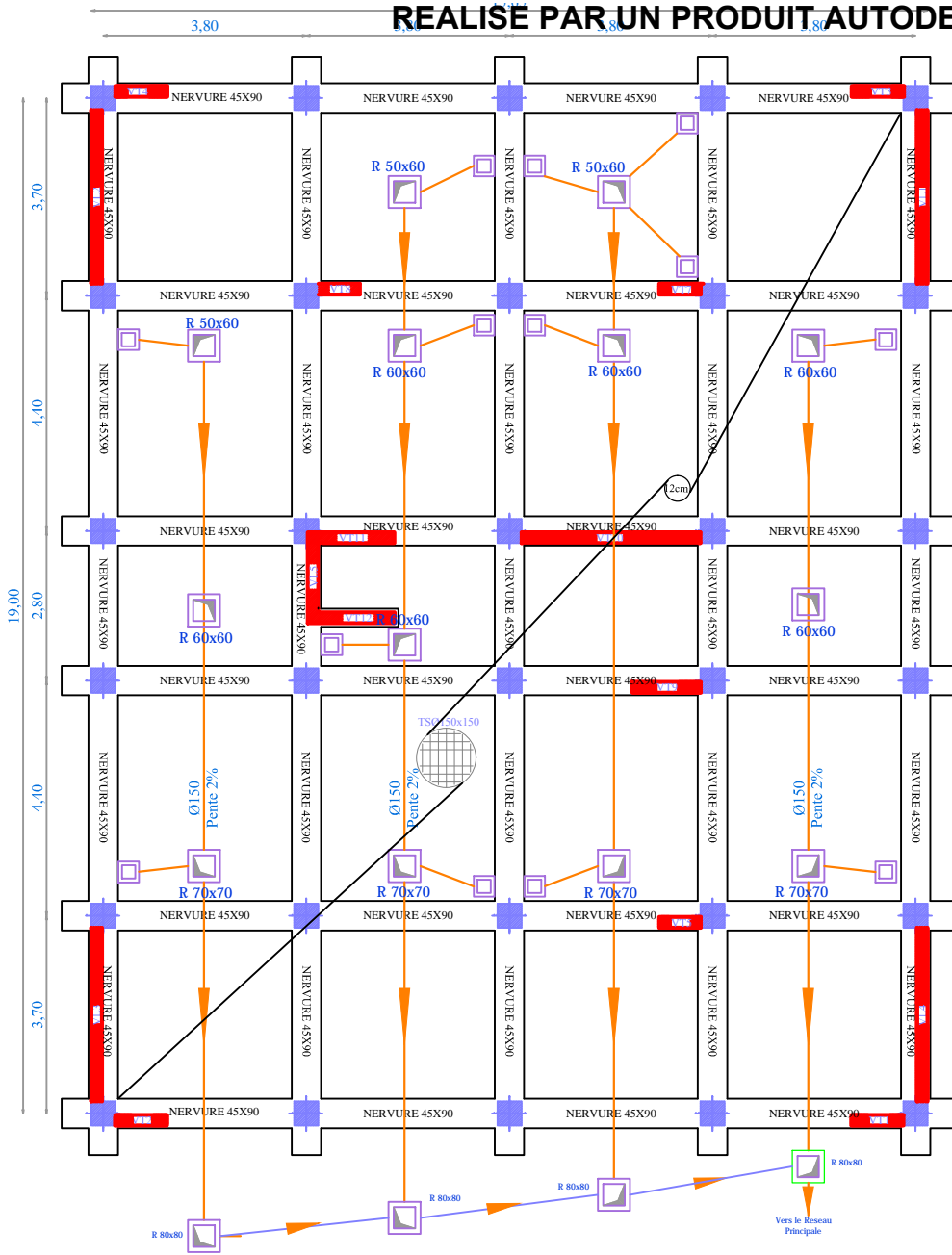


Disposition des voiles

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

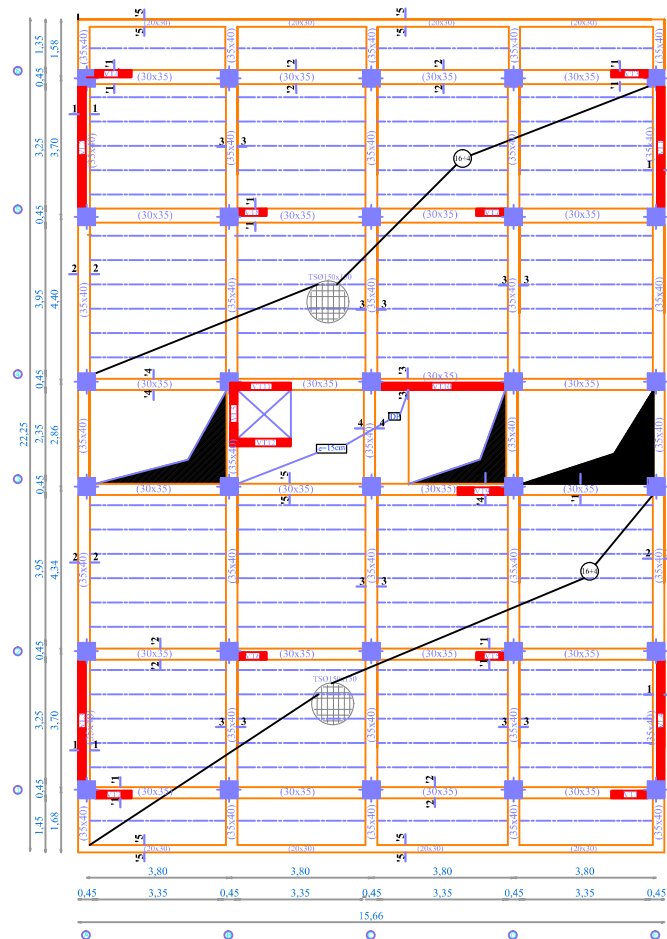
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Coffrage des fondations

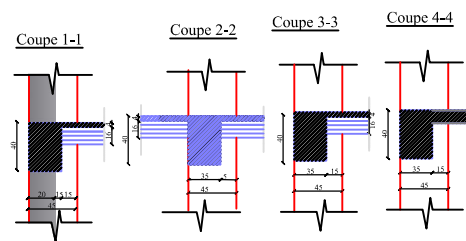
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

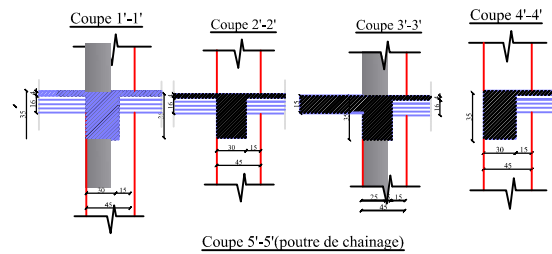


Coffrage des Etages 1,2et 3

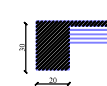
Poutres Principales PP

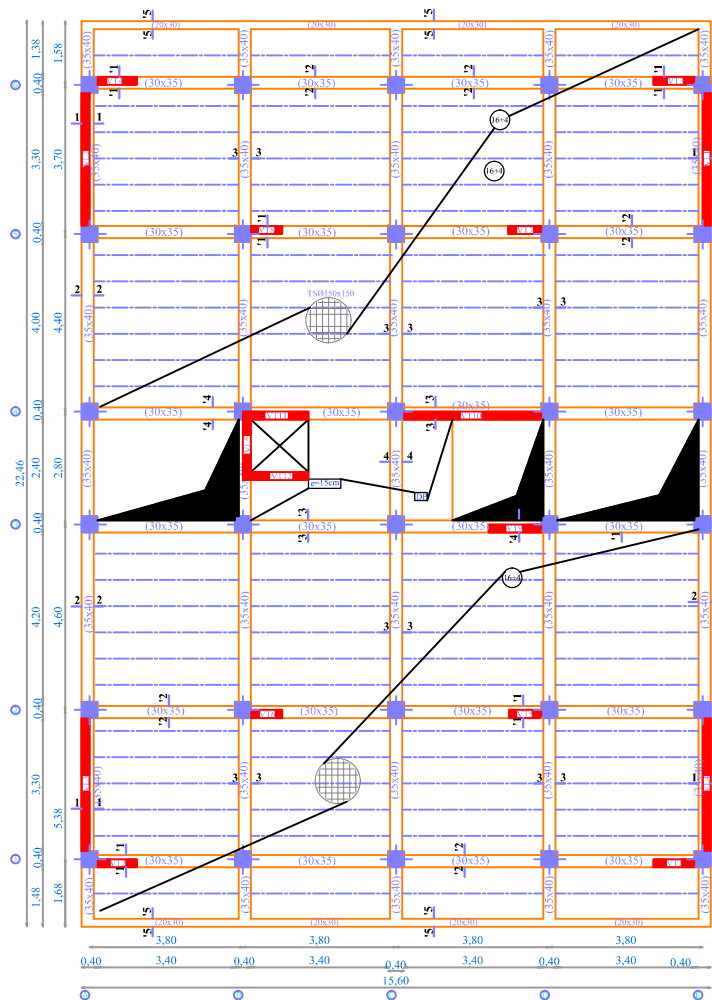


Poutres secondaires PS



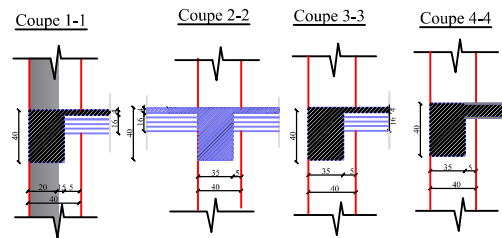
Coupe 5'-5'(poutre de chaînage)



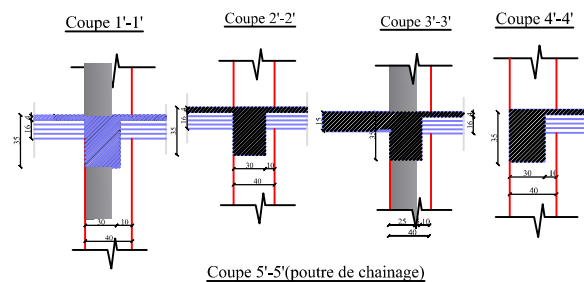


coffrage des Etages 4,5,6 et 7

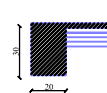
Poutres Principales PP

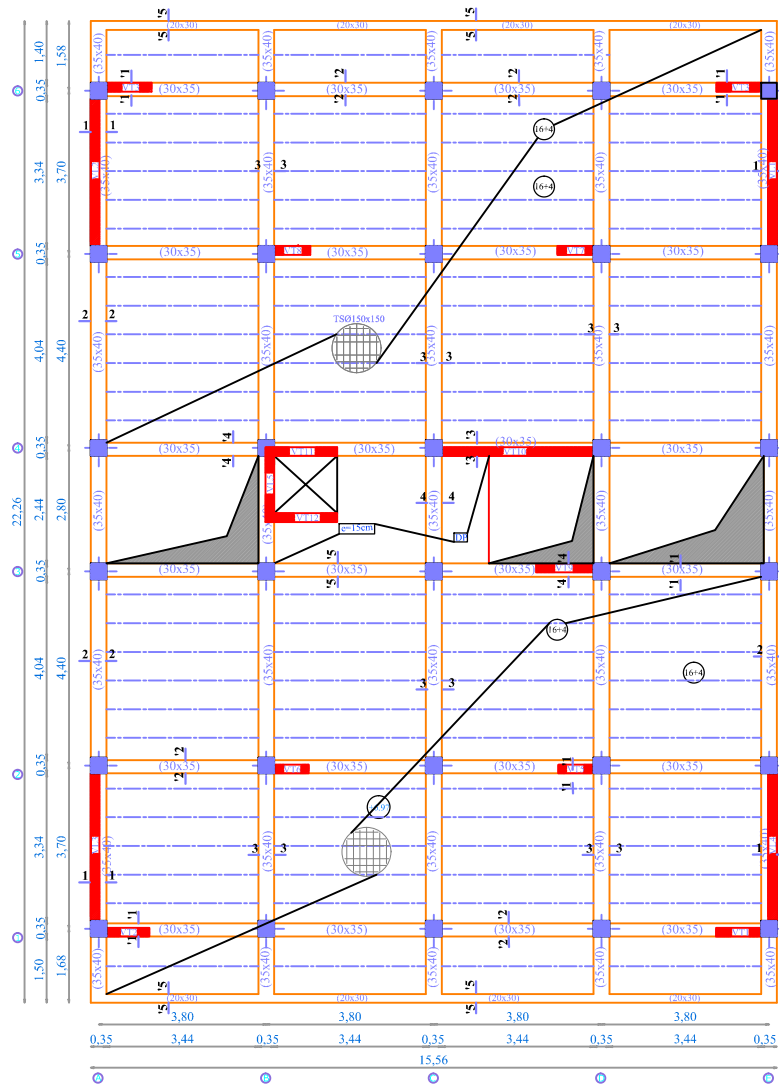


Poutres secondaires PS



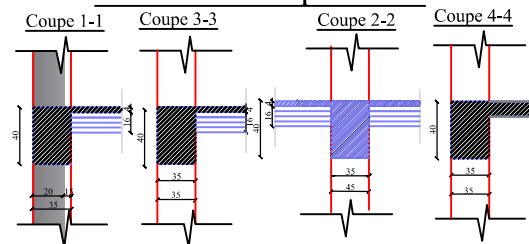
Coupe 5'-5' (poutre de chaînage)



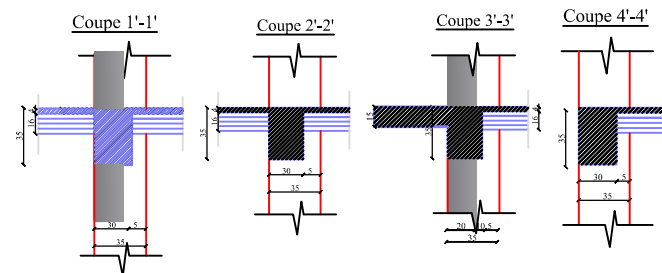


Coffrage des Etages 8,9 et 10

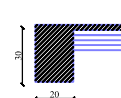
Poutres Principales PP

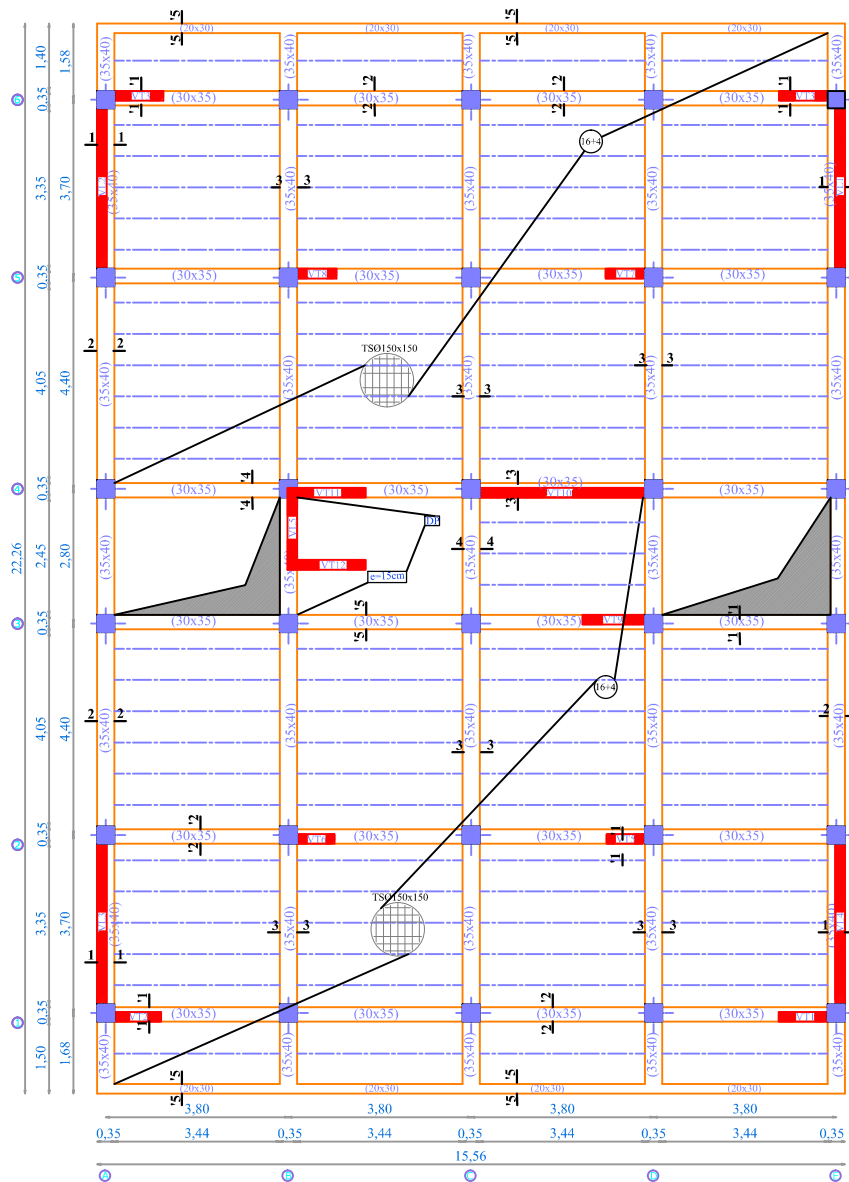


Poutres secondaires PS



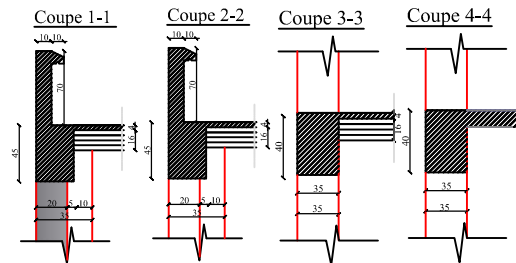
Coupe 5'-5' (poutre de chaînage)



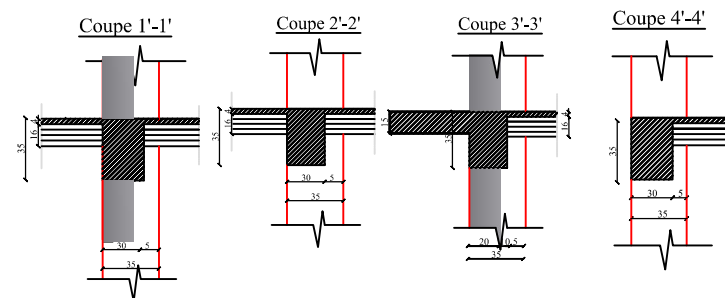


Coffrage d'etage en Attique

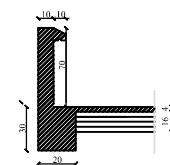
Poutres Principales PP



Poutres secondaires PS



Coupe 5'-5' (poutre de chaînage)



Introduction

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

En outre, l'intensité des forces sismiques agissant sur le bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles techniques et mesures parasismiques actualisées pour faire face au danger que représente la haute sismicité des sol sur le tissu urbain en pleine expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.
- La destination de l'ouvrage.

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	09
Chapitre III : Calcul des éléments	23
III.1 : Calcul de l'acrotère	23
III.2 : Calcul du plancher	30
III.3 : Calcul des escaliers.....	48
III.4 : Calcul de poutre de palière.....	62
III.5 : Calcul des balcons	69
III.6 : Calcul de salle machine	78
Chapitre IV : Etude de contreventement	85
Chapitre V : Présentation de l'ETABS	101
Chapitre VI: Fichier résultat	114
Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....	128
Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux.....	141
Chapitre IX : Ferrailage des voiles	155
Chapitre X : Etude de l'infrastructure	171
Conclusion	
Bibliographie	



Chapitre I



Présentation du projet

I- Introduction :

Notre projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et commercial, ce bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU ville classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa)

I.1- Les caractéristiques de l'ouvrage :

- La hauteur totale est de : 35,38m
- La hauteur du RDC : 4.08
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur de l'ouvrage : 23,20m
- La largeur de l'ouvrage : 15,55m

I.2- Les éléments de l'ouvrage :

a) **L'ossature** : l'ossature est composée de :

- Portiques (Poutres et Poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

b) **Plancher** : Le plancher est un air servant à supporter son poids propre ainsi que les surcharges ; Il sert aussi à délimiter les niveaux des étages et assurer une isolation thermique et phonique.

Dans notre cas, tous les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées en béton armé coulés sur place. En outre, le plancher terrasse sera équipé d'une isolation thermique et d'une forme de pente de 1,5 % à fin de faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c) **Les balcons** :

Le bâtiment comporte des balcons en corps creux.

d) **Le Remplissage** : on distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10x10)cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de10cm.

***I.3- Les Revêtements* : On a :**

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.4- Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, elle assure la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé.

I.5-Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

I.6- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1- Le béton :

a) Les caractéristiques physiques et mécaniques :

1. Résistance caractéristique à la compression :

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

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40MPa$,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40MPa$.

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25MPa$.

2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{d'où : } f_{t28} = 2,1MPa$$

b) Contraintes limites :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

➤ Etat limite de service (ELS) :

Ce sont les états où les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites, on distingue trois situations possibles qui sont :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée)
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive)
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages)

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perd ses capacités :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).

- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

1. Contrainte limites de compression :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} [MPa] \quad \gamma_b: \text{Coefficient de sécurité}$$

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

θ = coefficient de la durée d'application des actions considérées,

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée d'application est } \geq 24 \text{ h ;} \\ \theta = 0,9 & \text{si la durée d'application est entre 1 h et 24 h ;} \\ \theta = 0,85 & \text{si la durée d'application est } < 1 \text{ h.} \end{cases}$$

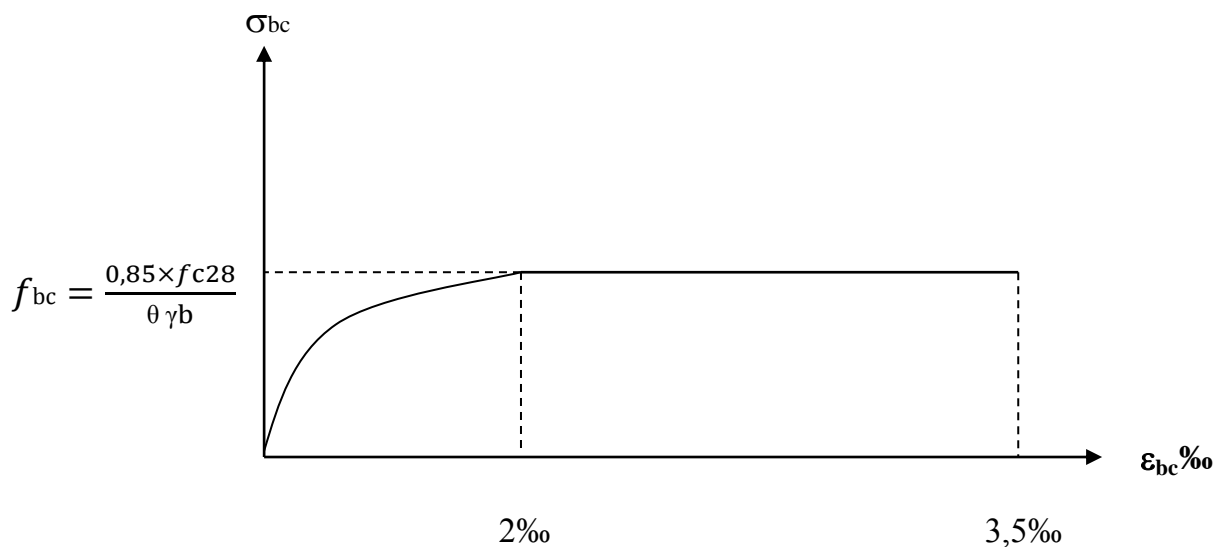


Fig.I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

2. Contrainte de service à la compression : (Art A-4.5.2.BAEL 91)

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

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} [MPa] \quad \sigma_{bc} = 15 [MPa]$$

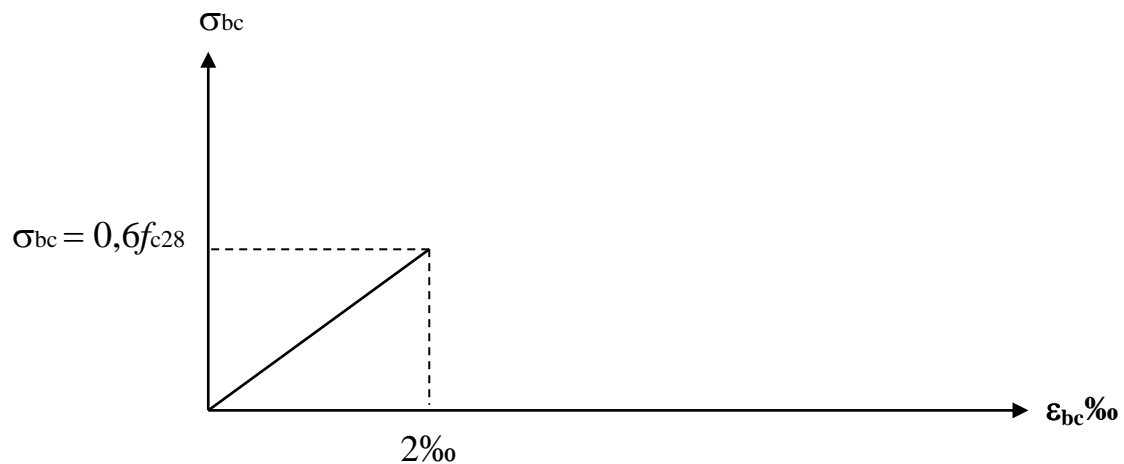


Fig.I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

3. Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5.1,21 BAEL 91)

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] && \text{pour la fissuration peu nuisible} \\ \tau_u &= \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] && \text{pour la fissuration préjudiciable} \end{aligned}$$

4. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

1. Module d'élasticité instantané : (Art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA.}$$

2. Module d'élasticité différée : (Art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module égal : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819\text{MPa.}$$

3. Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

- Coefficient de poisson : (Art A-213 BAEL).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales

$$\left\{ v = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \right\}, \text{ il sera égal à : } \begin{cases} v = 0.2 \text{ à l'état limite de service (ELS)} \\ v = 0 \text{ à l'état limite ultime (ELU)} \end{cases}$$

➤ **Dosage du béton :**

La composition granulométrique des agrégats sera définie par pourcentage en poids des diverses catégories d'agrégats secs, le liant sera défini par le poids entrant dans un mètre cube de béton en œuvre.

→ *Béton type I : béton de propreté :*

Ciment portland CPA 325	150 kg
Sable 0/3 à0/5	0.400 m³
Gravier 5/15 et 15/25	0.800 m³
Eau de gâchage	180/

→ *Béton type II béton armé :*

Ciment portland CPA 325	350 kg
Sable 0/3 à0/5	0.400 m³
Gravier 5/15 et 15/25	0.800 m³
Eau de gâchage	180 l

1.6.2- Les aciers :

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que le béton ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse	RL	235	410-490	1.022‰	1
	Haute adhérence FeE400 E235	HA	400	480	1.74‰	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\phi < 6$)	TS	520	550	2.17‰	1

Tableau I.1-Caractéristiques des aciers

1. Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200000$ MPa.

2. Limite élasticité de l'acier :

• ELU:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400} \\ \sigma_s = 204 \text{ MPa} & \text{pour les aciers doux FeE24} \end{cases}$$

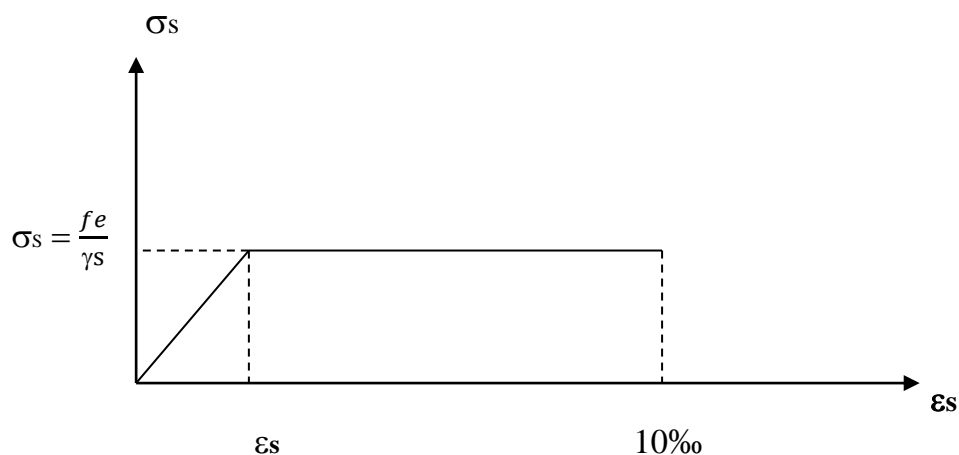


Fig.I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- **ELS:**

1. Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

2. Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

3. Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en Mpa} \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91}) \text{ avec:}$$

η : Coefficient de fissuration. $\begin{cases} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta=1,6 : \text{pour les hautes adhérences (HA).} \end{cases}$

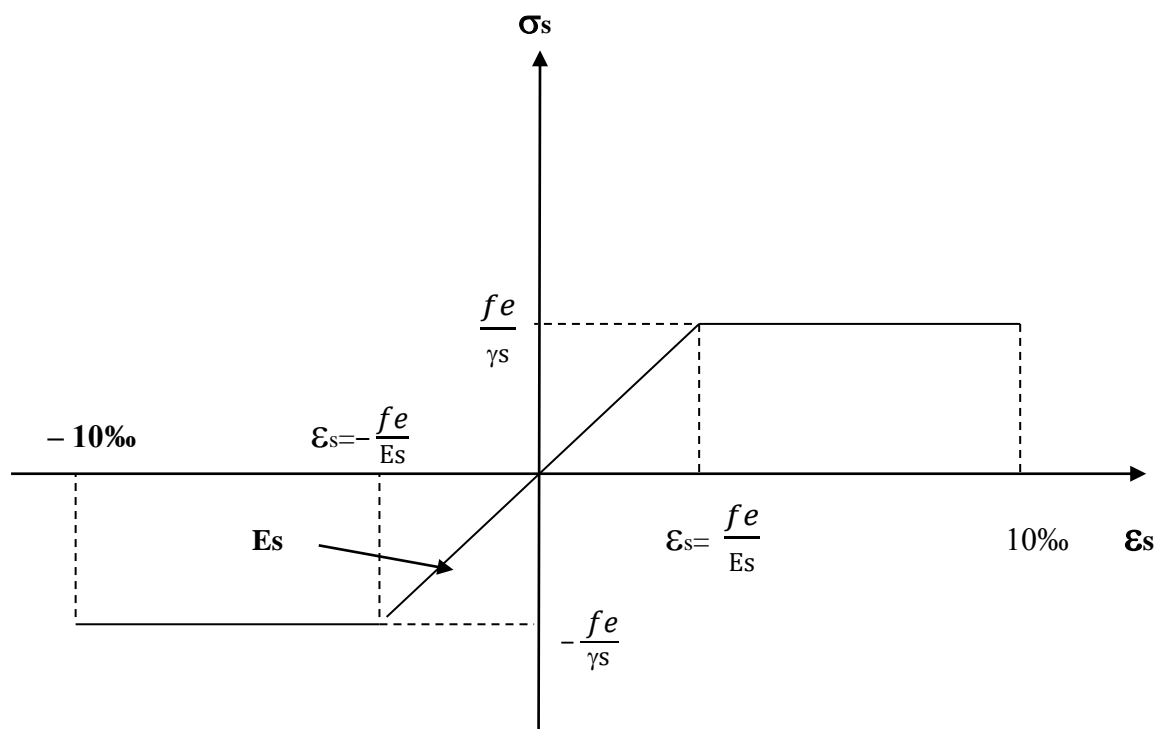


Fig.I.4 : Diagramme contrainte-déformation.

- **Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91) :**

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)

- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.



Chapitre III



Prédimensionnement des éléments

II.1- Introduction :

Après avoir répertorié les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant, nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude, c'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

II.2- Pré dimensionnement et descente de charge :

1- Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

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

avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

l : la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

$$h_t \geq \frac{380}{22,5} = 16,88 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

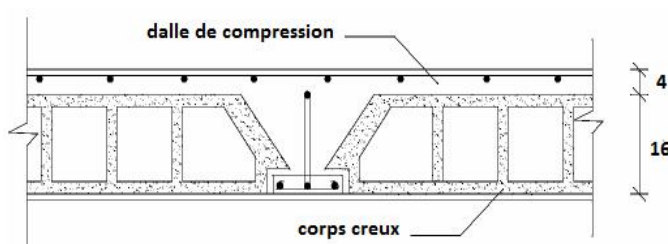


Fig.II.1 Coupe verticale du plancher.

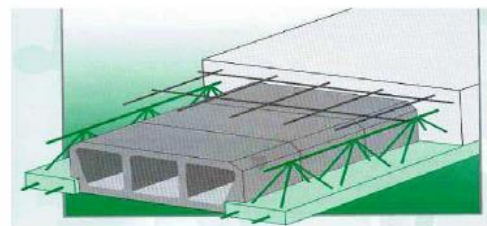


Fig.II.2 Vue en 3D

- *Charge permanentes :*

a- Plancher d'étage courant en corps creux :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumiques ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	22	0,44
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Plancher corps creux	16+4	/	2,85
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Cloison de séparation	10	/	0,90
G Total				5,15

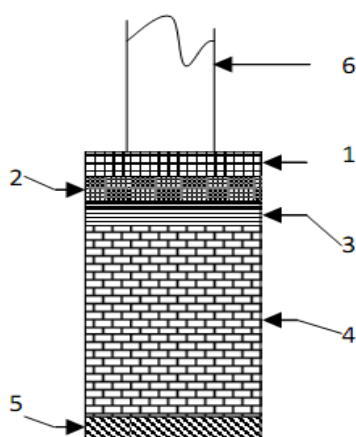
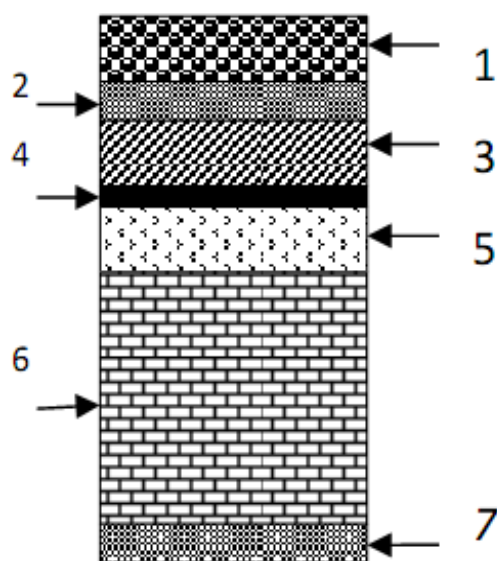


Fig.II.3 : plancher d'étage courant

b- Plancher terrasse en corps creux (inaccessible)

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumiques ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Protection lourde	5	20	1,00
2	Etanchéité multiple	2	6	0,12
3	Forme de pente	7	20	1,40
4	Feuilles de polyane	2,5	0.04	0,01
5	Isolation thermique	4	4	0,16
6	Planche en corps creux	16+4	/	2,85
7	Enduit de plâtre	2	10	0,20
G Total				5,74

**Fig. II.4 : Plancher terrasse**

2- Les Murs :**a) Murs extérieurs :**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm.

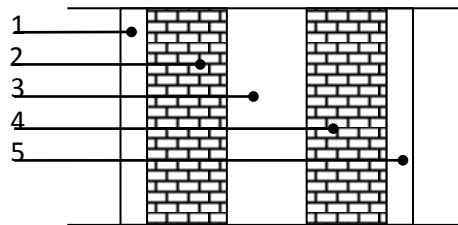


Fig.II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumiques ρ (KN / m ²)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	2	0.18	0.36
2	Briques creuses	10	/	1.30
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	0.09	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
G Total				2.76

b) Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

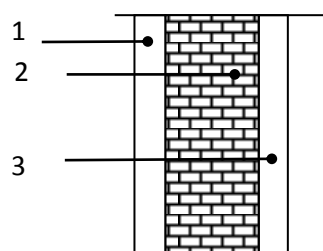


Fig.II.6 : Coupe vertical d'un mur de séparation

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
G Total				1.2

• *Surcharges d'exploitations :*

<i>Elément</i>	<i>Surcharge (KN/M²)</i>
• <i>Plancher terrasse inaccessible</i>	<i>Q= 1,00</i>
• <i>Plancher à usage d'habitation</i>	<i>Q= 1,50</i>
• <i>Plancher à usage commercial</i>	<i>Q= 2,50</i>
• <i>Balcons</i>	<i>Q= 3,50</i>
• <i>Les escaliers</i>	<i>Q=2,50</i>
• <i>L'acrotère</i>	<i>Q=1,00</i>

3- Les poutres

La hauteur des poutres est donnée par $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$ (Art A.4.14 BAEL 91).

Avec :

l: Portée libre dans le sens considéré.

- La largeur des poutres est donnée par :

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ \longrightarrow poutre principale.

$0,3h_t \leq b \leq 0,5h_t$ \longrightarrow Poutre secondaire.

a) poutre principale :

• *Hauteur h_t :*

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } l = 4,40\text{m}$$

$$\frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10} \quad 30 \leq h_t \leq 44 \quad \text{on prend : } \mathbf{h_t = 40cm}$$

- **Largeur b :**

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

$$16 \leq b \leq 28 \quad \text{pour plus de sécurité, on prend: } b = 30\text{cm}$$

- **Vérification : (Art 7.5.1 / RPA 99 version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20\text{cm} \\ h_t = 40 > 30 \\ 1,33 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées.}$$

b) Poutre secondaire :

- **Hauteur h_t :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } l = 3,80\text{m}$$

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \quad 25,33 \leq h_t \leq 38 \quad \text{on prend: } h_t = 35\text{cm.}$$

- **Largeur b :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{on prend: } b = 30\text{cm}$$

$$h_t / b = 35 / 30 = 1,16 < 4 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Conclusion:

- Poutres principales (**30 x 40**)
- Poutres secondaires (**30 x 35**)

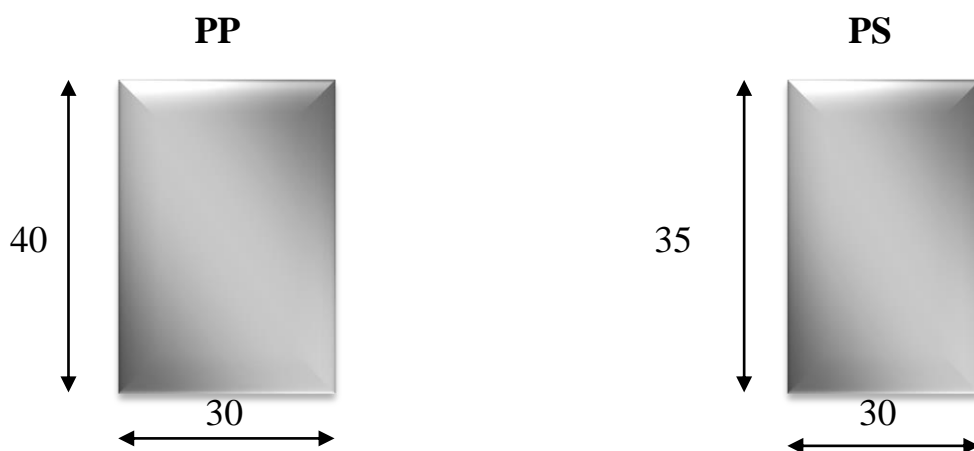


Fig.II.7 : Dimensions des Poutres.

4- Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton à l'ELS

N_{\max} : effort normal maximal à la base du poteau

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

- ✓ $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
 - ✓ $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
 - ✓ $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$
- (zone IIa). (Art 7.4.1 RPA99 version 2003)

- **Détermination de la surface revenant au poteau**

La surface de plancher terrasse et celle des étages courants :

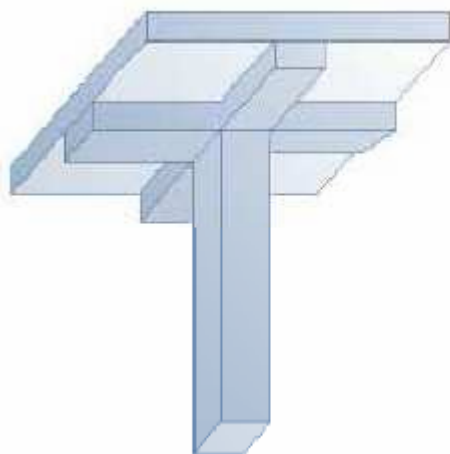


Fig.II.8 :vue en 3D

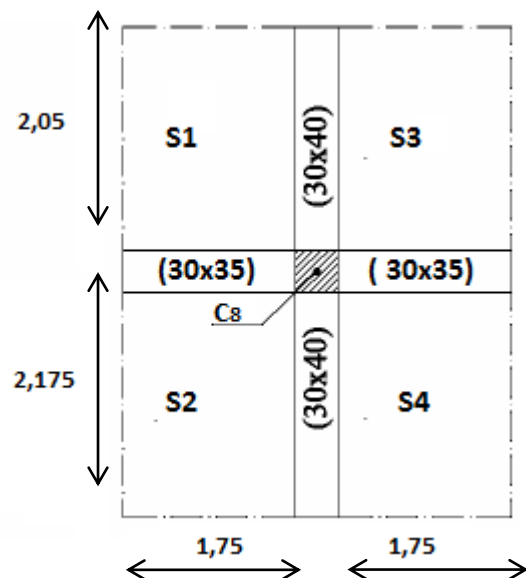


Fig.II.9 : surface revenant au poteau

$$S1 = 2,05 \times 1,75 = 3,58 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,175 \times 1,75 = 3,80 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,05 \times 1,75 = 3,58 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2,175 \times 1,75 = 3,80 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 14,76 \text{ m}^2$$

Effort normal sous poteau (C_8) :

La surface d'influence revenant au poteau $C_8 = 14,76 \text{ m}^2$

1) Poids de la poutre et du poteau :

a) Poutres principales : $G_{pp} = (0,3 \times 0,40) \times 25 \times 4,35 = 13,05 \text{ KN}$

b) poutres secondaires : $G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times 25 \times 3,50 = 9,18 \text{ KN}$

On aura alors le poids de la poutre : **$G_p = 22,23 \text{ KN}$**

c) poids du poteau C_8

Poteau d'étage courant P_{pt} $\longrightarrow (0,30 \times 0,30) 3,06 \times 25 = 6,88 \text{ KN}$

Poteau de RDC P_{pt} $\longrightarrow (0,30 \times 0,30) 4,08 \times 25 = 9,18 \text{ KN}$

2) Poids du plancher :

a) Poids du plancher terrasse :

$$G = 5,74 \times 14,76 = 84,72 \text{ KN}$$

b) Poids du plancher d'étage courant :

$$G = 5,15 \times 14,76 = 76,01 \text{ KN}$$

3) Surcharge d'exploitation (Document Technique Réglementaire) :

$Q_0 = 1 \times 14,76 = 14,76 \text{ KN}$ Surcharge du plancher terrasse.

$Q_{rdc} = 2,5 \times 14,76 = 36,90 \text{ KN}$ Surcharge du plancher commercial

$Q_1 \text{ à } Q_9 = 1,5 \times 14,76 = 22,14 \text{ KN}$ Surcharge du plancher à usage d'habitation

➤ **Loi de dégression des surcharges :**

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

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

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

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

10 ^{ème}	$Q_0 \downarrow$
9 ^{ème}	$Q_0+Q_1 \downarrow$
8 ^{ème}	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2) \downarrow$
7 ^{ème}	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3) \downarrow$
6 ^{ème}	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) \downarrow$
5 ^{ème}	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) \downarrow$
4 ^{ème}	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) \downarrow$
3 ^{ème}	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) \downarrow$
2 ^{e`me}	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) \downarrow$
1 ^{e`me}	$Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) \downarrow$
RDC	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{RDC}) \downarrow$

Tableau.II.1 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation

NIV	Charges permanentes G en (KN)					Surcharges d'exploitations Q en (KN)			Cm ²	
	Plancher	Poteau	Poutre	Total	Cumule	Plancher	Cumule	N=Gc+Qc	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section du poteau
10	84,72	0,00	22,23	106,95	106,95	14,76	14,76	121,71	81,14	30X30
9	76,01	6,88	22,23	105,12	212,07	36,9	51,66	263,73	175,82	30X30
8	76,01	6,88	22,23	105,12	317,19	56,82	108,48	425,67	283,78	30X30
7	76,01	6,88	22,23	105,12	422,31	74,54	183,02	605,33	403,55	35X35
6	76,01	6,88	22,23	105,12	527,43	90,03	273,05	800,48	533,65	35X35
5	76,01	6,88	22,23	105,12	632,55	103,32	376,37	1008,92	672,61	35X35
4	76,01	6,88	22,23	105,12	737,67	114,39	490,76	1228,43	818,95	40X40
3	76,01	6,88	22,23	105,12	842,79	124,79	615,55	1458,34	972,22	40X40
2	76,01	6,88	22,23	105,12	947,91	136,44	751,99	1699,9	1133,26	40X40
1	76,01	6,88	22,23	105,12	1053,03	146,27	898,26	1951,29	1300,86	45X45
RDC	76,01	9,18	22,23	107,42	1158,15	168,26	1066,52	2224,67	1483,11	45X45

Tableau II.2 : Récapitulatif de la descente de charge.

Conclusion :

Pour les poteaux on adoptera les sections suivantes :

Niveau	Section
RDC et 1	(45×45)
2-3-4	(40×40)
5-6-7	(35×35)
8-9-10	(30×30)

Tableau. II.3 : Sections des poteaux

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections compatibles à celles des poteaux centraux. (Art.7.4.1.RPA)

- Vérification relative au coffrage (RPA99 version 2003 Art 7.4.1)**

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

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec } h_e : \text{ la hauteur du poteau}$$

RDC :

- $\min(45,45)=45 \geq 25\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $\min(45,45)=45 \geq 18,40 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ \longrightarrow Condition vérifiée.

1^{er} :

- $\min(45,45)=45 \geq 25\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $\min(45,45)=45 \geq 15,30 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ \longrightarrow Condition vérifiée.

2^{eme} , 3^{eme} et 4^{eme} :

- $\min(40,40)=40 \geq 25\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $\min(40,40)=40 \geq 15,30 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ \longrightarrow Condition vérifiée.

5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} :

- $\min(35,35)=35 \geq 25\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $\min(35,35)=35 \geq 15,30\text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ \longrightarrow Condition vérifiée.

8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} :

- $\min(30,30)=30 \geq 25\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $\min(30,30)=35 \geq 15,30\text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $0,25 \leq 1 \leq 4$ \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion : les conditions sont vérifiées

• **Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec :

- λ : Elancement du poteau.
- $l_f = 0,7\ell_o$: longueur de flambement.
- ℓ_o : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$\ell_o = 4,08$ pour RDC et $3,06$ pour un étage courant.

➤ i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

➤ I : Moment d'inertie de poteau ($I = bh^3 / 12$).

➤ B : Section transversale de poteau ($B = b \times h$).

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

Section du poteau	(45×45) RDC	(45×45) 1 ^{er}	(40×40) 2.3.4 ^{ème}	(35×35) 5.6.7 ^{ème}	(30×30) 8.9.10 ^{ème}
λ : Elancement	21,98	16,48	18,55	21,20	24,73

$\lambda < 50 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

5- Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/RPA 99) version 2003

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.
- D'après le RPA99 version 2003, leur pré dimensionnement se fera comme suit :

a) L'épaisseur du voile (a) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et la condition de rigidité aux extrémités. avec un minimum de 15 cm

$$e_p \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) \quad \text{avec :}$$

$$h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68\text{m (la hauteur totale de RDC)}$$

1^{er} cas : $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 14,72 \text{ cm}$

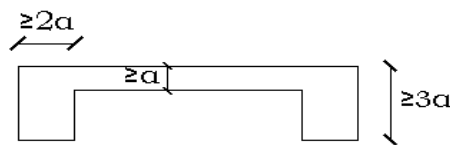


Fig.II.10 : Coupe de voile en plan

2^{ème} cas : $a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{368}{22} = 16,72\text{cm.}$

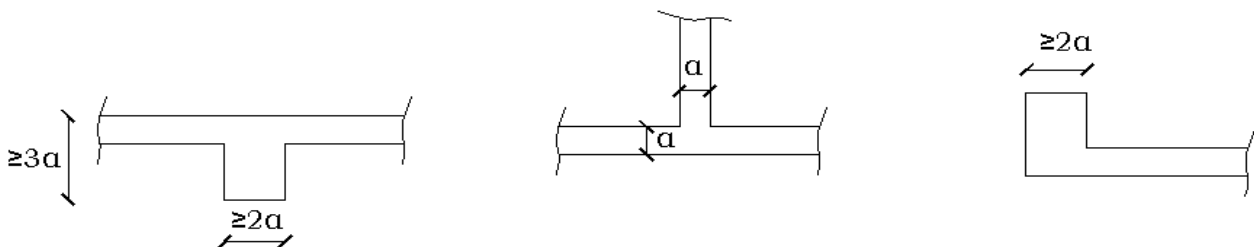


Fig.II.11 : Coupes des voiles en plan.

3ème cas $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,40\text{cm}$

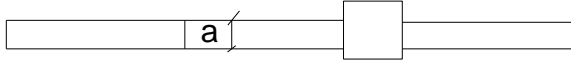


Fig.II.12 : voile linéaire

En opte pour une épaisseur $a=20\text{cm}$ (pour tous les étages).

b) Longueur du voile(l) :

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4a$

$$l \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow l_{\min} \geq 80\text{cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} l : \text{longueur du voile} \\ a : \text{Epaisseur du voile.} \end{cases}$$

Vérification:

$$a_{\min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20 \geq 15\text{cm} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

$$L \geq 4 \cdot a \rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

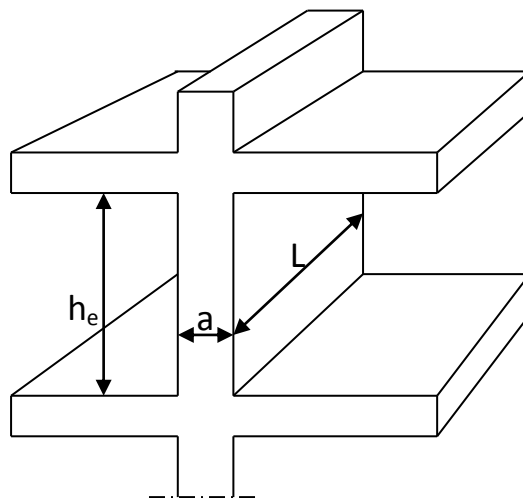


Fig.II.12 :Voile en élévation



Chapitre III



Calcul des éléments

III) Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

III-1) Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumise à un effort normal « N » du à son poids propre et un effort latéral « Q » du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

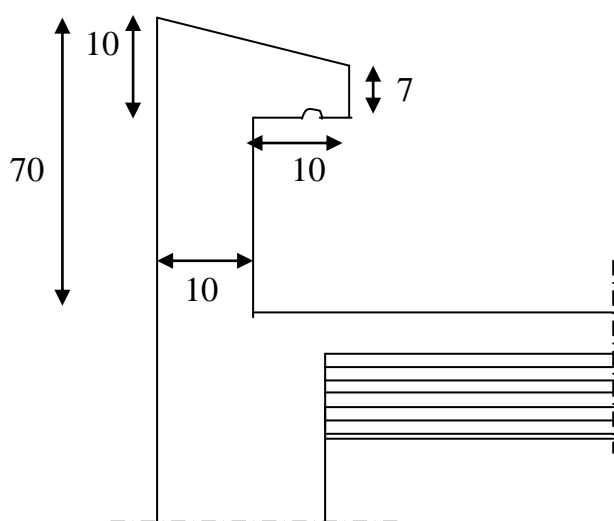


Fig .III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

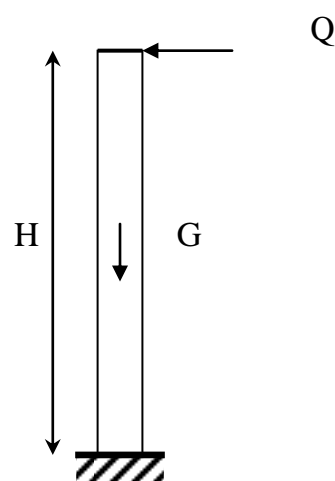


Fig .III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

- Schémas statiques de calcul:**

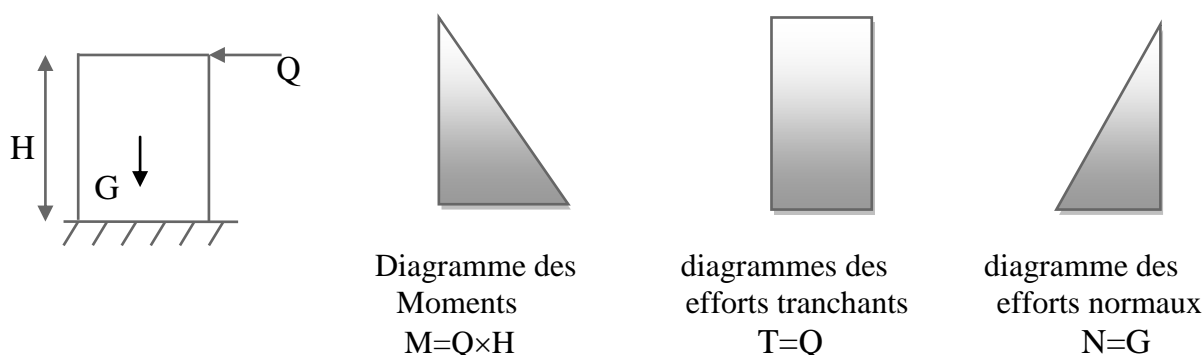


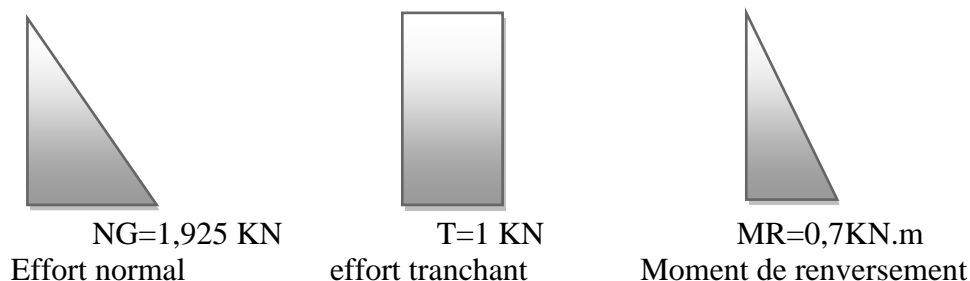
Fig .III.3 : Diagramme des efforts interne.

1) Calcul des efforts :

a) Poids propre(G):

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right] = 1,925 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow G = 1,925 \text{ KN/ml}$$

Avec: ρ : masse volumique du béton. S : section longitudinale de l'acrotère.b) Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow T = Q \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN}$ c) Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1,925 \text{ KN}$.d) Moment de renversement dû à Q : $M_R = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$.**Fig.III.4 : Diagramme des efforts internes.****2) Combinaisons de charges :**a) **E.L.U :**- Effort normal de compression: $N_u = 1,35 N_G$

$$N_u = 1,35 \times 1,925 = 2,60 \text{ KN}.$$

- Moment de renversement : $M_u = 1,5 M_R$

$$M_u = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}.$$

b) **E.L.S :**- Effort normal : $N_s = N_G = 1,925 \text{ KN}$.- Moment de renversement : $M_s = M_R = 0,7 \text{ KN.m}$ **3) Ferrailage:**

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u , puis passer à une vérification de la section à l'ELS.

$h=10\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $d=7\text{cm}$ et $c=3\text{cm}$.

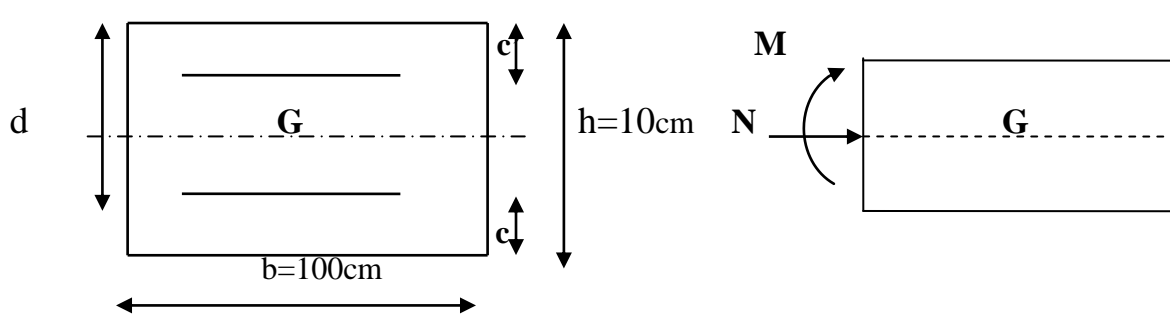


Fig.III.5: : schéma de calcul

h : Epaisseur de la section.

$d = h - c$ hauteur utile.

c et c' : Enrobage.

a) Calcul des armatures à l'ELU :

• Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,60} = 0,404\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{ cm} = 0,02\text{m}$$

\Rightarrow Le centre de pression « Cp » se situe l'extérieur de la section limitée par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif

M_f , puis calculé à la flexion composée.

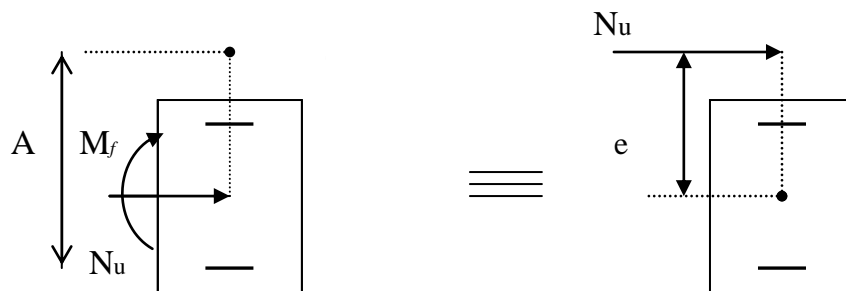


Fig III.6 : section rectangulaire soumise à une flexion composée.

• Armatures principales

1. Section des armatures fictives (en flexion simple) :

$M_f = N_u \times A$ avec A : distance entre le « Cp » et le centre de gravité « Cg » des armatures inférieures tendues.

$$A = e + \frac{h}{2} - c = 40,4 + \frac{10}{2} - 3 = 42,4\text{cm}.$$

$$M_f = 2,60 \times 0,424 = 1,102 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,102 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0158$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1,102 \times 1000}{0,992 \times 348 \times 7} = 0,456 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_f = 0,456 \text{ cm}^2.$$

2. Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,456 - \frac{2,60 \times 10}{348} = 0,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = 0,38 \text{ cm}^2.$$

b) Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL91 /Art A.4.2.1) :

$$A_u \text{ calculée} \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d} \right), \text{ avec : } \begin{cases} f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,925} = 0,3636 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times 0,948 = 0,801 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,801 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\min} > A_u \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée.

Conclusion :

les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : **$A = A_{\min} = 0,801 \text{ cm}^2$**

A adoptée = 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement de **25cm**.

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{soit } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{St = 25cm}.$$

3. Vérification au cisaillement (BAEL91 /Art A.5.2.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec V_u : effort tranchant. $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN} = 1,5 \times 1000 \text{ N}$.

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

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

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 /Art A.6.1.1) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : coefficient de scellement.

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

Avec : $\sum u_i$: somme de périmètre utiles de barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

Avec : n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,05} = 0,237 \text{ MPa} \leq 3,15 \text{ MPa}$$

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

- Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

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

c) vérification à l'ELS :

- **Dans l'acier:** il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,915 \\ k_1 = 44,17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{0,7 \times 1000}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 54,37 \text{ MPa}$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Dans le béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$**

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{44,17} = 4,565 \text{ MPa}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFI2 99] :**

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

❖ **Ferrailage adopté :**

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 25 cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 25cm.**

3) Vérification au séisme :

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales, « **F_p** » doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante « **Q** ».

F_p = 4.A.Cp.Wp (RPA99 version 2003)

- A : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

- Wp : Poids propre de l'acrotère.

Dans notre cas, on a :

- $A = 0,15$ (zone IIa, groupe d'usage 2)
- $C_p = 0,8$
- $W_p = 1,925 \text{ KN}$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,925 = 0,924 \text{ KN/ml} < 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

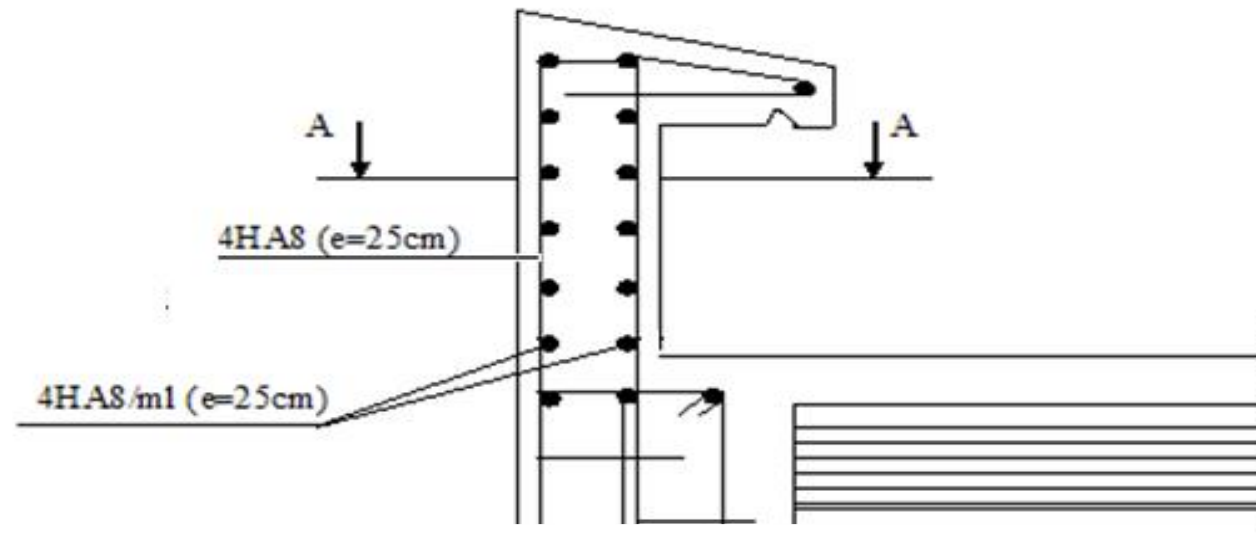


Fig.III.7 :Ferrailage de l'acrotère

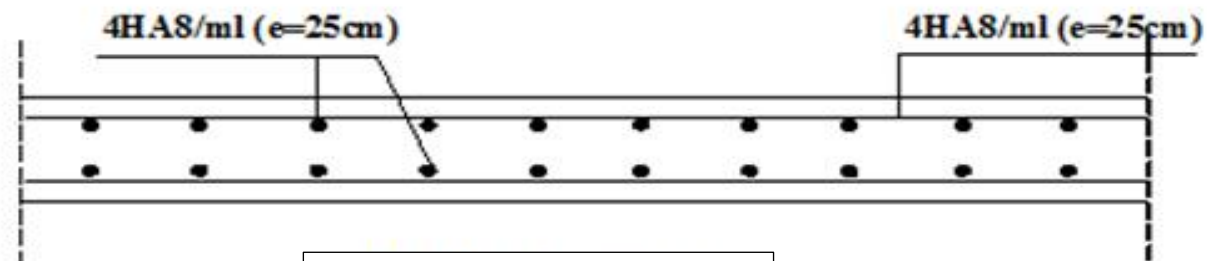


Fig.III.8 : coupe A-A

III-2. : Calcul des planchers :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués des poutrelles, d'un remplissage en corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4cm.

La dalle de compression est coulée surplace, avec une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE520) d'élasticité $F_e=520\text{MPa}$; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (**BAEL91Art : B.6.8, 423**).

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Ce quadrillage d'armature ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux efforts de charge appliquée sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées
- Notamment celles correspondants aux cloisons.

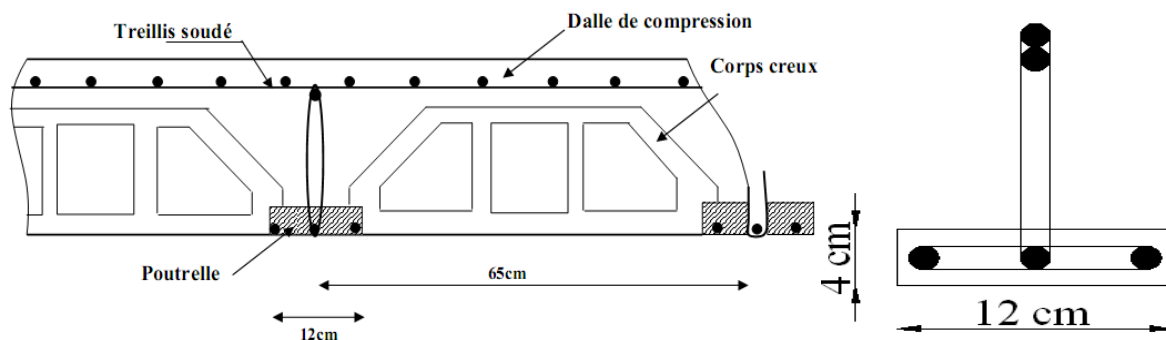


Fig. III 2.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux. Fig.III.2.2 : poutrelle.

1. Etude de la dalle de compression :

Le calcul se fera pour une surface de $(1 \times 1) \text{ m}^2$, et on appliquera le même ferrailage pour tous les planchers.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A = \frac{4 \times L}{F_e}, \text{ Avec ; } L : \text{ la distance entre axes des poutrelles ; } (50 \leq L \leq 80\text{cm}).$$

On prend : $L = 65\text{cm}$.

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

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 5 = 0,98\text{cm}^2$

Avec un espacement : $e = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

b) Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit: $A_{//} = 5\Phi 5 = 0,98\text{cm}^2$

Avec un espacement : $e = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

$A_{\perp} = A_{//} = 5\Phi 5 = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$ avec $e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$.

Finalemment :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TS520)

De dimension (5x 5x1500x150) mm².

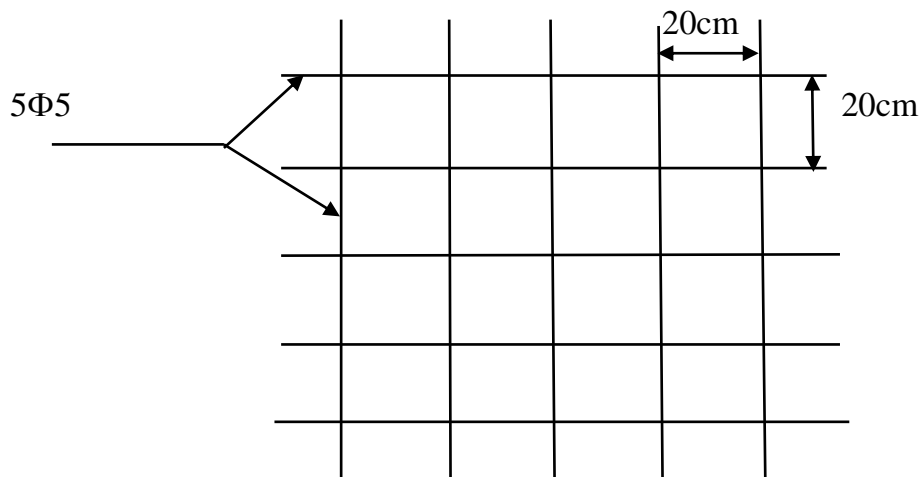


Fig III.2.3 Treillis soudé (150×150)mm².

2. Etude des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicitée, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en **T**.

Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes :

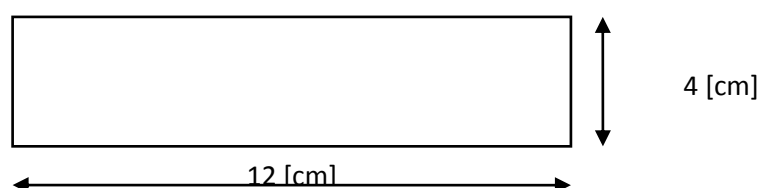


Fig III.2.4 section transversale de la poutrelle

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- Poids de corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.

- **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- ✓ **Combinaison charge:**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \text{ avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Le moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,80)^2}{8} = 4,51 \text{ KN.M}$$

- ✓ **L'effort tranchant max :**

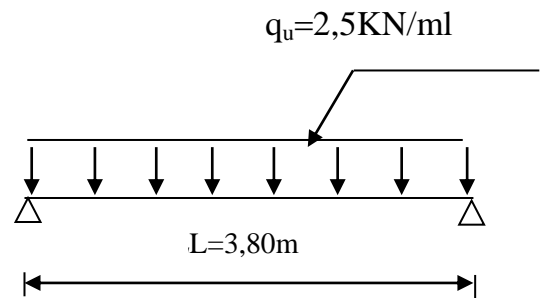
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,80}{2} = 4,75 \text{ KN}$$

- ✓ **Calcul des armatures :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,61$$

$$\mu_b = 6,61 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

NB : du fait que la hauteur de la poutrelle est très réduite, on est obligé de prévoir des étais intermédiaire pour supporter les charges avant le coulage, l'espacement entre les étais est de 80 à 120cm



FigIII 2.5:schéma statique de la poutrelle

b) après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme une poutre continue qui repose sur plusieurs appuis elle aura une section en T

- **Charges et surcharges :**

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le cas le plus Défavorable, dans notre cas on fait le calcul pour le plancher de l'étage courant

Poids propre du plancher : $G=5,15 \times 0,65=3,34 \text{ KN / ml}$

Surcharge d'exploitations $Q=2,5 \times 0,65=1,62 \text{ KN / ml}$

- **Combinaison d'action :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35(3.34) + 1.5(1.62) = 6.93 \text{ KN / ml}$$

ELS : $q_s = G + Q$

$$q_u = 3.34 + 1.62 = 4.96 \text{ KN / ml}$$

b.1) Dimensionnement de la poutrelle :

$h = (16+4) = 20 \text{ cm}$: la hauteur du plancher ;

$h_0 = 4 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression ;

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

b_1 : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure.

$$B_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0 \right)$$

Avec :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L : la portée libre de la plus grande travée, $L = 3,80 \text{ m}$.

D'où : $b_1 \leq (26,5 ; 38 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Soit : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

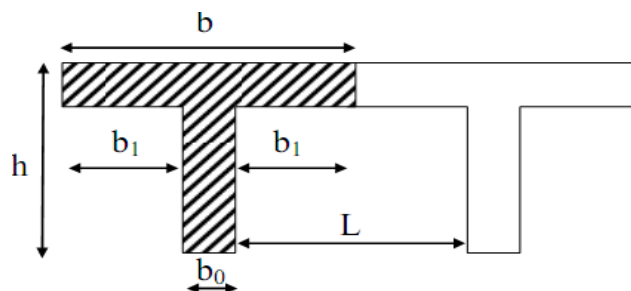


Fig III. 2.6 : dimension de la section en T.

b.2) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes se fera de l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode des trois moments ;
- La méthode de Caquot.

✓ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. Elle s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées,

$$Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow \max (2 \times 3,34; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow \max (6,68; 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1,62\text{KN/ml} < 6,68\text{KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes

$$\text{travées, } (I = \frac{b h^3}{12}). \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25 c.à.d. ($0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$).

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{3,80} = 1,00 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{3,80} = 1,00 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{3,80} = 1,00 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{3,80} = 1,00 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée

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

b.3). Exposé de la méthode forfaitaire:

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{Avec: } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Avec :

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

AN:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.62}{3.34+1.62} = 0.32 \quad (0 < 0.32 < \frac{2}{3} = 0.66)$$

Les valeurs de M_t , M_w , M_e , doivent respecter les conditions suivantes tel que:

M_o : moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée

M_w , M_e : moments en valeur absolue sur les appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : moment max en travée pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

- Dans une travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1.05M_o, (1+0.3\alpha)M_o] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o \end{cases}$$

- Dans une travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1.05M_o, (1+0.3\alpha)M_o] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o \end{cases}$$

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

0.6 M_o : pour une poutre de deux travées.

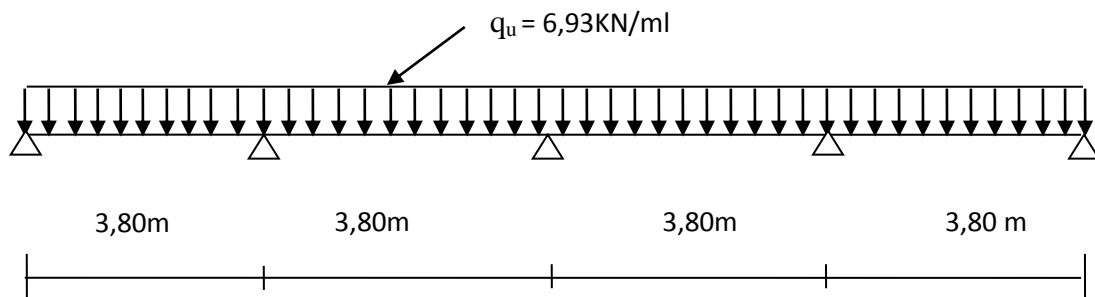
0.5 M_o : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_o : pour les autres appuis d'une poutre à plus de trois travées.

3. Application de la méthode forfaitaire :

• Détermination des moments isostatiques :

➤ à l'ELU :



-Travées:(1-2) :

$$M_{0I} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.93 \times 3.80^2}{8} = 12.50 \text{ KN.m}$$

-Travée: (2-3) :

$$M_{0II} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.93 \times 3.80^2}{8} = 12.50 \text{ KN.m}$$

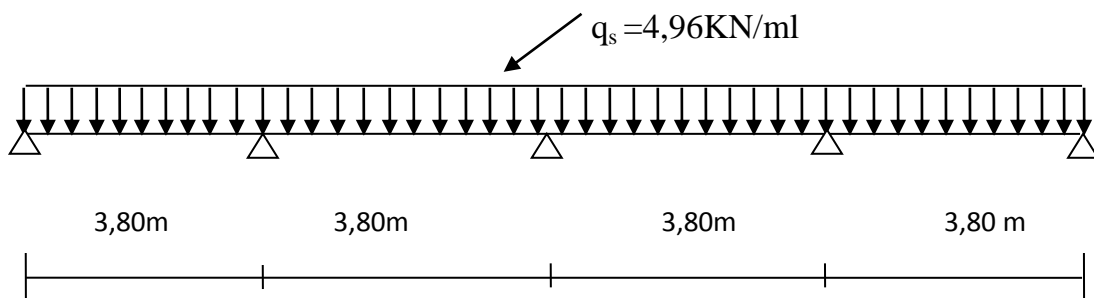
-Travée: (3-4) :

$$M_{0III} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.93 \times 3.80^2}{8} = 12.50 \text{ KN.m}$$

Travée: (4-5) :

$$M_{0IV} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{56.93 \times 3.80^2}{8} = 12.50 \text{ KN.m}$$

➤ **à l'ELS**



Travées:(1-2) :

$$M_{0I} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.80^2}{8} = 8.95 \text{ KN.m}$$

Travée: (2-3):

$$M_{0II} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.80^2}{8} = 8.95 \text{ KN.m}$$

Travée: (3-4):

$$M_{0III} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.80^2}{8} = 8.95 \text{ KN.m}$$

Travée: (4-5) :

$$M_{0IV} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.80^2}{8} = 8.95 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments aux appuis :**

➤ à l'ELU :

$$M_{a1} = 0.3M_{OI} = 0.3 \times 12.50 = 3.28 \text{ KNm.}$$

$$M_{a2} = \max (0.5M_{OI}, 0.5M_{OII}) = 0.5 \times 12.50 = 6.25 \text{ KNm.}$$

$$M_{a3} = \max (0.4M_{OII}, 0.4M_{OIII}) = 0.4 \times 12.50 = 5.00 \text{ KNm.}$$

$$M_{a4} = \max (0.5M_{OIII}, 0.5M_{OIV}) = 0.5 \times 12.50 = 6.25 \text{ KNm.}$$

$$M_{a5} = 0.3M_{OIV} = 0.3 \times 10.95 = 3.28 \text{ KNm.}$$

➤ à l'ELS :

$$M_{a1} = 0.3M_{OI} = 0.3 \times 8.95 = 2.68 \text{ KNm.}$$

$$M_{a2} = \max (0.5M_{OI}, 0.5M_{OII}) = 0.5 \times 8.95 = 4.47 \text{ KNm.}$$

$$M_{a3} = \max (0.4M_{OII}, 0.4M_{OIII}) = 0.4 \times 8.95 = 3.58 \text{ KNm.}$$

$$M_{a4} = \max (0.5M_{OIII}, 0.5M_{OIV}) = 0.5 \times 8.95 = 4.47 \text{ KNm.}$$

$$M_{a5} = 0.3M_{OIV} = 0.3 \times 8.95 = 2.68 \text{ KNm.}$$

• Calcul des moments en travées :

Travées de rive (1-2), (4-5) :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_E}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ Mt \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} Mo \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.3Mo + 0.5Mo}{2} \geq 1.096 Mo \\ Mt \geq 0.648 Mo \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0.696 Mo \\ Mt \geq 0.648 Mo \end{cases}$$

On prend **Mt = 0.7Mo**

Travées intermédiaires:

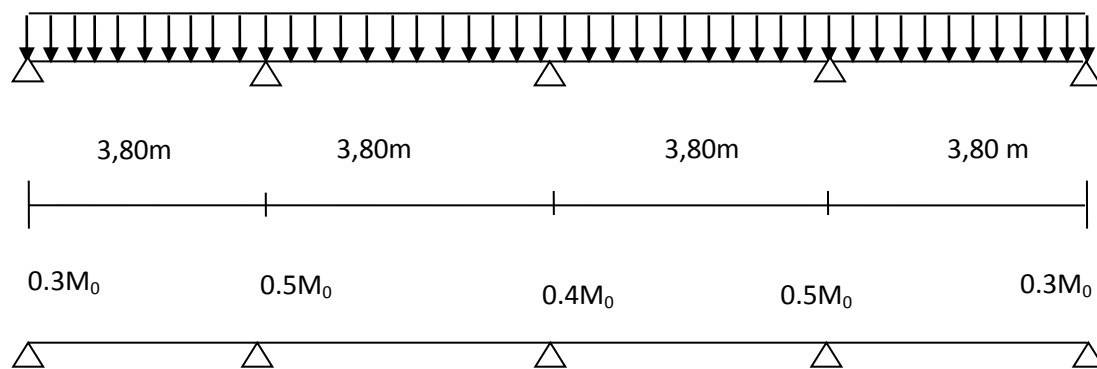
-Travées : (2-3), (3-4) :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_E}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ Mt \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} Mo \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.5M_o + 0.4M_o}{2} \geq 1.096 M_o \\ M_t \geq 0.548 M_o \\ M_t \geq 0.646 M_o \\ M_t \geq 0.548 M_o \end{cases}$$

On prend: **Mt=0.65Mo**

• **Diagramme des moments :**



➤ **à L'ELU :**

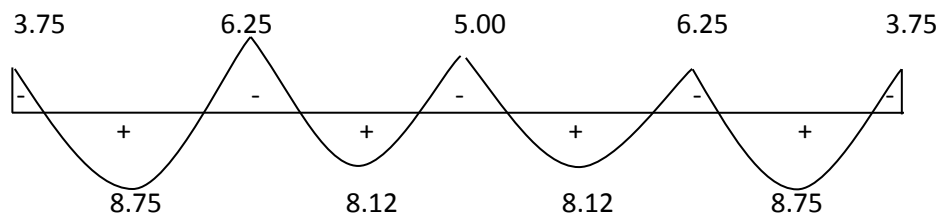


Fig III. 2.7. Diagramme des moments fléchissant

à L'ELS :

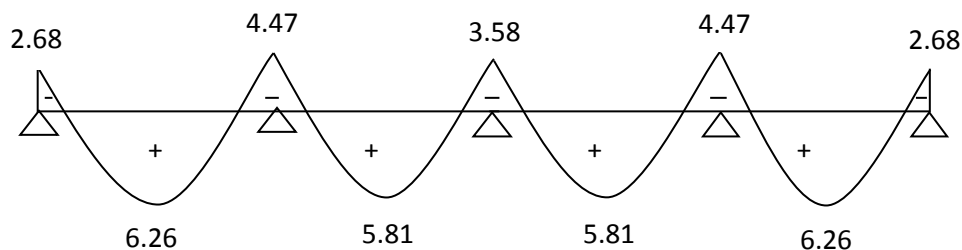


Fig III 2.8. Diagramme des moments fléchissant.

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant est donné par la formule suivante:

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \pm \frac{ql}{2}$$

$$T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{-M_e + M_w}{l}, \quad T_e = \frac{-qu \times l}{2} + \frac{-M_e + M_w}{l}$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de la travée considérée.

➤ à L'ELU : $q_u = 6.93 \text{ KN/ml}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
L (m)	3.80	3.80	3.80	3.80
M_w (KN.m)	3.75	6.25	5.00	6.25
M_e (KN.m)	6.25	5.00	6.25	3.75
T_w (KN)	12.50	13.48	12.83	13.81
T_e (KN)	-13.81	-12.83	-13.48	-12.50

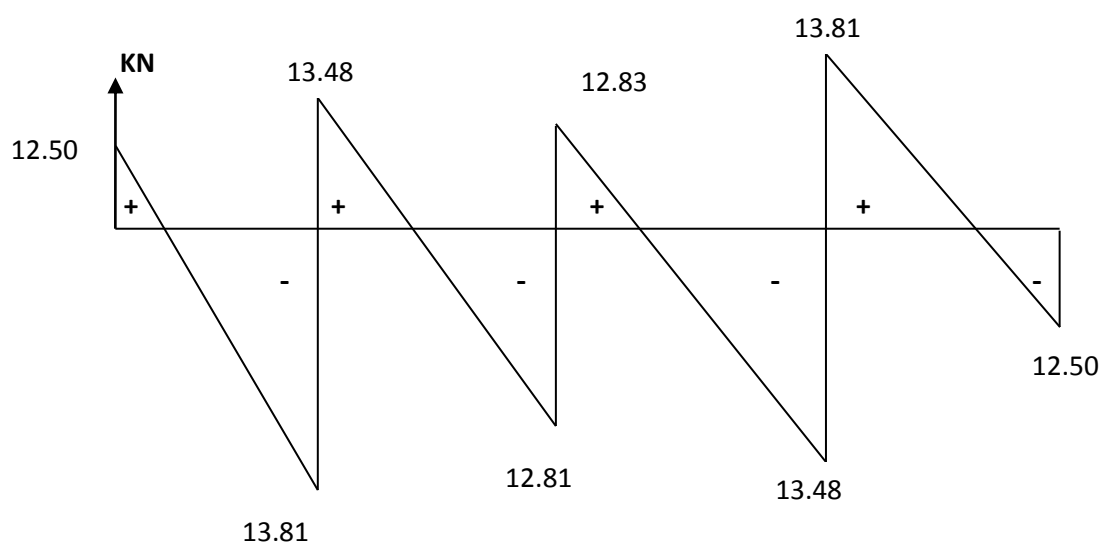


Fig III. 2.9. Diagramme des efforts tranchants. (ELU).

➤ à L'ELS : $q_s = 4.96 \text{ KN/ml}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
L (m)	3.80	3.80	3.80	3.80
M_w (KN.m)	2.68	4.47	3.85	4.47
M_e (KN.m)	4.47	3.58	4.47	2.68
T_w (KN)	8.95	9.65	9.18	9.90
T_e (KN)	-9.90	-9.18	-9.65	-8.95

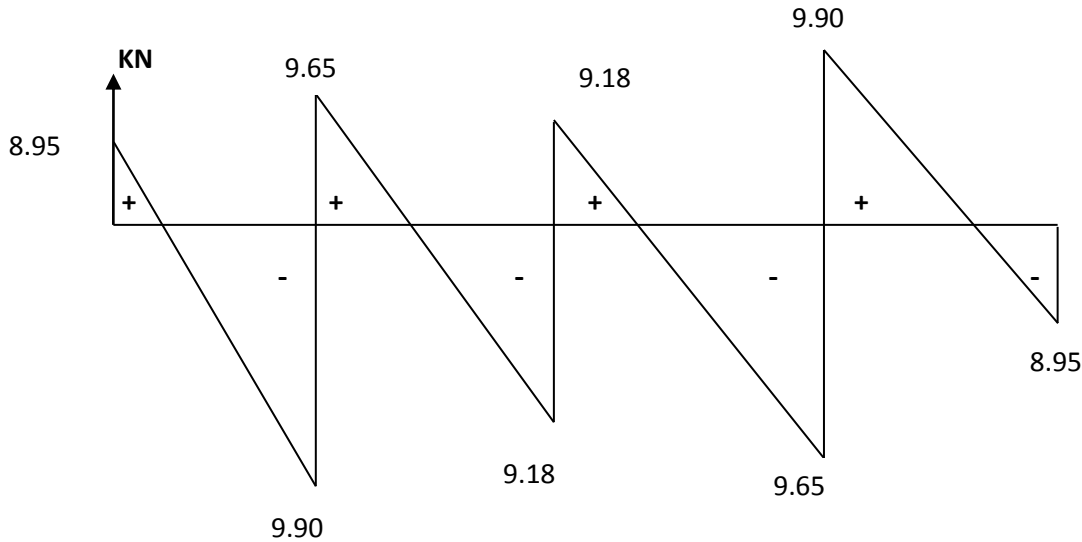


Fig 2.10. Diagramme des efforts tranchants. (ELS)

4. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul des armatures se fera comme section en T de dimensions suivantes :

h : hauteur total de plancher (20cm)

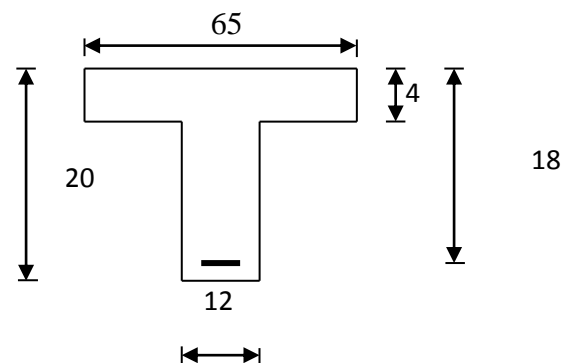
h_0 : Hauteur de la table de compression (4cm)

b : Largeur de la table de compression (65cm)

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm)

d : Hauteur utile (18cm)

c : Enrobage des armatures inférieures (2cm)



a) Calcul des armatures longitudinales des poutrelles :

- En travée : $M_{\max} = 8.75 \text{ KN.m}$

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

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc} \quad \text{avec : } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

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

$M_{t \max} = 8.75 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.75 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.75 \times 10^5}{0.985 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.41 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 \quad A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis : $M^a_{\max} = 6.25 \text{ KN.m}$**

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

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.25 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.11 \Rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.25 \times 10^5}{0.940 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA}12 \quad A_a = 1.14 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :(Art A.7.2.2/BAEL 91) :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant qui est dans notre cas l'appui « E » ou « C ».

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b_o}{10} ; \phi_\ell ; \frac{h}{35} \right) \text{ avec : } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$$b_o = 12 \text{ cm} : \text{Largeur de la section du béton.}$$

$$h = 16 \text{ cm} : \text{Hauteur de la section du béton.}$$

$$\phi_\ell = 1,2 \text{ cm} : \text{Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{12}{10} ; 1,2 ; \frac{20}{35} \right) \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 0,55 \text{ mm}$$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 2 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 2\text{HA8} \quad A_t = 1.01\text{cm}^2$$

L'espace entre les cadres est comme suit : Selon le BAEL91

$$S_t \leq \min \left(0,9d ; 40 \text{ cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_o} \right) \Leftrightarrow S_t \leq \min (16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 84,16 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{1,01 \times 400}{12 \times 15} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad 2,24 > 0,4 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

5. Les vérifications à l'ELU :

5.1. Condition de non fragilité : (BAEL91, A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23 b_o d \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **En travée :** $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

5.2. Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33, 5) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Avec: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$

➤ **Appuis de rive :**

$$T_u = 12,50 \text{ KN. } \tau_u = \frac{T_u}{b_o d} = \frac{12,50 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57 \text{ MPa} < 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$T_u = 13,81 \text{ KN. } \tau_u = \frac{T_u}{b_o d} = \frac{13,81 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,64 \text{ MPa} < 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis : (BAEL91/Art5.1.313)

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad \text{Avec: } a \leq 0,9d.$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \times 10^3 = 129.6 \text{ KN}.$$

➤ **Appuis de rive :**

$$T_{\max} = 12.50 \leq 129.6 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 13.81 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL 91 A5.1.321).

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

➤ **Appuis intermédiaires:**

$$V_u = T_{\max} = 13.81 \text{ KN} ; M_u = 6.25 \text{ KN.m}$$

$$A \geq \frac{1.15}{400} \left(13.81 \times 10^3 + \frac{6.25 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.14 < 1.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis de rive:**

$$V_u = T_{\max} = 12.50 \text{ KN} ; M_u = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$A \geq \frac{1.15}{400} \left(12.50 \times 10^3 + \frac{3.75 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.14 > 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.5. Vérification de l'adhérence au niveau des appuis : (BAEL91Art A.6.1.21)

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

$$\bar{\sigma}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\left. \begin{array}{l} \psi_s = 1.5 \dots HA \\ \psi_s = 1.0 \dots RL \end{array} \right\}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{se} = \frac{T}{0.9d \sum u_i}$$

T : effort tranchant max T=13.81KN.

$\sum u_i$: Périmètre utile des barres.

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

n : nombre de barre, ϕ : diamètre d'une barre

$$\sum u_i = n\phi.\pi = 1 \times 1.2 \times 3.14 = 3.768 \text{ cm}$$

$$\sigma_{se} = \frac{13.81 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} = 2.26 < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6 : Vérification à l'ELS :

6.1. Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

$$.K_1 \text{ et } \beta_1 : \text{sont en fonction de } \rho_1 = \frac{100.A}{b_0.d}$$

✓ Contrainte dans l'acier : (σ_s)

• En travée :

$$M_t^{\max} = 6.26 \text{ KN.m}, A_t = 2.36 \text{ cm}^2; d = 18 \text{ cm}; b_0 = 65 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho_1 = 0.865 \rightarrow \beta_1 = 0.945 \text{ et } K_1 = 75.91$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{6.26 \times 10^3}{0.945 \times 18 \times 2.36} = 155.94 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4.47 \text{ KN.m}, A_a = 1.14 \text{ cm}^2; d = 18 \text{ cm}; b_0 = 65 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.14}{12 \times 18} = 0.527$$

$$\rho_1 = 0.527 \rightarrow \beta = 0.891 \text{ et } K_1 = 30.87$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times A_a} = \frac{4.47 \times 10^3}{0.891 \times 18 \times 1.14} = 244.48 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte de compression dans le béton : (σ_{bc})

La fissuration est peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivant :

- **En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{155.94}{75.91} = 2.05MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{244.48}{30.87} = 7.91MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les vérifications étant satisfaites, les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

6.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

6.3. Etat limite de déformation : (BAEL 91ART B.68.4.24)

D'après les règles du BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant ne pas justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} ; \quad \frac{A}{b_0d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

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

L : portée de la plus longue travée dans le sens considéré ($L = 3.80 m$)

M_0 : moment isostatique de la travée considérée

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section

A_t : section d'armature adoptée en travée.

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 > \frac{1}{22,5} = 0,0444 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 > \frac{6.25}{15 \times 8.95} = 0.045 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
3. $\frac{A_t}{b_0d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{18 \times 12} = 0.010 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$

→ La flèche n'est pas vérifiée

• *Calcul de la flèche :*

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

E_v : Module de déformation différée. $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,88 \text{ MPa}$

Position de centre de gravité :

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d \\ &= \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \\ S_{xx'} &= 3461.20 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + b h_0 + n A_t = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.40 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} v_1 &= \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3461.20}{487.40} = 7.10 \text{ cm} \\ v_2 &= h - v_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.90^3) + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 \times (12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.05 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\lambda = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{65}) \times 0.010} = 1.64$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.26 \times 10^6}{0.982 \times 180 \times 236} = 150,06 \text{ MPa}$$

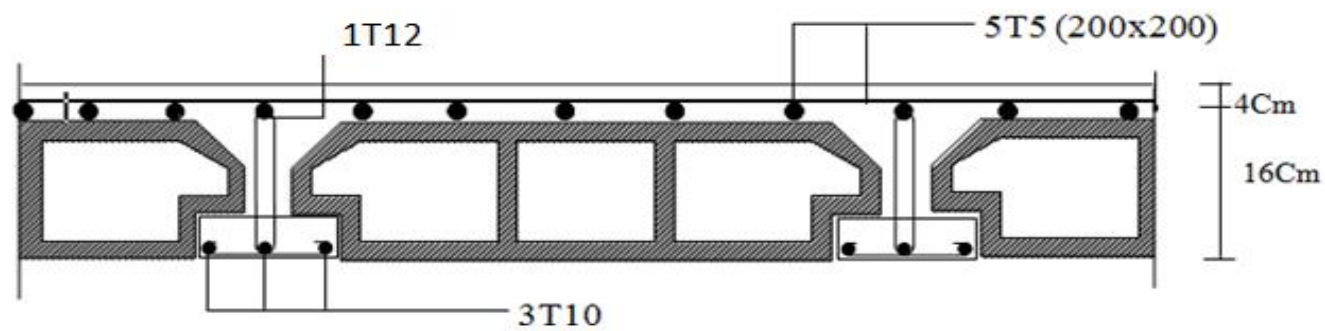
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010 \times 150.06 + 2.1}; 0 \right\} = 0.45$$

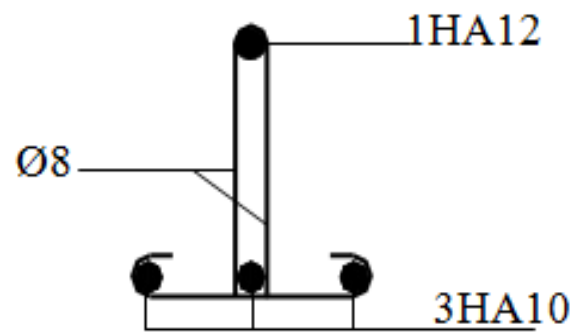
$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda} = \frac{1.1 \times 20021.05}{1 + 0.45 \times 1.64} = 12671.55 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6.26 \times 10^6 \times 380^2}{10 \times 10818.87 \times 10^2 \times 12671.55} = 6.59 \text{ mm}$$

$$f = 6.59 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée}$$



FigIII 2.11: Plan de ferrailage du plancher



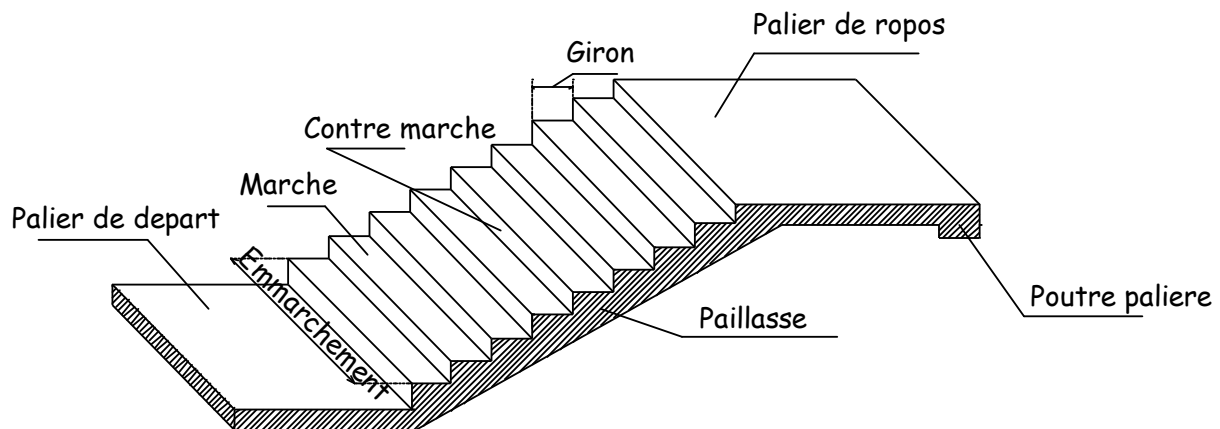
FigIII. 2.12: Ferrailage de la poutrelle

III-3) Calcul des escaliers :**1) Définition :**

L'escalier est un ouvrage qui permet de monter d'un niveau à un autre de construction à pied, dans des conditions les plus faciles que possible.

2) Terminologie :

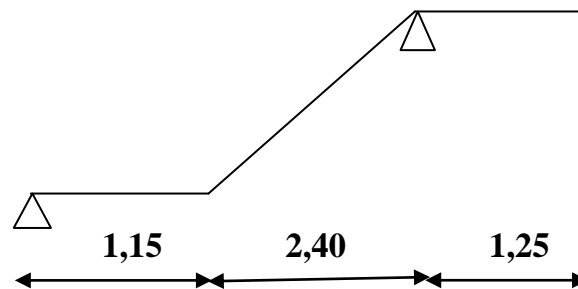
Les principaux termes utiles sont illustrés sur la Fig.



- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.....
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de palier de repos.
- **La ligne défoulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

➤ *Notations utilisées :*

- g : largeur de la marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.
- l : portée de la paillasse.
- l_i : longueur de la paillasse projetée.



figIII-3.1 : Schéma statique d'escalier

3) Pré dimensionnement :

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

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

1. Nombre de marche et contre marche :

n : nombre de contre marche pour une volée.

$m = n - 1$: nombre de marche pour une volée.

$$\begin{cases} H = n \cdot h \\ L = (n - 1) \cdot g \\ 2h + g = 64 \end{cases}$$

On suppose la hauteur des contres marches $h = 18\text{cm}$.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{18} = 8,5 \quad \text{soit : } n = 9. \quad m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

Conclusion :

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

$$\begin{cases} n = 9 \\ m = 8 \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

2. La largeur des marches :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \Rightarrow g = 64 - 2h = 64 - 34 = 30 \text{ cm.}$$

3. Epaisseur de la paillasse et du palier :

$$L = g (n - 1) = 30 (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = H / L = 153 / 240 = 0,638 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

Prenant compte des recommandations du BAEL91, la paillasse prendra une épaisseur d'une dalle pleine, qui est prise entre $L_0 / 30 \leq e_p \leq L_0 / 20$, avec L_0 longueur totale entre appuis qui vaudra ;

$$L_0 = L_1 + (L_2 / \cos \alpha) = 115 + (240 / \cos 32,5) = 399,6 \text{ cm, } \alpha \text{ est l'angle qui définit l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale}$$

On aura donc une épaisseur comprise entre $399,6 / 30 \leq e_p \leq 399,6 / 20$; et

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

4) Détermination des charges et surcharges :**1. La paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $25 \times \frac{0,15}{\cos 32,5^\circ} \times 1,00 = 4,44 \text{ KN / ml.}$

- Poids propre de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1,00 = 2,125 \text{ KN / ml.}$

- Poids des revêtements :

- * carrelage : $20 \times 0,02 \times 1,00 = 0,40 \text{ KN / ml.}$

- * mortier de pose : $22 \times 0,02 \times 1,00 = 0,44 \text{ KN / ml.}$

- * couche de sable : $18 \times 0,02 \times 1,00 = 0,36 \text{ KN / ml.}$

- * enduit ciment : $18 \times 0,02 \times 1,00 = 0,36 \text{ KN / ml.}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8,125 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2,50 \text{ KN/ml}$$

2. Le palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0,15 \times 1,00 = 3,75 \text{ KN / ml.}$

- Poids des revêtements :

- * carrelage : $20 \times 0,02 \times 1,00 = 0,40 \text{ KN / ml.}$

- * mortier de pose : $22 \times 0,02 \times 1,00 = 0,44 \text{ KN / ml.}$

- * couche de sable : $18 \times 0,02 \times 1,00 = 0,36 \text{ KN / ml.}$

- * enduit ciment : $18 \times 0,02 \times 1,00 = 0,36 \text{ KN / ml.}$

$$G_{\text{palier}} = 5,31 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2,50 \text{ KN/ml.}$$

5) Combinaison de charges :

1. à l'ELU :

La paillasse : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,125 + 1,5 \times 2,5 = 14,71 \text{ KN/ml}$.

Le palier : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5 = 10,91 \text{ KN/ml}$.

La charge concentrée : $q_u = 1,35 \times 2,76 \times \left(\frac{3,06}{2} - 0,20\right) = 4,95 \text{ KN}$.

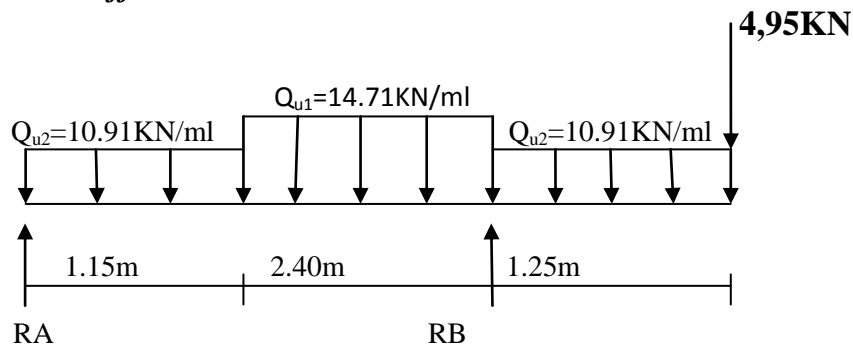
2. à l'ELS :

La paillasse : $q_s = G + Q = 8,125 + 2,5 = 10,62 \text{ KN/ml}$.

Le palier : $q_s = G + Q = 5,31 + 2,5 = 7,81 \text{ KN/ml}$.

La charge concentrée : $q_s = 2,76 \times \left(\frac{3,06}{2} - 0,20\right) = 3,67 \text{ KN}$.

6) Calcul des efforts internes à l'ELU :



figIII-3.2 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,91 \times 1,15 + 14,71 \times 2,40 + 10,91 \times 1,25 + 4,95 = 66,43 \text{ KN}.$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 10,91 \times 1,15 \times 0,575 + 14,71 \times 2,4 \times 2,35 - R_B \times 3,50 + 10,91 \times 1,25 \times 4,175 + 4,95 \times 4,80$$

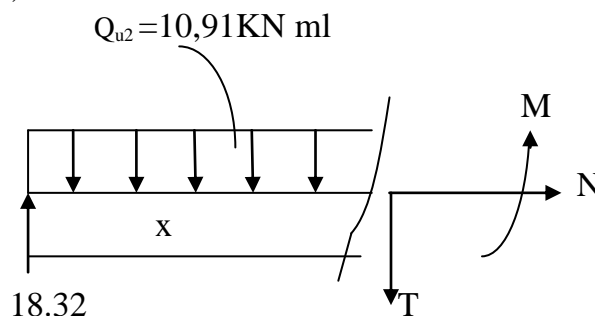
$$\Rightarrow R_B = 48,11 \text{ KN}.$$

$$\Rightarrow R_A = 18,32 \text{ KN}.$$

6.1. Calcul des réactions d'appuis :

6.2. Calcul des efforts internes :

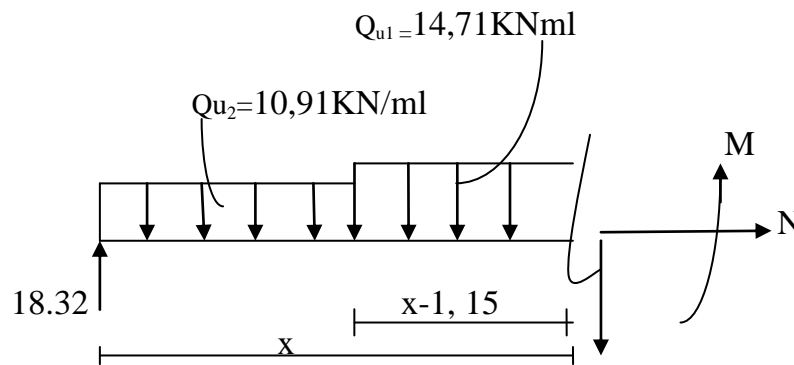
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,15 \text{ m}$:



$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = -10,91x + 18,32 \Rightarrow \begin{cases} x = 0m \rightarrow T_y = 18,32 KN. \\ x = 1,15m \rightarrow T_y = 5,77 KN. \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -5,45x^2 + 18,32x \Rightarrow \begin{cases} x = 0m \rightarrow M_z = 0 KN.m \\ x = 1,15m \rightarrow M_z = 13,86 KN.m. \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1,15 \leq x \leq 3,55m$:

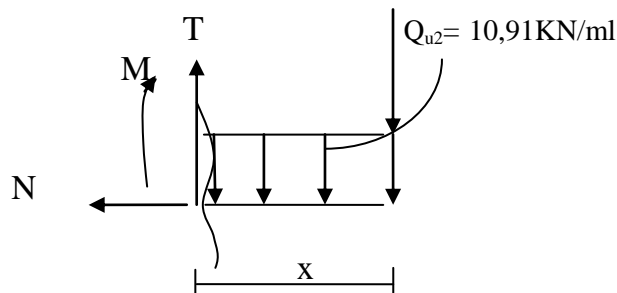


$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = -14,71(x - 1,15) - 10,91 \times 1,15 + 18,32 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,15m \rightarrow T_y = 5,77 KN. \\ x = 3,55m \rightarrow T_y = -29,53 KN. \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -7,36x^2 + 22,71x - 2,52 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,15m \rightarrow M_z = 13,68 KN.m \\ x = 3,55m \rightarrow M_z = -14,65 KN.m \end{cases}$$

3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,25m$:

4,95KN



$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = 10,91x + 4,95 \Rightarrow \begin{cases} x = 0m \rightarrow T_y = 4,95 KN. \\ x = 1,25m \rightarrow T_y = 18,04 KN. \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -5,45x^2 - 4,95x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 KN.m \\ x = 1,25m \rightarrow M = -13,65 KN.m \end{cases}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -14,71x + 22,69 = 0 \Rightarrow x = 1,50m.$$

$$M_z(1,50) = 15,00 KN.m$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,50m$.

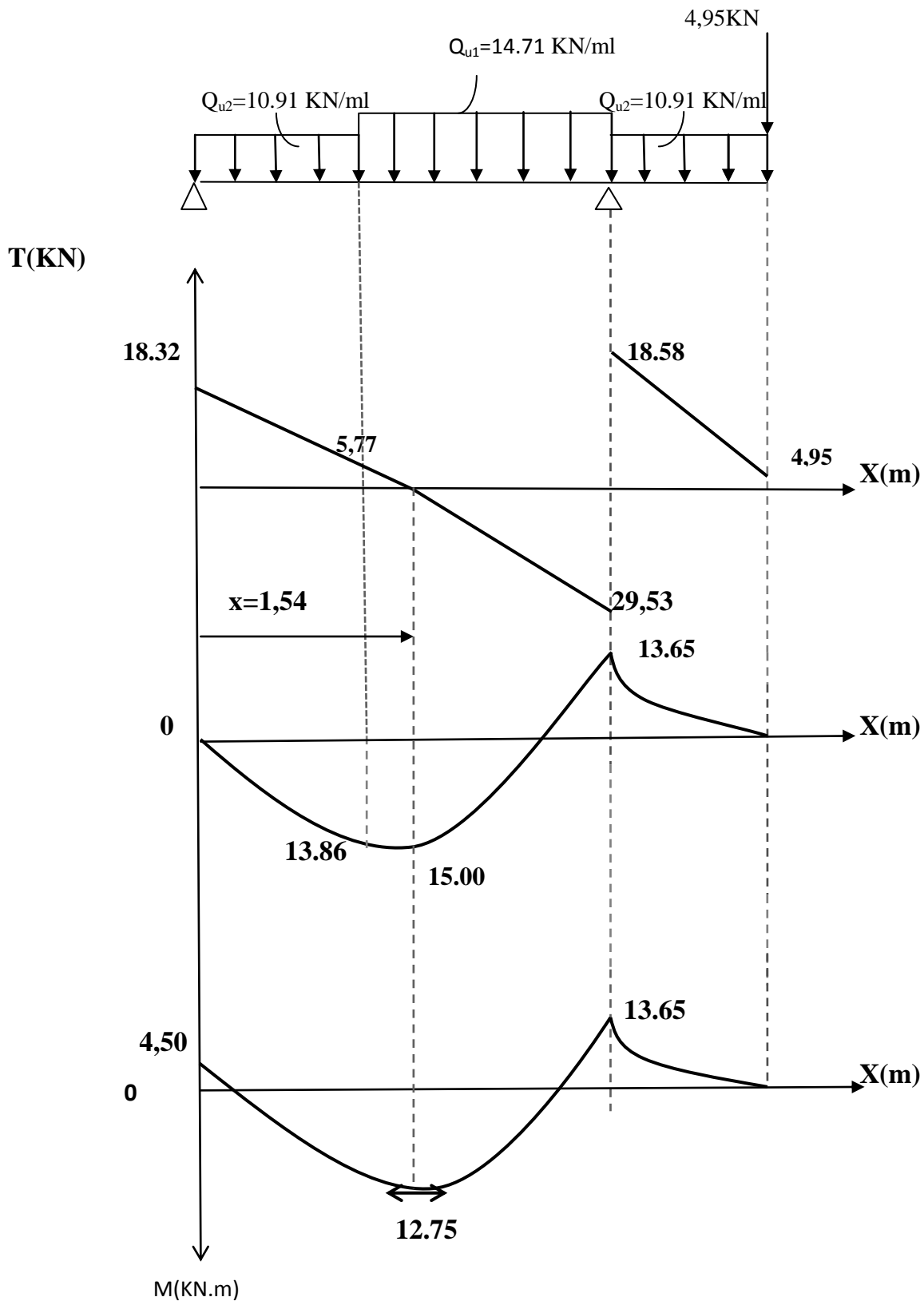
Alors :

$$M_z^{MAX} = 15,00 KN.m$$

Remarque : En tenant compte de semi-encastrement de la poutre, on aura les valeurs suivantes :

Aux appuis : $M_u^{app} = -0,3 \times 15,00 = -4,50 \text{ KN.m}$

En travée : $M_u^{trv} = 0,85 \times 15,00 = 12,75 \text{ KN.m}$



figIII-3.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

6.3. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire avec : $b=100$ cm ; $h=15$ cm ; $d=13$ cm et $c=2$ cm.

1. Aux appuis :

- Armatures principales :**

$M_{ua} = -4,50 \text{ KN.m} \Rightarrow$ les fibres supérieures qui sont tendues.

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,50 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991.$$

$$A_p = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,50 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

soit : $A_p = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

émmarchement : 120 cm ,

$$A_p = 1,2 \times 1,00 = 1,20 \text{ cm}^2$$

soit : $A_p = 5\text{HA}10 = 3,90 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 23cm.

- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{1}{4} = 0,25 \text{ cm}^2$$

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

2. En travées :

- Armatures principales :**

$M_{ut} = 12,75 \text{ KN.m} \Rightarrow$ les fibres inférieures qui sont tendues.

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12,75 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_p = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,75 \times 10^3}{0,973 \times 13 \times 348} = 2,89 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

- Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{2,89}{4} = 0,72 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

6.4. Vérification à l'ELU :**1. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL91 modifiée 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd } \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL91 modifiée 99) :• **Armatures principales :**

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5. Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifiée 99):

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right).$$

$$\tau_u = \frac{29,53 \times 10}{100 \times 13} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.6. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 211 BAEL91 modifiée 99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}. \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 1,00 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,10 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,98 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6.7. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1, 321 BAEL 91 modifiée 99) :

• Influence sur les aciers

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e}.$$

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : Moment fléchissant au droit de l'appui.

a : La longueur d'appui. , avec : $a = 0,9d$.

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left[29,53 - \frac{4,50 \times 100}{0,9 \times 13} \right] = -0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > -0,25 \text{ cm}^2. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que } V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 29,53 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 13 \times 100}{1,5} = 780 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6.8. calcul de longueur d'ancrage (Art A.6.1,23 BAEL91 modifiée 99) :

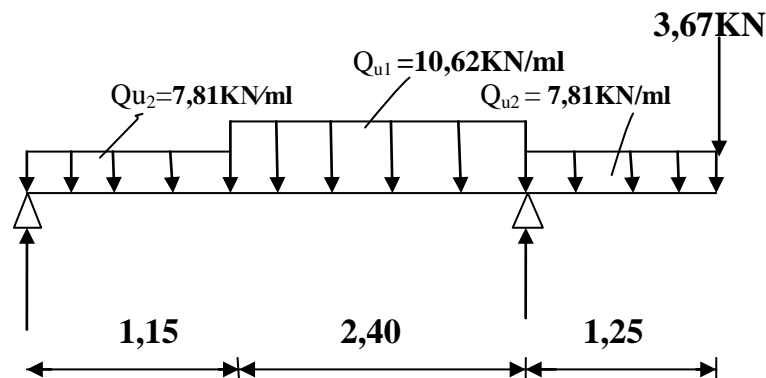
$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} \begin{cases} \phi = 0,8 \text{ cm} \rightarrow l_s = 28,22 \text{ cm.} \\ \phi = 1,0 \text{ cm} \rightarrow l_s = 35,27 \text{ cm.} \\ \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$l_a = 0,4 \times l_s \text{ (Art A.6.1,253 BAEL91 modifiée 99).}$$

$$\begin{cases} \Phi = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 11,29 \text{ cm.} \\ \Phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 14,10 \text{ cm.} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 16,93 \text{ cm.} \end{cases}$$

7) Calcul des efforts internes à l'ELS :



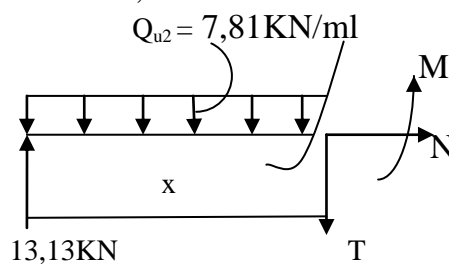
figIII-3. 4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

7.1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 47,90 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M/A = 0 &\Rightarrow 7,81(1,15)(0,575) + 10,62(2,40)(2,35) - R_B(3,55) + 7,81(1,25)(4,175) + 3,67 \times 4,80 \\ &\Rightarrow R_B = 34,77 \text{ kN} \\ &\Rightarrow R_A = 13,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

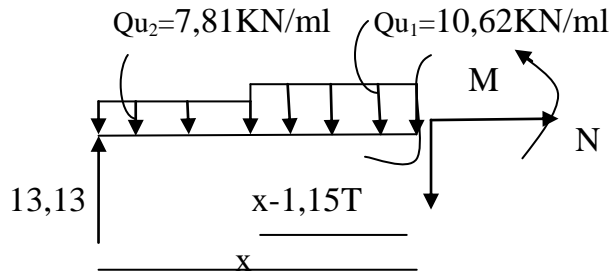
7.2. Calcul des efforts internes

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,15 \text{ m}$:

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = -7,81x + 13,13 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 13,13 \text{ kN} \\ x = 1,15 \text{ m} \rightarrow T_y = 4,14 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -3,90x^2 + 13,13x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1,15 \text{ m} \rightarrow M_z = 9,94 \text{ kN.m} \end{cases}$$

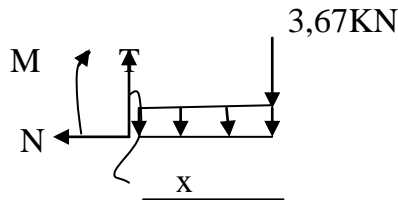
2^{ème} tronçon : $1,15 \leq x \leq 3,55 \text{ m}$:



$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T_y = -10,62x + 16,36 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,15 \text{ m} \rightarrow T_y = 4,14 \text{ kN} \\ x = 3,55 \text{ m} \rightarrow T_y = -21,34 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -5,31x^2 + 16,36x - 1,86 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,15 \text{ m} \rightarrow M_z = 9,94 \text{ kN.m} \\ x = 3,55 \text{ m} \rightarrow M_z = -10,70 \text{ kN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$:



$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T_y = 7,81x + 3,67 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 3,67 \text{ kN} \\ x = 1,25 \text{ m} \rightarrow T_y = 13,43 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -3,90x^2 - 3,67x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1,25 \text{ m} \rightarrow M_z = -10,70 \text{ kN.m} \end{cases}$$

7.3. Calcul de M_{\max} :

$$T_y = 0 \Rightarrow -10,62x + 16,36 = 0 \rightarrow x = 1,54 \text{ m}$$

$$M_z(1,54) = 10,74 \text{ kN.m}$$

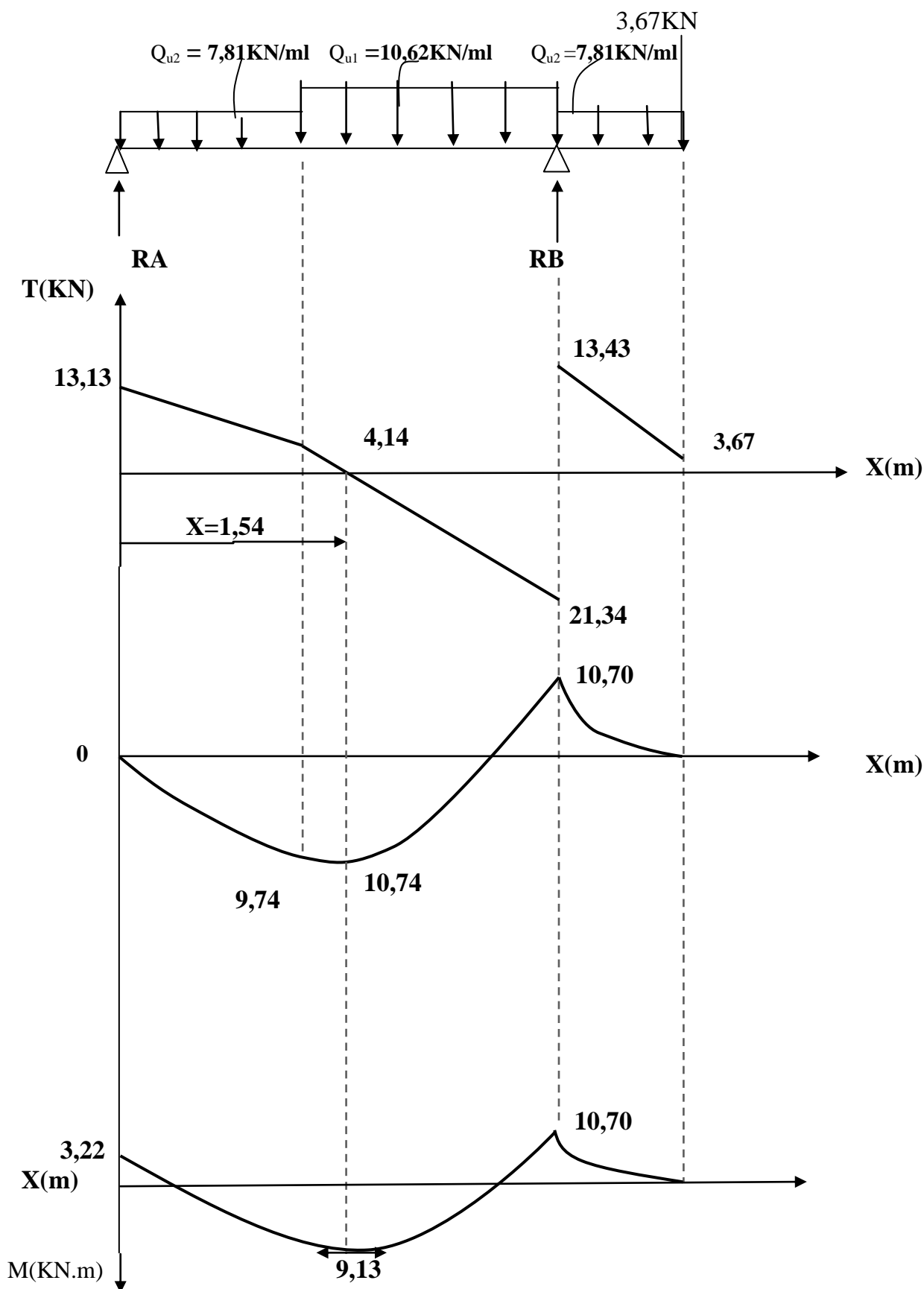
Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,54 \text{ m}$.

$$M_z^{MAX} = 10,74 \text{ kN.m}$$

Remarque : En tenant compte de semi-encastrement de la poutre, on aura les valeurs suivantes

$$\text{Aux appuis : } M_u^{app} = -0,3 \times M_z^{MAX} = -3,22 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^{trv} = 0,85 \times M_z^{MAX} = 9,13 \text{ kN.m}$$



figIII-3. 5. Diagramme des efforts internes à l'ELS

7.4.) Vérification à l'ELS :**1. Vérification des contraintes :****• En travées :**

$M_{ts}=9,13\text{KN/ml}$ et $A_t= 4,52\text{cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \rightarrow K_1 = 39,65 \rightarrow \beta_1 = 0,909.$$

a. La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{9,13 \times 10^3}{0,909 \times 13 \times 4,52} = 170,93\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 170,93\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{39,65} \times 170,93 = 4,31\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 4,31\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$M_{as}=3,22\text{KN.m}$ et $A_a= 3,14\text{cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \rightarrow K_1 = 48,29 \rightarrow \beta_1 = 0,921.$$

a. La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,22 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 89,64\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 89,64\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{48,29} \times 89,64 = 1,85\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1,77\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche (Art B.5,2 BAEL modifiée 99) :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{355} = 0,042 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9,13}{10 \times 10,74} = 0,085 \quad \text{..... condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{5q_{\max} \times l^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,55}{500} = 0,0071m.$$

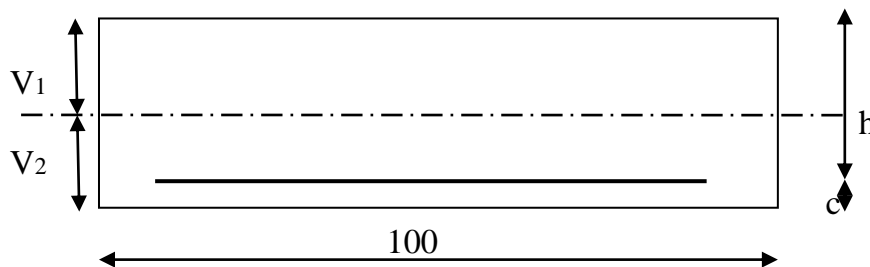
$$q_{\max} = \max(q_{paillasse}, q_{palier}) = 10,62 \text{ KN / ml}.$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie de la section de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

E_v : module de déformation différé

• Calcul de centre de gravité :



$$h = V_1 + V_2 ; V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ avec :}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

B_0 : surface de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 13^2}{2} + (15 \times 4,52 \times 13) = 9331,4 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 4,52) = 1567,8 \text{ cm}^2.$$

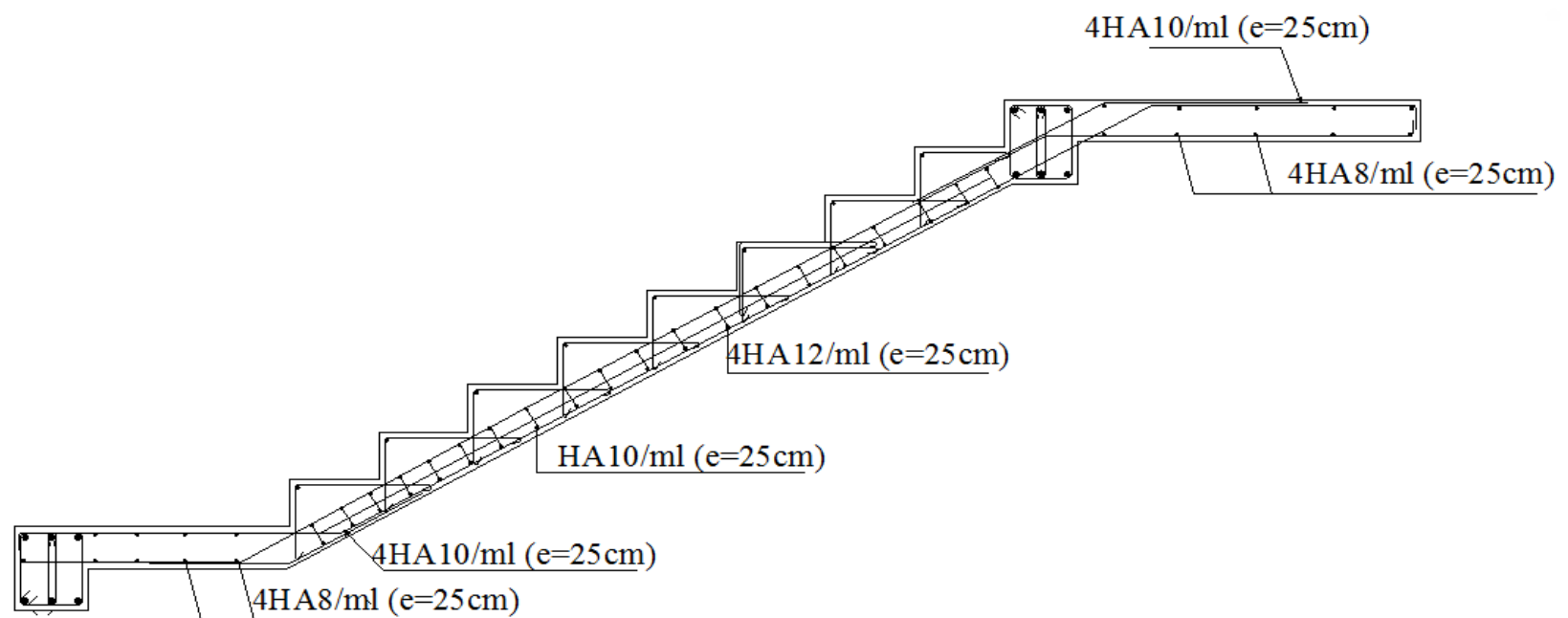
$$V_1 = \frac{9331,4}{1567,8} = 5,95 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 9,05 \text{ cm}.$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (5,95^3 + 9,05^3) + 15 \times 4,52 \times (9,05 - 2)^2 = 35098,58 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 10,62 \times (3,55)^4}{384 \times 10818,865 \times 10^3 \times 35098,58 \times 10^{-8}} = 0,0061 \text{ m}$$

$$f = 0,0061 < \bar{f} = 0,0071 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion: Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



FigIII.3.6:Ferrailage des escaliers .

8) Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction de la paillasse. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2,35m. (Entre nus d'appuis). Le calcul se fera en flexion simple.

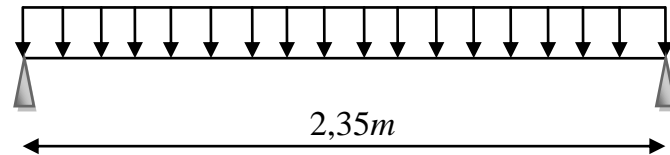


Fig.III.3.6. : Schéma statique de la poutre palière.

a) pré dimensionnement :

Le RPA99 version 2003 exige les conditions suivantes (Art : 7.5.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm.} \\ b \geq 20 \text{ cm.} \\ h_t/b \leq 4. \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right.$$

1. La hauteur:

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } l = 2,35\text{m}$$

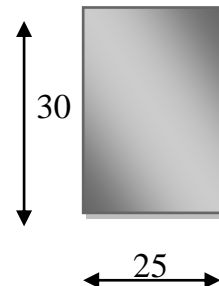
$$\frac{235}{15} \leq h \leq \frac{235}{10} \Rightarrow 15,67\text{cm} \leq h \leq 23,50\text{cm} \rightarrow \text{Soit } h = 30\text{cm.}$$

2. La largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \rightarrow \text{Soit } b = 25\text{cm.}$$

• Verification:

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**b) Détermination des charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutre : $25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml.}$
- Action du palier à l'ELU : $R_u = 48,11 \text{ KN/ml.}$
- Action du palier à l'ELS : $R_s = 34,77 \text{ KN/ml.}$
- La réaction va créer une charge uniformément répartie Q_R
à l'ELU $Q_R = 48,11 \text{ KN/ml}$
à l'ELS $Q_R = 34,77 \text{ KN/ml}$

c) *Combinaison de charge :*

➤ **A l'ELU:** $q_u = 1,35 \times 1,875 + 48,11 = 50,76 \text{ KN/ml}$

➤ **A l'ELS:** $q_s = 1,875 + 34,77 = 36,64 \text{ KN/ml}$.

d) *Calcul des efforts internes à l'ELU :*1. *Calcul des réactions d'appuis :*

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{50,76 \times 2,35}{2} = 59,64 \text{ KN}.$$

$$R_A = R_B = 59,64 \text{ KN}.$$

2. *Calcul des efforts tranchants :*

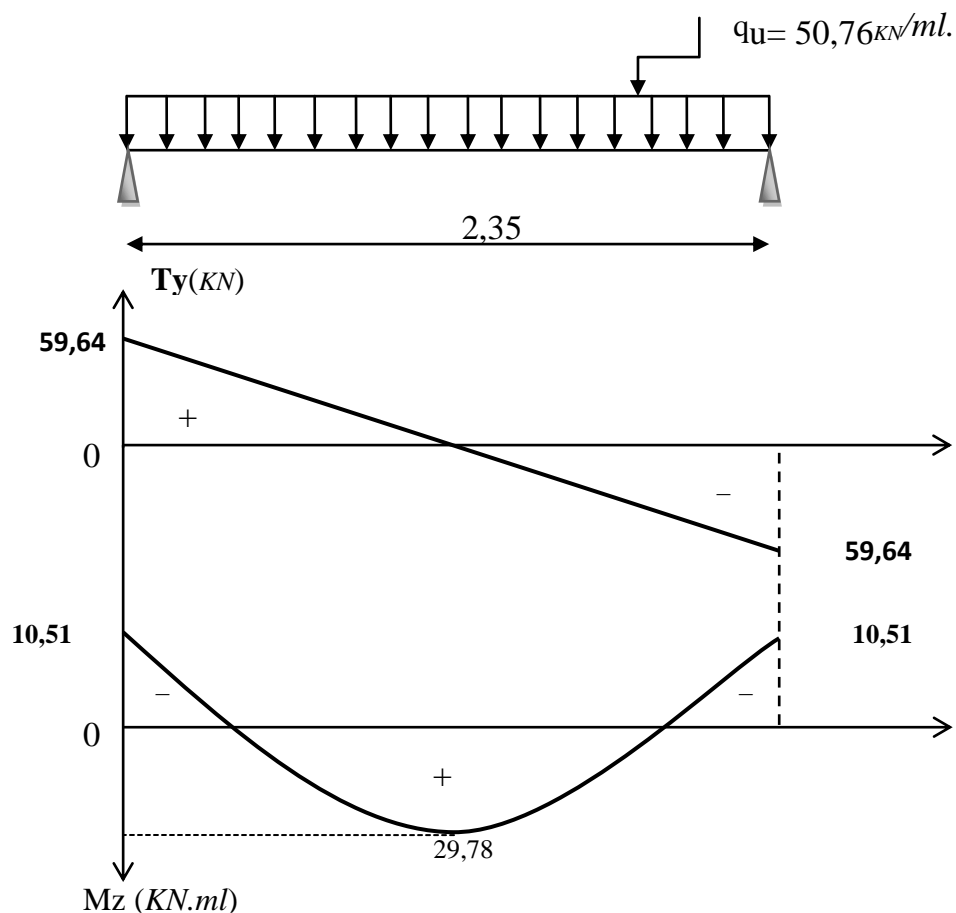
$$T_{\max} = |R_A| = |R_B| = 59,64 \text{ KN}.$$

3. *Calcul des moments fléchissant :*

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 35,04 \text{ KN.m}$.

En tenant compte du semi-encastrement :

- Moment sur appui : $M_a = -0,3M_0 = -10,51 \text{ KN.ml}$.
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 29,78 \text{ KN.ml}$



FigIII.3.7 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

4. Calcul des armatures :

- Les armatures longitudinales :**

1. En travée :

$$M_t = 32,40 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,78 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,106 \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,78 \times 10^3}{0,944 \times 28 \times 348} = 3,23 \text{ cm}^2.$$

On adopte; $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

2. Aux appuis :

$$M_a = 10,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,51 \times 10^3}{0,981 \times 28 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2.$$

On adopte; $A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

- Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10} \right\} = \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = 8,57 \text{ mm}.$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$. soit $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul des espacements (Art A.5.1,23 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (25,2; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}.$$

Soit ; $S_t = 20 \text{ cm}$.

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.} \quad (\text{Art A.5.1,23 BAEL 91 modifiée 99})$$

$$\frac{3,39 \times 400}{25 \times 20} = 2,71 > 0,4 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des espacements selon RPA99 version 2003(Art 7.5.2.2) :**

- **Dans la zone nodale :**

-

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(7,5; 14,4) = 7,5 \text{ cm.}$$

Soit ; $S_t = 7,5 \text{ cm.}$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.} \quad \text{Soit ; } S_t = 15 \text{ cm.}$$

5. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A \geq A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Aux – appuis

$0,84 < 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travées

$0,84 < 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition – vérifiée

2. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 211BAEL91modifié 99) :

$$\text{Fissuration peu nuisible, donc : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{59,64 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,321 BAEL 91 modifié 99) :

• **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)}{f_e} = \frac{1,15 \times \left(59,64 \times 10^3 - \frac{10,51 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right)}{400} = 51,55 \text{ mm}^2 = 0,515 \text{ cm}^2$$

$0,561 < 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

• **Influence sur le béton (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifié 99):**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 28 \times 25}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 51,64 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifié 99) :

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

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times 1,00 = 9,42 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{51,64 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,17 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e. Calcul des efforts internes à l'ELS :

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{36,64 \times 2,35}{2} = 43,05 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 43,05 \text{ KN.}$$

2. Calcul des efforts tranchants :

$$T_{\max} = |R_A| = |R_B| = 43,05 \text{ KN.}$$

3. Calcul des moments fléchissant :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{36,64 \times 2,35^2}{8} = 25,29 \text{ KN.m.}$

En tenant compte du semi-encastrement :

- Moment sur appui : $M_a = -0,3M_0 = -7,58 \text{ KN.ml.}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 21,49 \text{ KN.ml.}$

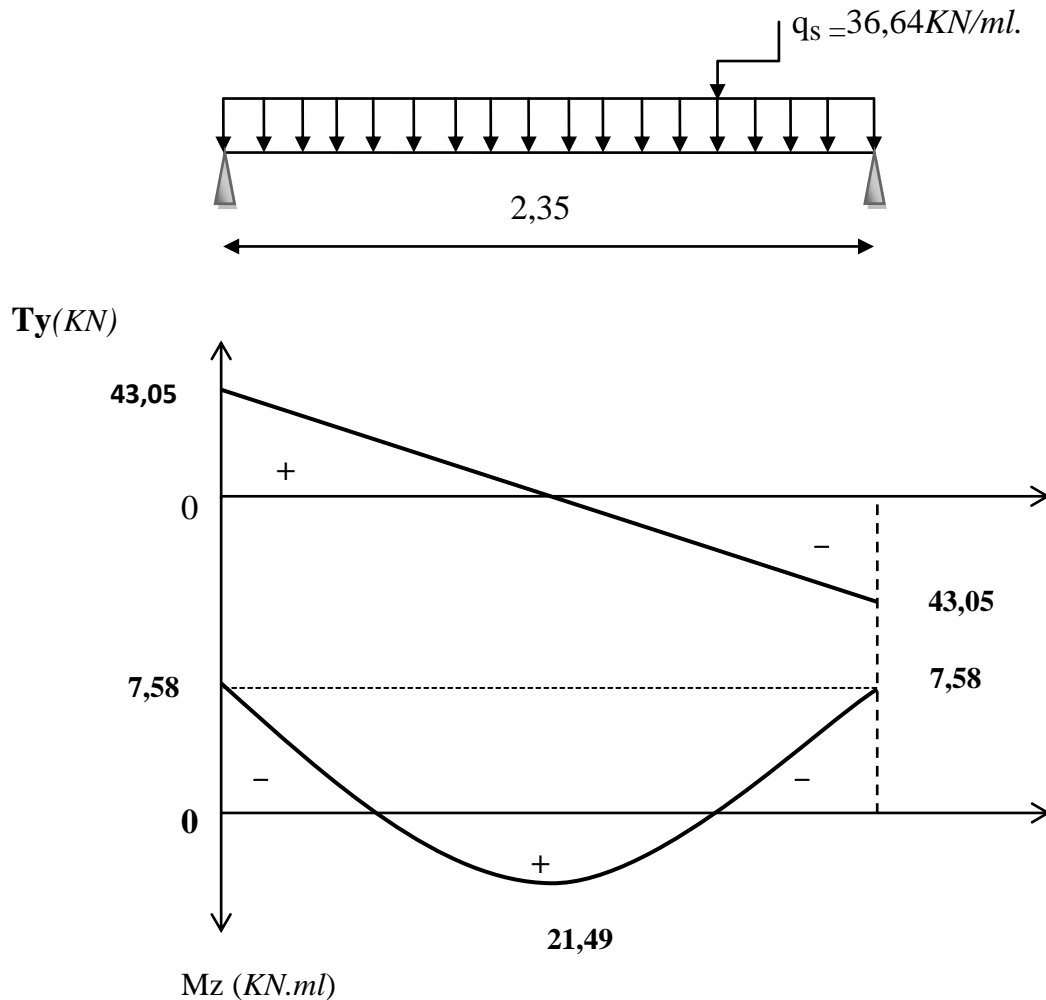


Fig.III.3.8. : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

4. Vérification à l'ELS :

1. vérification des contraintes à l'ELS :

a. En travée :

$M_{ts} = 21,49 \text{ KN.m}$ et $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483 \Rightarrow K_1 = 32,62 \Rightarrow \beta_1 = 0,895.$$

• Dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21,49 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 252,96 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 252,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{32,62} \times 252,96 = 7,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

- b. En appuis :**

$$M_{as} = 7,58 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow K_1 = 32,62 \Rightarrow \beta_1 = 0,895.$$

- **Dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7,58 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 89,22 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 89,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{32,62} \times 89,22 = 2,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifié 99)

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

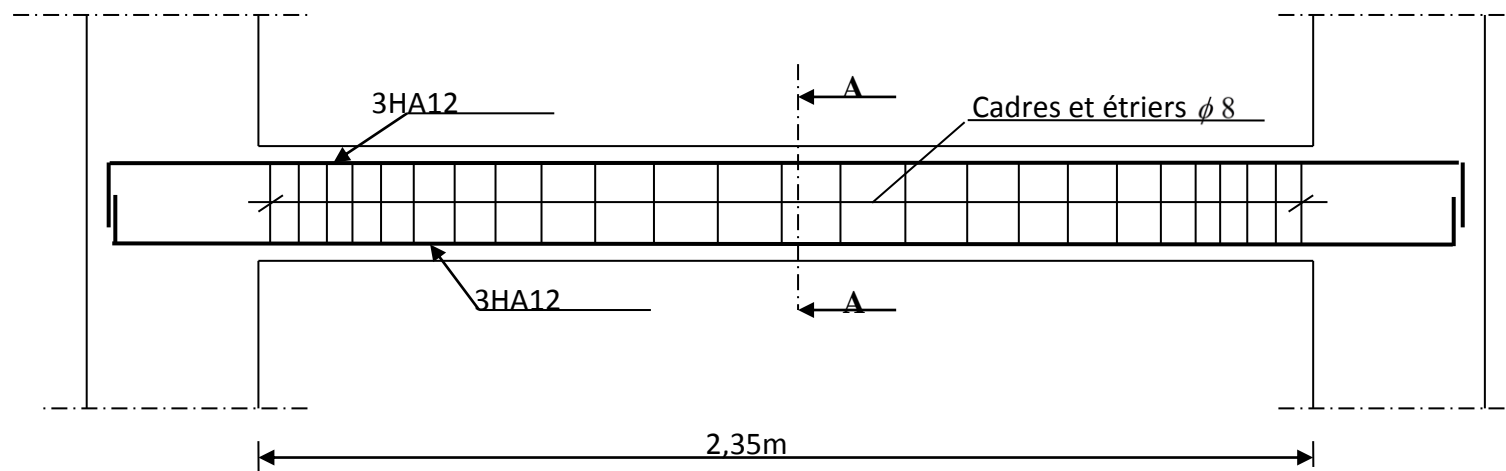
$$\frac{h}{l} = \frac{30}{235} = 0,10 > \frac{21,41}{10 \times 25,22} = 0,084 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,12 > 0,062 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

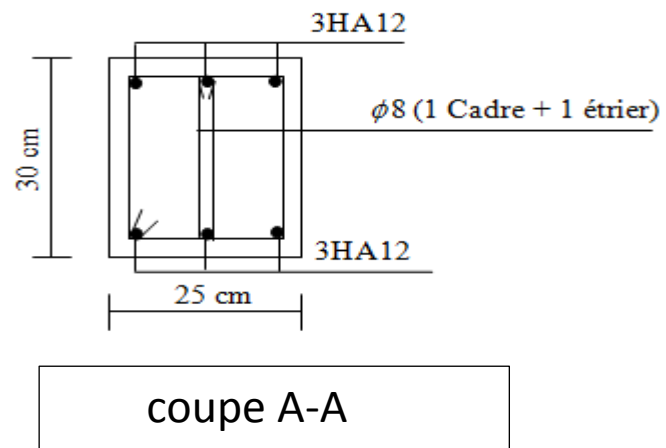
$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, alors les armatures calculées à l'ELU sont Suffisantes.



FigIII.3.9 : Ferrailage de la poutre palière



III.4 Les balcons

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon, c'est le balcon en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage.

1 : Etude de la poutre de chaînage

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

a) Pré-dimensionnement de la poutre :

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

- **Hauteur de la poutre :** $L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$

Avec L_{max} : c'est la longueur libre entre nus d'appui dans le sens considéré.

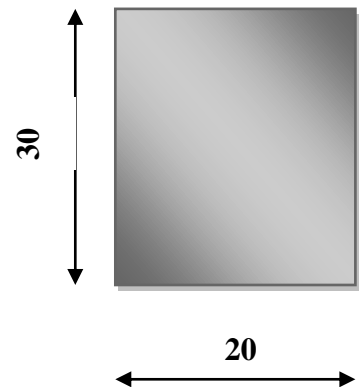
$$\frac{380}{15} = 25.33 \leq h_t \leq \frac{380}{10} = 38 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$

- **Largeur de la poutre :** $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$;

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

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



b) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $b = 20 \text{ cm} \geq 20 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,4 \leq 4 \Rightarrow$ condition est vérifiée

➤ Section adoptée : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

2 : calcul des charges et surcharges

➤ Les charges permanentes

- Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,3) \times 2,76 = 7,61 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $5,15 \times \left(\frac{0,65}{2}\right) = 1,673 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 10,78 \text{ KN/ml.}$$

➤ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3.8 \times \frac{0.65}{2} = 1,137 \text{ KN/ml}$$

3 : Combinaisons des charges :

- **ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,78 + 1,5 \times 1,137 = 16,25 \text{ KN/ml}$.
- **ELS:** $q_s = G + Q = 10,78 + 1,137 = 11,91 \text{ KN/ml}$.

4.1 : Etude de la poutre à l'ELU :

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

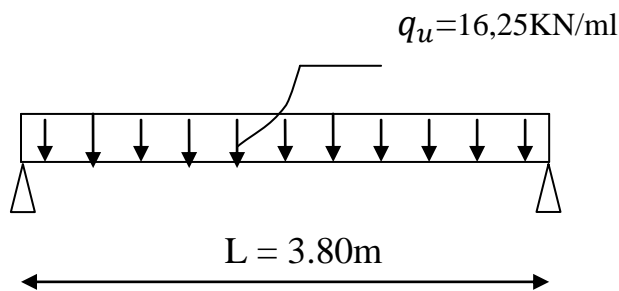


Fig III 4.1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

4.2 : Calcul des moments et des efforts tranchants :

a) **Les moments fléchissant :**

$$M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{16,25 \times 3,80^2}{8} = 29,33 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

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

0,85 M_{\max} en travées

0,50 M_{\max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée: $M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 29,33 = 24,93 \text{ KN.m}$

aux appuis : $M_a = M_b = 0,5 M_{\max} = 0,5 \times 29,33 = 14,66 \text{ KN.m}$

b) **Les efforts tranchant :**

$$T_a = \frac{q_u l}{2} = \frac{16,25 \times 3,80}{2} = 30,87 \text{ KN}, \quad T_b = \frac{q_u l}{2} = -30,87 \text{ KN}$$

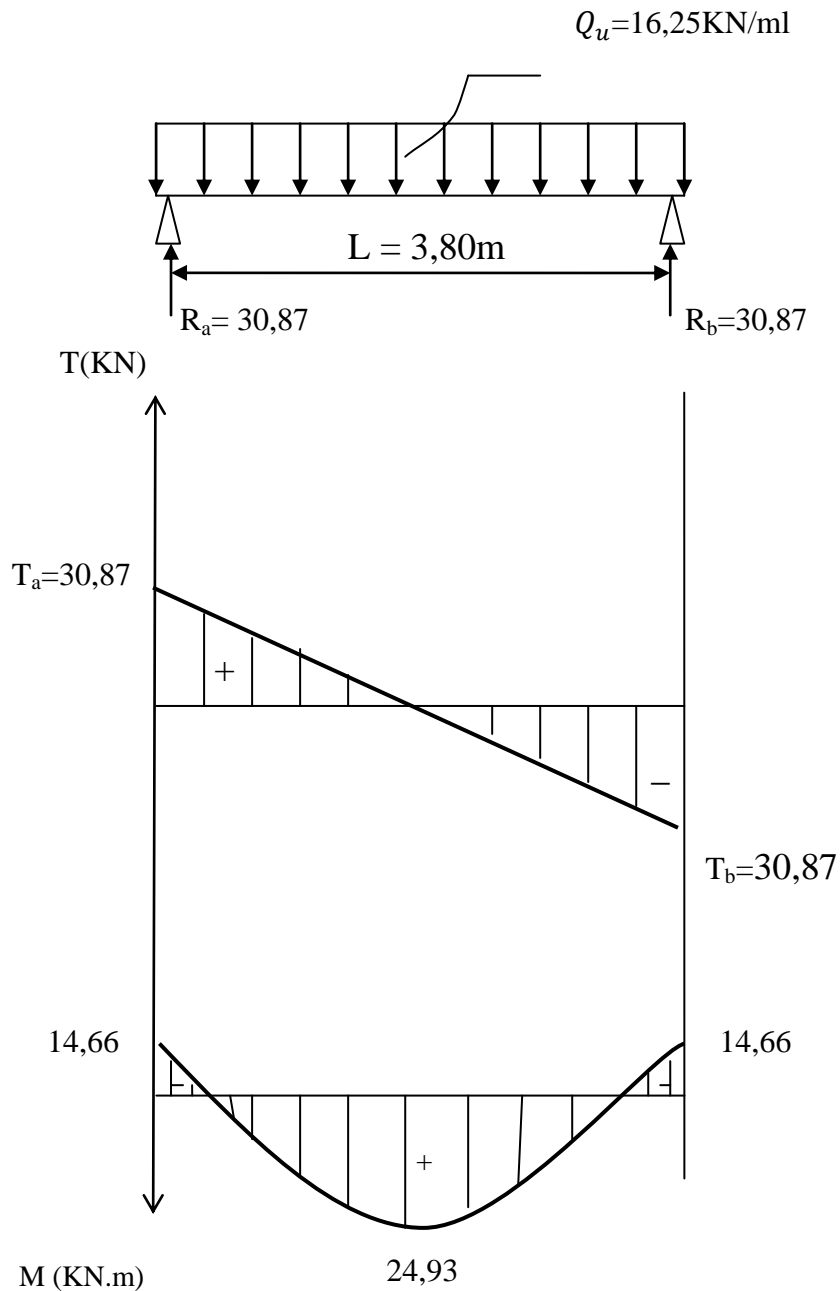


Fig III 4.2 : Diagramme des Efforts interne à l'ELU

4. 3: Calcul des armatures

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,93 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,090 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,090 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24,93 \times 10^2}{0,953 \times 28 \times 34,8} = 2,13 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **2HA12 = 2.26 cm²**

➤ **aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,66 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,66 \times 10^2}{0,966 \times 28 \times 34,8} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **2HA12 = 2.26 cm²**

4. 4 : Vérification à ELU :(BAEL 91 modifiées 99)**a) Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 28 \times (2,1/400) = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{aux appuis : } A_a = 1,84 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 3,22 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :(Art A.5.1, 1)

Vérification de la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \text{ avec } T_u = 30,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30,87 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,551 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{3,3 ; 4 \text{ MPa}\} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,551 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :➤ **Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)**

$$T_u \leq 0,4 b d 0,9 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$T_u = 30,87 \text{ KN} \leq 0,4 \times 20 \times 28 \times 0,9 \left(\frac{2,5}{1,5} \right) = 336 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_a = 1,84 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} (30,87 \times 10^3 + \frac{-14,66}{0.9 \times 28} \times 10^5) \times 10^{-2} = -0,78 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ Aciers haute adhérence : } \Psi_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d.\sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 \Rightarrow \sum U_i = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,87 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.20} = 1.30 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 1,30 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la longueur de scellement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1.21)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,00 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.273 \times 1.00 = 35.273 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.273 \times 1.2 = 42,327 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,273 = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{En appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,327 = 18 \text{ cm.}$$

f) Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,85; \frac{20}{10} = 2; 1.2 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

$$\text{On adoptera comme armatures transversales : } A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

g) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (0.9 \times 28 ; 40\text{cm}) = \min (25.2 ; 40) = 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,01 \times 400}{20 \times 20} = 1.01 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification selon le R.P.A (2003) :

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

- En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\}$$

$$S_t = \min (7.5 ; 14,4 ; 30) = 7.5 \Leftrightarrow \text{soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

- En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

4.5 : Vérification à l'ELS :**5.1 : Calcul des moments et des efforts tranchants :****a) Les moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11,91 \times 3,80^2}{8} = 21,49 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 21,49 = 18,26 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_b = 0.5 M_0 = 0.5 \times 25,21 = 12,61 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchant :

$$T_a = \frac{q_u l}{2} = \frac{11,91 \times 3.80}{2} = 22,62 \text{ KN} , \quad T_b = \frac{q_u l}{2} = - 22,62 \text{ KN}$$

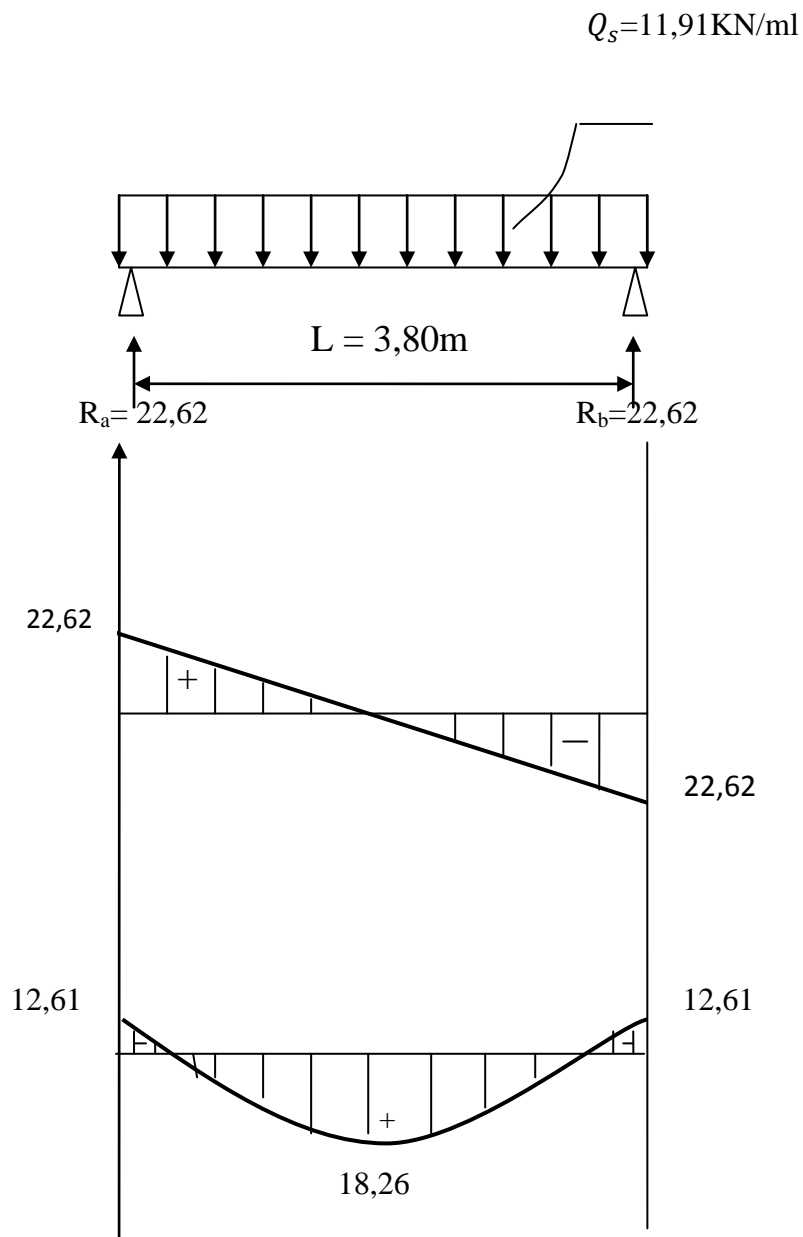


Fig III 4.3: Diagramme des Efforts interne à l'ELS

a) Vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,3)

On doit avoir : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -12,61 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1,57}{20 \times 28} = 0,281$$

$$\beta_1 = 0,916, K_1 = 44,52$$

$$\sigma_s = \frac{Mas}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{12,61 \times 10^6}{0,916 \times 280 \times 157} = 313,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{313,15}{44,52} = 7,03 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **En travée :** $M_{ts} = 18,26 \text{ KN.m}$; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,403$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,902; K_1 = 36,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{18,26 \times 10^6}{0,902 \times 280 \times 226} = 319,9 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{319,9}{36,02} = 8,88 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

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

b) **Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

c) **Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = 0,079 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18,26}{10 \times 21,49} = 0,084 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.
Tel que:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 11,94 \text{ KN/mL}$

E_v : Module de déformation différé

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

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{20 \times (30)^2}{2} + (15 \times 2,26 \times 28) = 9949,2 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (20 \times 30) + (15 \times 2,26) = 633,9 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{9948,2}{633,9} = 15,70 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1 = 30 - 15,70 = 14,30 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{25 \times (15,70^3 + 14,30^3)}{3} + 15 \times 2,26 \times (14,30 - 2)^2 = 61746,23 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,94 \times 10^6 \times (3800)^2}{10818,86 \times 10 \times 61746,23 \times 10^4} = 0,033 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm} > 0,035 \text{ m}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

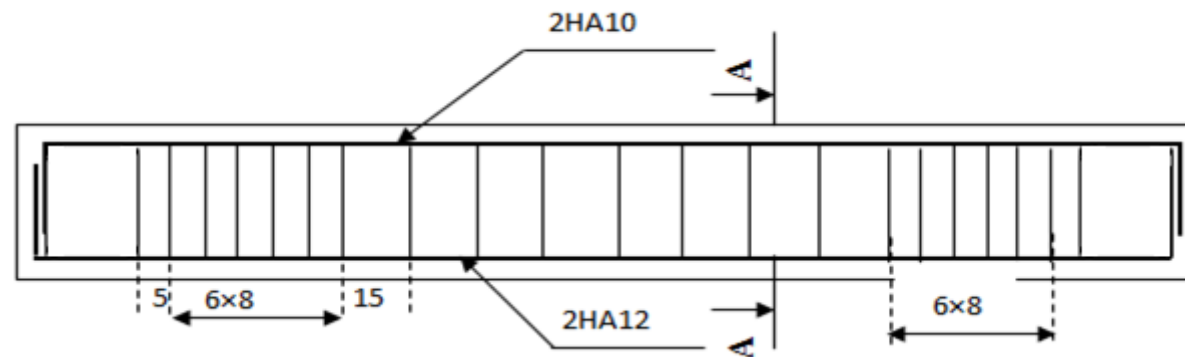
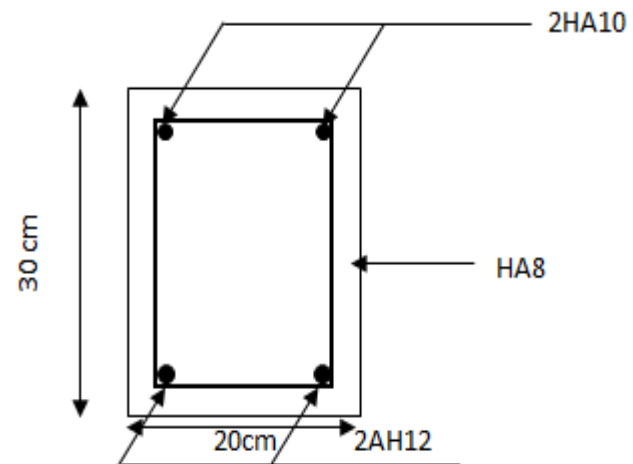


Fig III.4.4 : Ferrailage de la poutre de chainage.



FigIII.4.5 : Coupe A-A

III-5) Calcul de la salle machine :**1) Caractéristique de l'ascenseur :**

Notre immeuble comporte une seule cage d'ascenseur :

- $L_x = 1,50 \text{ m}$, $L_y = 1,65 \text{ m}$, $S = 2,52 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est
De : 9 tonnes ($p = 90 \text{ kN}$).

2) Dimensionnement :**a) Epaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12 cm selon le RPA ; donc on Prend une épaisseur de 15 cm.

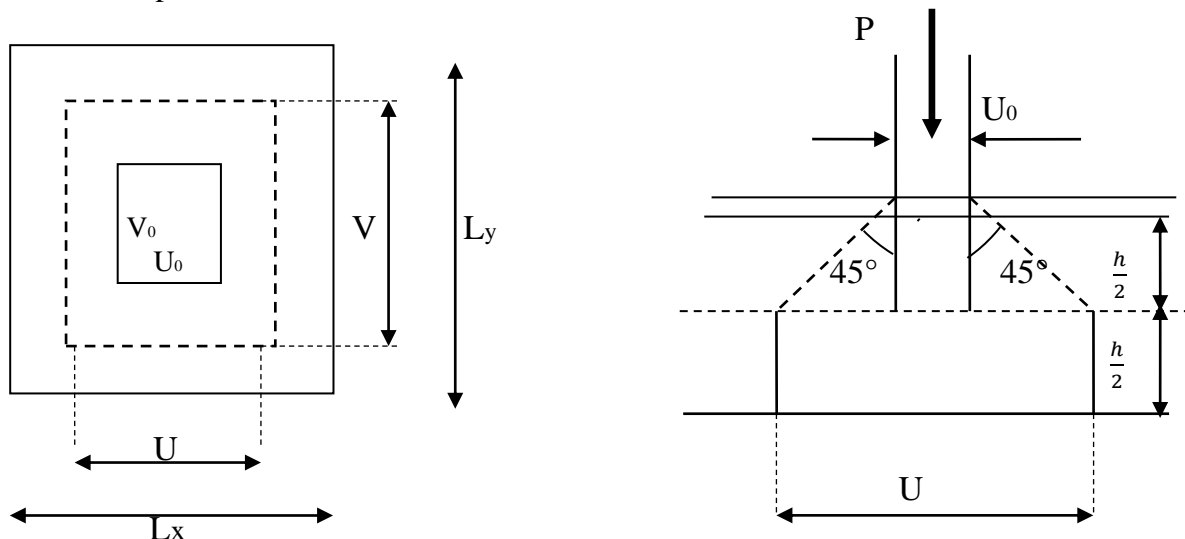


Fig.III.5.1 : schéma statique de la salle machine.

- P : La charge totale centrée.
- U, V : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge « P » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.
- U_0, V_0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
- Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

On a :

$$U = U_0 + Ke + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + Ke + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 5 cm.

$K = 2$ (pour le béton).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{165} = 0,90; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient de poisson : à l'ELU : $\nu = 0$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.68$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{165} = 0.63$$

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation On aura :

$$\begin{cases} M_1 = 0.077 \\ M_2 = 0.062 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 p = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 121.5 \times 0.077 = 9.35 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 121.5 \times 0.062 = 7.53 \text{ KN.m}.$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0.92; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0438 \\ \mu_y = 0.819 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN / ml}.$$

$$M_{x2} = 0.0438 \times 6.563 \times 1.53^2 = 0.672 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y2} = 0.819 \times 0.672 = 0.550 \text{ KN.m}.$$

d) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.35 + 0.672 = 10.022 \text{ KN.m}.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.53 + 0.550 = 8.08 \text{ KN.m}$$

Remarque: Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appui par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

e) Ferrailage de la dalle:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

1. Sens x-x :**➤ En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 10,022 = 8,52 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,982.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,52 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 10,02 = 3,00 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,00 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,00 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

2. Sens y-y :**➤ En travée :**

$$M_y^t = 0,85 \times 8,02 = 6,82 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986.$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,82 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

➤ Aux appuis :

$$M_y^a = 0,3 \times 8,02 = 2,40 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,40 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

3) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL 91 modifié 99) :**

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec : } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}.$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad w_0 = 0,8\%_{00} \text{ (Acier HA FeE400)}.$$

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{150}{165} \right) = 1,24 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifié 99):

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25 cm ;

$$St = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33 cm ;

$$St = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié 99) :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

U_c : Périmètre du contour.

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

$$q_u = 121,5 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57 \text{ KN}.$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,22 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :**a) Calcul des moments au centre du panneau :****À l'ELS : $\nu = 0.2$**

$$M_1 = 0.077$$

$$M_2 = 0.062$$

$$q_s = p = 90 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) = 8.04 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.062 + 0.2 \times 0.077) = 6.96 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0.92 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0510 \\ \mu_y = 0.875 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15 \times 1) + 1 = 4.75 \text{ KN / ml}.$$

$$M_{x2} = 0.0510 \times 4.75 \times 1.53^2 = 0.56 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y2} = 0.875 \times 0.56 = 0.49 \text{ KN.m}.$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.04 + 0.56 = 8.60 \text{ KN.m}.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.96 + 0.49 = 7.45 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage de la dalle:**1. Sens x-x****En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 8.60 = 7.31 \text{ KN.m}.$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.31 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.64 \text{ m}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 8,60 = 2,58 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,58 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$0,57 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

2. Sens y-y :

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 0,85 \times 7,45 = 6,33 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,33 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

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

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,33 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$1,41 < 3,14 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 0,3 \times 7,45 = 2,23 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,23 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,23 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2.$$

$$0,49 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

e) Contrainte de compression dans le béton :

1. Sens x-x :

➤ **En travée :**

$$M_t = 8,60 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2.$$

On doit vérifier que :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow K_1 = 48,29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7,31 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 194,43 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{194,43}{48,29} = 4,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 2,23 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \beta_1 = 0,935 \Rightarrow K_1 = 61,92.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2,23 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 94,27 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{94,27}{61,92} = 1,46 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Sens y-y :

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

c) Etat limite de fissuration :

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

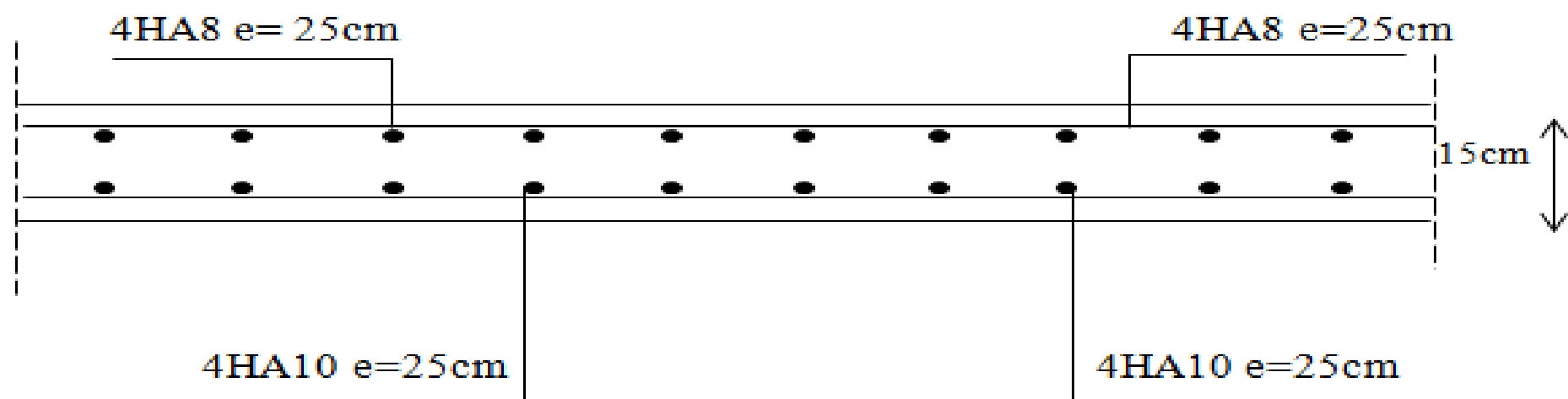
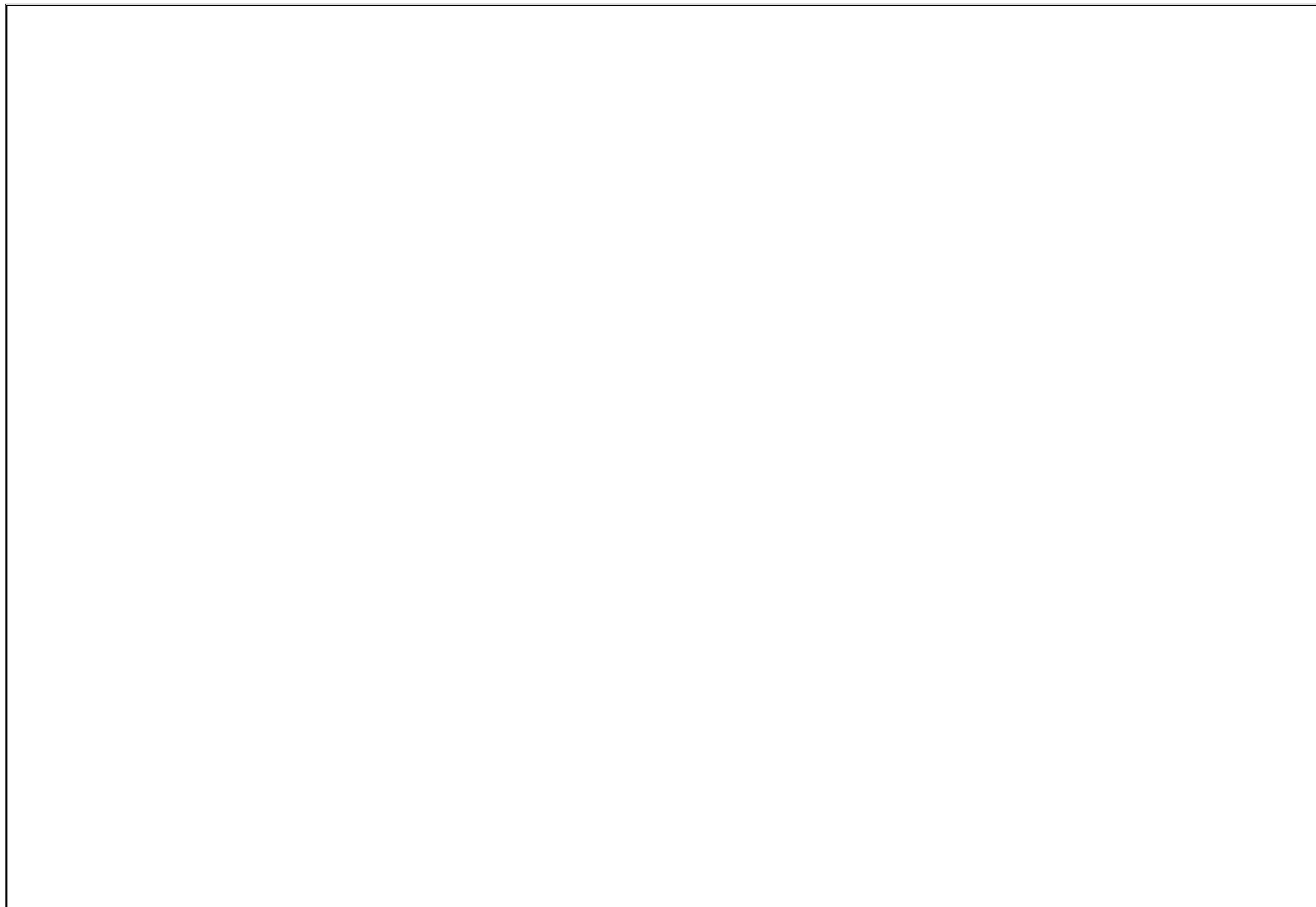


Fig.5.2 Plan de ferrailage de la salle machine suivant : x-x et y-y.





Chapitre IV



Etude de contreventement



Chapitre V



Présentation de l'ETABS

IV.1 Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), cela nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passer par plusieurs étapes.

IV.2 Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges en élévation.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$\text{Poteau : } K_p = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

$$\text{Poutre : } K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$$

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

I_{pot} : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \leq h_0$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre} \leq L_0$$

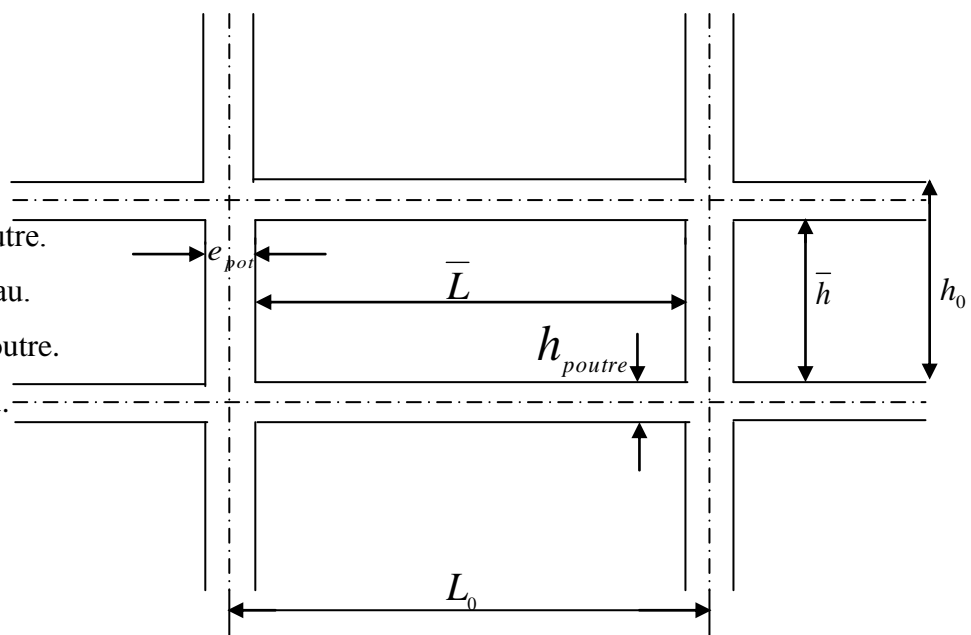


Fig. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

\bar{L} : longueur entre nus des appuis.

\bar{h} : hauteur entre nue des appuis.

e_p : épaisseur de poteau.

h_p : épaisseur de la poutre.

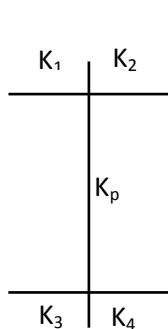
L_0 : longueur entre axe des poteaux.

h_0 : hauteur entre faces supérieures des planchers successifs

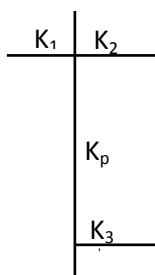
IV.2.2 Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

Cas d'étage courant :

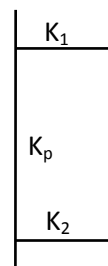
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}})}{2K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



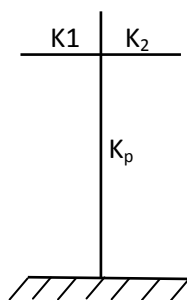
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



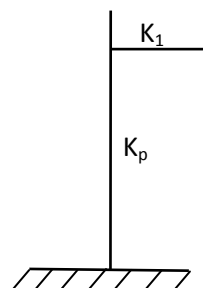
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{poutres}_{\text{sup}}}{K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

IV.2.3 Calcul des coefficients correcteurs - a_{ij} - :

Niveau courant : $a_{ij} = \frac{\overline{K_j}}{2 + \overline{K_j}}$

Niveau RDC : $a_{ij} = \frac{0,5 + \overline{K_j}}{2 + \overline{K_j}}$

IV.2.4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

Niveau courant : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{h_c^2}$

Niveau RDC : - Poteau encasté à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{h_c^2}$

Poteau articulé à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3E}{h_c^2}$

Avec :

h_c : hauteur du poteau calculé.

E_i : module de déformation du béton= 32164.2 MPa

I_p : Inertie du poteau.

IV.2.5 Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$$R_j = \frac{12E}{h_c^2} \cdot \sum a_j \cdot k_p$$

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow \text{Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow \text{Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau:

Les rigidités linéaire des poutres « sens transversal »						
Niv	Travée	\bar{I} (cm)	hp(cm)	Lc(cm)	Ipout(cm ⁴)	Kpout(cm ³)
10,9,8,7	1-2	345,00	35,00	362,50	107187,50	295,68
	2-3	345,00		362,50		295,68
	3-4	345,00		362,50		295,68
	4-5	345,00		362,50		295,68
6,5,4, 3	1-2	340,00	35,00	357,50	107187,50	299,82
	2-3	340,00		357,50		299,82
	3-4	340,00		357,50		299,82
	4-5	340,00		357,50		299,82
1,2	1-2	335,00	35,00	352,50	107187,50	304,07
	2-3	335,00		352,50		304,07
	3-4	335,00		352,50		304,07
	4-5	335,00		352,50		304,07
RDC	1-2	335,00	35,00	352,50	107187,50	304,07
	2-3	335,00		352,50		304,07
	3-4	335,00		352,50		304,07
	4-5	335,00		352,50		304,07

Les rigidités linéaire des poutres « sens longitudinale »						
NIV	travée	\bar{I} (cm)	hp(cm)	Lc(cm)	Ipout(cm ⁴)	Kpout(cm ³)
10,9,8,7	A-B	335,00	40,00	355,00	160000	450,70
	B-C	405,00		425,00		376,47
	C-D	245,00		265,00		630,77
	D-E	405,00		425,00		376,47
	E-F	335,00		355,00		450,70
6,5,4,3	A-B	330,00	40,00	350,00	160000	457,14
	B-C	400,00		420,00		380,95
	C-D	240,00		260,00		615,38
	D-E	400,00		420,00		380,95
	E-F	330,00		350,00		457,14
2,1	A-B	325,00	40,00	345,00	160000	463,77
	B-C	395,00		415,00		385,54
	C-D	235,00		255,00		627,45
	D-E	395,00		415,00		385,54
	E-F	325,00		345,00		463,77
RDC	A-B	325,00	40,00	345,00	160000	463,77
	B-C	395,00		415,00		385,54
	C-D	235,00		235,00		627,45
	D-E	395,00		415,00		385,54
	E-F	325,00		345,00		463,77

Les rigidités linéaire des poteaux « sens transversal »						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	ep(cm)	hc(cm)	Ipot(cm ⁴)	Kpot(cm ³)
10,9,8,7	1	276.00	35.00	293,50	125052,08	426,07
	2					
	3					
	4					
	5					
6,5,4,3	1	276.00	40.00	296,00	213333,33	720,72
	2					
	3					
	4					
	5					
2,1	1	276.00	45.00	298,50	341718,75	1144,78
	2					
	3					
	4					
	5					
RDC	1	378,00	45.00	400,50	341718,75	853,23
	2					
	3					
	4					
	5					

Les rigidités linéaire des poteaux « sens longitudinal »						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	ep (cm)	hc(cm)	Ipot(cm ⁴)	Kpot(cm ³)
10,9,8,7	A	266.00	35.00	283,50	125052,08	441,10
	B					
	C					
	D					
	E					
	F					
6,5,4,3	A	266.00	40.00	286,00	213333,33	745,92
	B					
	C					
	D					
	E					
	F					
2,1	A	266,00	45.00	288,50	341718,75	1184,46
	B					
	C					
	D					
	E					
	F					
RDC	A	368,00	45.00	390,5	341718,75	875,08
	B					
	C					
	D					
	E					
	F					

Calcul des coefficients correcteurs :

Rigidités des portiques « sens transversal »						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	Aj	R_j^{portique}
10,9,8	1	426,07	0,693	125052,08	0,257	9971,001
	2		1,387		0,409	
	3		1,387		0,409	
	4		1,387		0,409	
	5		0,693		0,257	
7	1	426,07	0,698	67500	0,258	3338,93
	2		1,397		0,411	
	3		1,397		0,411	
	4		1,397		0,411	
	5		0,698		0,258	
6,5 ,4	1	720,72	0,416	213333,33	0,172	11648,89
	2		0,832		0,293	
	3		0,832		0,293	
	4		0,832		0,293	
	5		0,416		0,172	
3	1	720,72	0,418	213333,33	0,172	3902,01
	2		0,837		0,295	
	3		0,837		0,295	
	4		0,837		0,295	
	5		0,418		0,172	
2,1	1	1144,78	0,265	341718,75	0,116	8519,42
	2		0,531		0,209	
	3		0,531		0,209	
	4		0,531		0,209	
	5		0,265		0,116	
RDC	1	853,23	0,356	341718,75	0,363	4237,65
	2		0,712		0,446	
	3		0,712		0,446	
	4		0,712		0,446	
	5		0,356		0,363	

Rigidités des portiques « sens longitudinal »						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	Aj	Rj ^{portique}
8,9,10	A	441,10	1,021	125052,08	0,337	16042,207
	B		1,875		0,483	
	C		2,283		0,533	
	D		2,283		0,533	
	E		1,875		0,483	
	F		1,021		0,338	
7	A	441,10	1,029	125052,08	0,339	5355,306
	B		1,887		0,485	
	C		2,271		0,531	
	D		2,271		0,531	
	E		1,887		0,485	
	F		1,029		0,339	
4,5,6	A	745,92	0,612	213333,33	0,234	19576,663
	B		1,123		0,359	
	C		1,335		0,400	
	D		1,335		0,400	
	E		1,123		0,359	
	F		0,612		0,234	
3	A	745,92	0,617	213333,33	0,235	6558,412
	B		1,131		0,361	
	C		1,345		0,402	
	D		1,345		0,402	
	E		1,131		0,361	
	F		0,617		0,235	
1,2	A	1184,46	0,391	341718,75	0,163	14897,18
	B		0,717		0,264	
	C		0,855		0,299	
	D		0,855		0,299	
	E		0,717		0,264	
	F		0,391		0,163	
RDC	A	875,08	0,530	341718,75	0,407	6008,93
	B		0,970		0,495	
	C		1,157		0,525	
	D		1,157		0,525	
	E		0,970		0,495	
	F		0,530		0,407	

IV.3 : Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

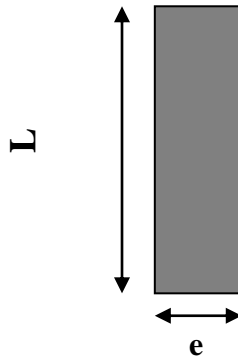
IV.3.1 Etude des refends :

Dans notre structure on a que des refends pleins

IV.3.1.1 Calcul des inerties :**a) Refends longitudinaux :**

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

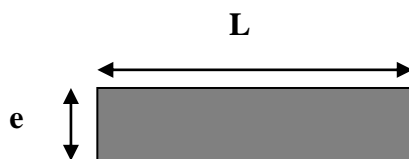
⇒ On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (x-x'), **donc on prend I_y**

**b) Refends transversaux :**

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (y-y'),

donc on prend: I_x



Rigidité des voiles « sens transversal »					
« Sens-transversal »					
Voile	L(m)	ep (m)	Ix (m ⁴)	N ^{bre} de voile	Ix _{total} (m ⁴)
VT11,VT12	1,475	0,20	0,053	22	1,17
VT10	3,45		0,68	11	7,53
VT9	1,325		0,039	11	0,43
VT5,VT6,VT7,VT8	0,925		0,013	44	0,58
VT1,VT2,VT3 ,VT4	1,025		0,018	44	0,79
					Ix=10 ,50

« Sens-longitudinal »					
voile	L(m)	ep (m)	Iy(m ⁴)	N ^{bre} de voile	Iy _{total} (m ⁴)
VL1,VL2,VL3,VL4	3,35	0,20	0,63	44	27,56
VL5	1,325		0,038	11	0,42
					Iy=27,98

IV.3.2) calcul des Rigidités des voiles :

*Dans le sens (X-X') : $r_{vx} = \frac{12.E.I_x}{he^3}$

*Dans le sens (Y-Y') : $r_{vy} = \frac{12.E.I_y}{he^3}$

Avec :

He : hauteur d'étage.

I_x, I_y : inertie des voiles transversaux et longitudinaux.

Rigidité des voiles « sens transversal »						
Niv	Voile	he(m)	E.10 ³	Ix(m ⁴)	rvy	ΣRvy(KN/m)
1-10	VT11,VT12	3,06	32164,2	1,06	14278957,78	127837084,28
	VT10			6,8	91600861,24	
	VT9			0,39	5253578,80	
	VT5,VT6,VT7,VT8			0,52	7004771,74	
	VT1,VT2,VT3 ,VT4			0,72	9698914,72	
RDC	VT11,VT12	4 ,08		0,11	625131,50	5421595,02
	VT10			0,68	3864449,29	
	VT9			0,039	221637,53	
	VT5,VT6,VT7,VT8			0,053	301199,72	
	VT1,VT2,VT3 ,VT4			0,072	409176,98	

Rigidité des voiles « sens longitudinal »						
Niv	Voile	he (m)	E.10 ³	Ix(m ⁴)	rvx	ΣRvx(KN/m)
1-10	VL1,VL2,VL3,VL4	3,06	32164,2	25,2	339462015,21	344580886,86
	VL5			0,38	5118871,65	
RDC	VL1,VL2,VL3,VL4	4,08		0,63	3580298,61	3796253,12
	VL5			0,038	215954,51	

IV.4) Calcul des inerties fictives des portiques :

Pour déterminé les pourcentages d'effort repris par chaque élément de Contreventement portique et voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques. Pour cela, nous utiliserons la méthode des approximations successives.

IV.4.1) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la Méthode exposée dans l'ouvrage **d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME »** qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

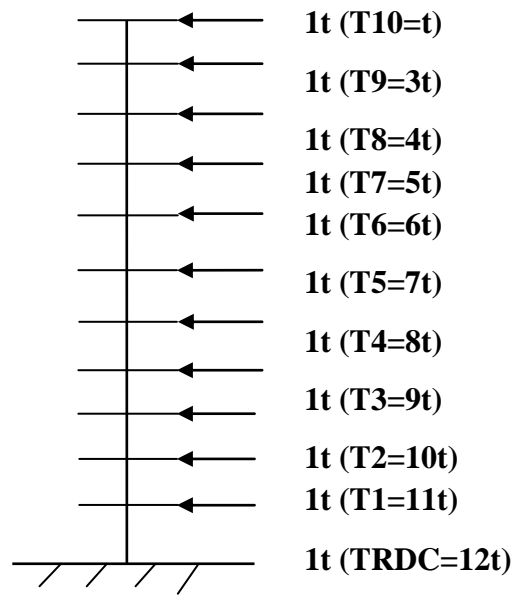


Fig. IV. 2 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

IV.4.2) Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I = 1 \text{ [m}^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

b_i, b_{i+1} : Longueur horizontale du trapèze.

h : hauteur du trapèze.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

Le centre de gravité d'un trapèze a sa petite base est :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

Fig.IV-3 : Diagramme des moments des aires

Calcul de $S_i x d_i$ pour les différents niveaux :

NIV	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	d _i (m)	S _i (m ²)	d _i XS _i (m ³)	F _i *EI
10	3,06	3,06	0,00	2,04	4,682	9,551	65947,168
9	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272	33,430	58357,976
8	3,06	18,36	9,18	1,70	42,136	71,631	50569,239
7	3,06	30,60	18,36	1,6575	74,909	124,161	42871,274
6	3,06	45,90	30,60	1,632	117,045	191,017	35349,964
5	3,06	64,26	45,90	1,615	168,545	272,200	28119,955
4	3,06	85,68	64,26	1,603	229,408	367,741	21324,511
3	3,06	110,16	85,68	1,594	299,635	477,620	15135,517
2	3,06	137,7	110,16	1,586	379,226	601,705	9753,777
1	3,06	168,3	137,70	1,581	468,180	740,192	5408,131
RDC	4,08	201,96	168,30	2,10	755,330	1586,193	1586,193

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1586,193}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{5408,131}{EI}$$

$$f_3 = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{9753,777}{EI}$$

$$f_4 = 15135,517, \quad f_5 = 21324,511, \quad f_6 = 28119,955, \quad f_7 = 35349,964,$$

$$f_8 = 42871,274, \quad f_9 = 50569,239, \quad f_{10} = 58357,976, \quad f_{11} = 65947,168.$$

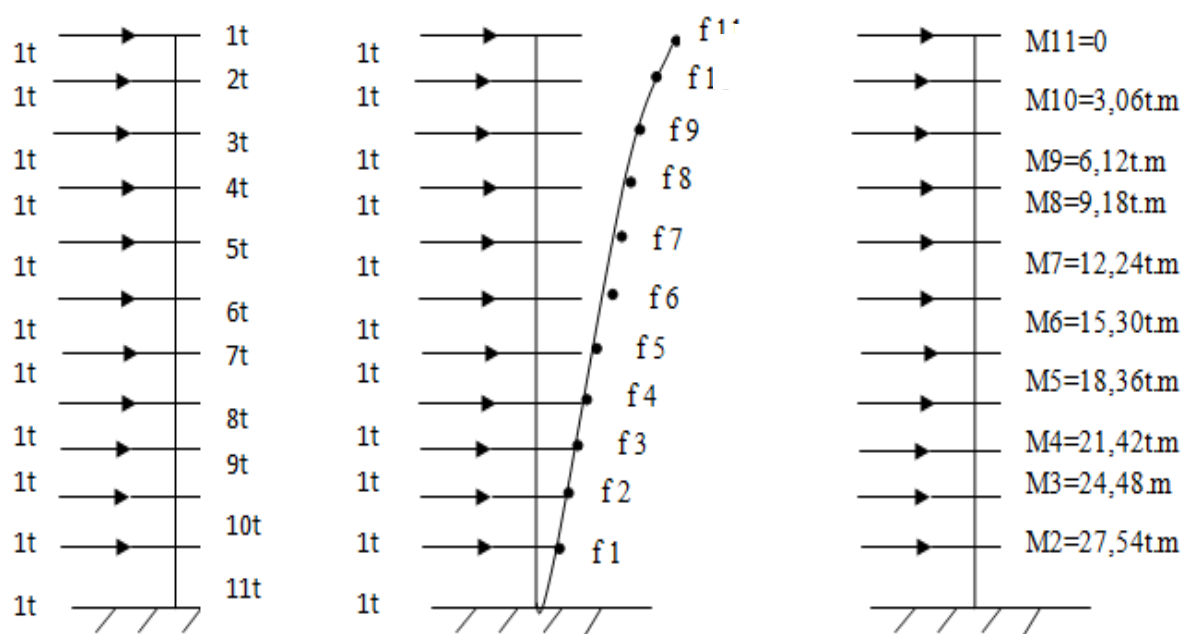


Fig IV.4 : Schématisation de la flèche

IV.5 : Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum KP_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

$\theta_n, \theta_{(n-1)}$: Rotation d'étage.

n : étage.

Pour le 1^{er} niveau on a un encastrement $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum KP_n}$

Pour les niveaux courants articulés: $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

Kt_n : Raideur des poutres par niveau.

KP_n : Raideur des poteaux par niveau

$$M_n = h \cdot t_n$$

IV.5) Inertie fictive des portiques :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : Inertie fictive de portique au niveau i .

f_n : Flèche du refend au même niveau i .

D_n : Déplacement du portique au niveau i .

-Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.

« Dans le sens transversal »											
NIV	H	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	E_0	$E\Psi$	$E\Delta i$	$\Sigma E\Delta i$	El.fi	$I_{e,i}$
10	3,06	0,0016	0,0122	3,06	0,00	79,68	180,27	551,62	29763,27	65947,168	2,21
9	3,06			6,12	3,06	239,06	360,55	1103,28	29211,65	58357,976	1,99
8	3,06			9,18	6,12	398,43	540,82	1654,91	28108,37	50569,239	1,80
7	3,06			12,24	9,18	557,81	721,10	2206,56	26453,46	42871,274	1,62
6	3,06		0,0209	15,3	12,24	717,18	857,87	2625,08	24246,90	35349,964	1,45
5	3,06			18,36	15,3	876,56	1029,45	3150,11	21621,82	28119,955	1,30
4	3,06			21,42	18,36	1035,93	1201,02	3675,12	18471,71	21324,511	1,15
3	3,06			24,48	21,42	1195,31	1372,60	4200,16	14796,59	15135,517	1,02
2	3,06		0,0335	27,54	24,48	1354,68	1502,87	4598,78	10596,43	9753,777	0,92
1	3,06			30,6	27,54	1514,06	1201,54	3676,71	5997,65	5408,131	0,90
RDC	4,08		0,0251	34,68	30,6	736,79	483,53	2320,94	2320,94	1586,193	0,68

Avec : $\sum k_{t_n} = \sum \frac{I_{poutre}}{L}$ ET $\sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$

« Dans le sens longitudinal »											
NIV	H	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	E_0	$E\Psi$	$E\Delta i$	$\Sigma E\Delta i$	El.fi	$I_{e,i}$
10	3,06	0,0021	0,0122	3,06	0,00	60,71	142,32	435,50	23324,74	65947,168	2,82
9	3,06			6,12	3,06	182,14	284,66	871,06	22889,24	58357,976	2,55
8	3,06			9,18	6,12	303,57	426,99	1306,59	22018,18	50569,239	2,30
7	3,06			12,24	9,18	425,00	569,32	1742,12	20711,59	42871,274	2,07
6	3,06		0,0209	15,3	12,24	546,43	668,15	2044,54	18969,47	35349,964	1,86
5	3,06			18,36	15,3	667,85	801,77	2453,41	16924,93	28119,955	1,66
4	3,06			21,42	18,36	789,28	935,40	2862,32	14471,52	21324,511	1,47
3	3,06			24,48	21,42	910,71	1069,03	3271,23	11609,20	15135,517	1,30
2	3,06		0,0335	27,54	24,48	1032,14	1161,36	3553,76	8337,77	9753,777	1,17
1	3,06			30,6	27,54	1153,57	977,35	2990,69	4784,21	5408,131	1,13
RDC	4,08		0,0251	34,68	30,6	648,90	439,59	1793,52	1793,52	1586,193	0,88

IV.5.1 : L'inertie moyenne des portiques :

Sens transversal	Niv	I _{ex} (m ⁴)	I _{moy} (m ⁴)	Sens longitudinal	Niv	I _{ev} (m ⁴)	I _{moy} (m ⁴)
	10	2,21	1,36		10	2,82	1,75
	9	1,99			9	2,55	
	8	1,80			8	2,30	
	7	1,62			7	2,07	
	6	1,45			6	1,86	
	5	1,30			5	1,66	
	4	1,15			4	1,47	
	3	1,02			3	1,30	
	2	0,92			2	1,17	
	1	0,90			1	1,13	
	RDC	0,68			RDC	0,88	

c)Récapitulatif

1. Sens transversal

L'inertie des portiques : $I_p = 1,36m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 10,50m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 11,86m^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques/l'ensemble : 11,47%

Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 88,53%

2. Sens longitudinal

L'inertie des portiques : $I_p = 1,75m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 27,98 m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 29,73 m^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques par rapport à l'ensemble : 5,89%

Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 94,11%

Conclusion :

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 88% des sollicitations dues aux charges horizontales). D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4b : portiques contreventés par des voiles porteurs.

V.1- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.2- Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3-Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

V.4- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70.

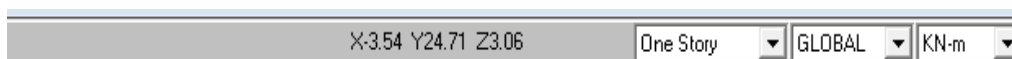
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1).

**V.5- Etapes de modélisation :****V.5.1- Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

☐ Custom Grid Spacing

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:

Bottom Story Height:

☐ Custom Story Data

Units

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

C) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit StoryData**.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Coordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	3.8	Primary	Show	Top	
3	C	7.6	Primary	Show	Top	
4	D	11.4	Primary	Show	Top	
5	E	15.2	Primary	Show	Top	
6						
7						
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Coordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	3.7	Primary	Show	Left	
3	3	8.1	Primary	Show	Left	
4	4	10.9	Primary	Show	Left	
5	5	15.3	Primary	Show	Left	
6	6	19.	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	3.06	34.68	Yes		No	0.
11	STORY10	3.06	31.62	No	STORY11	No	0.
10	STORY9	3.06	28.56	No	STORY11	No	0.
9	STORY8	3.06	25.5	No	STORY11	No	0.
8	STORY7	3.06	22.44	No	STORY11	No	0.
7	STORY6	3.06	19.38	No	STORY11	No	0.
6	STORY5	3.06	16.32	No	STORY11	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	No	STORY11	No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	STORY11	No	0.
3	STORY2	3.06	7.14	No	STORY11	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY11	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: No Reset

Splice Height: 0 Reset

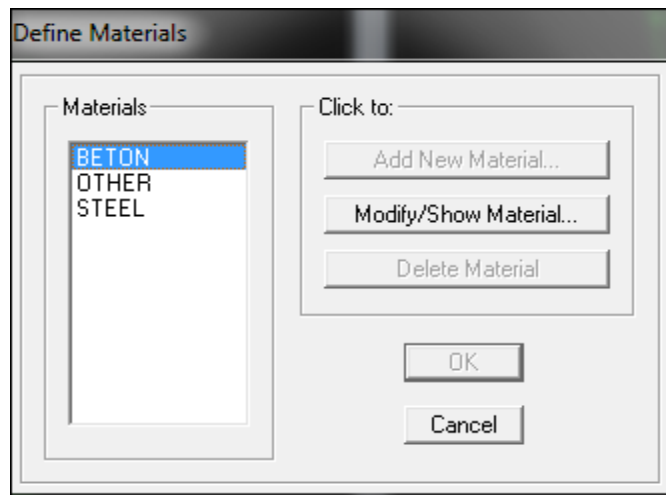
Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

V.5-2- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante



Material Name		Display Color
BETON		Color

Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic	<input type="radio"/> Orthotropic	Design	Concrete

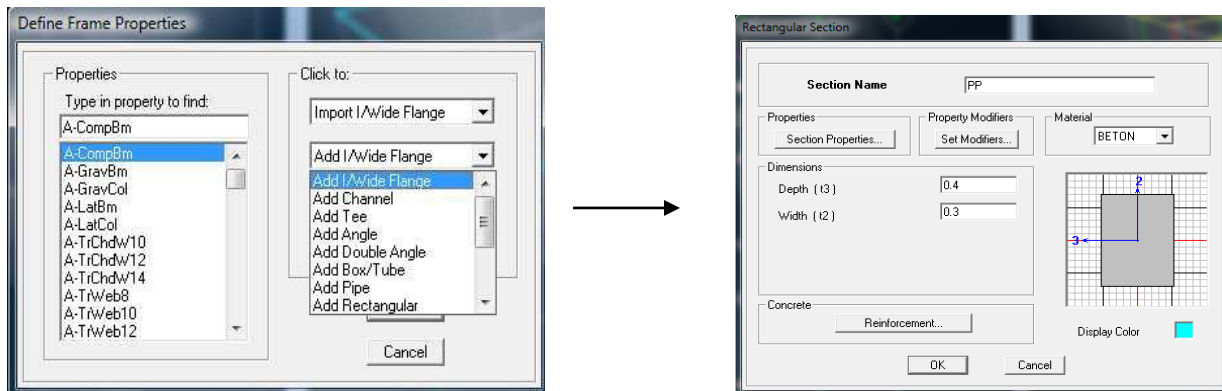
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000.
Poisson's Ratio	0.	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	0.2	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	16082100.		

V.5.3- Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



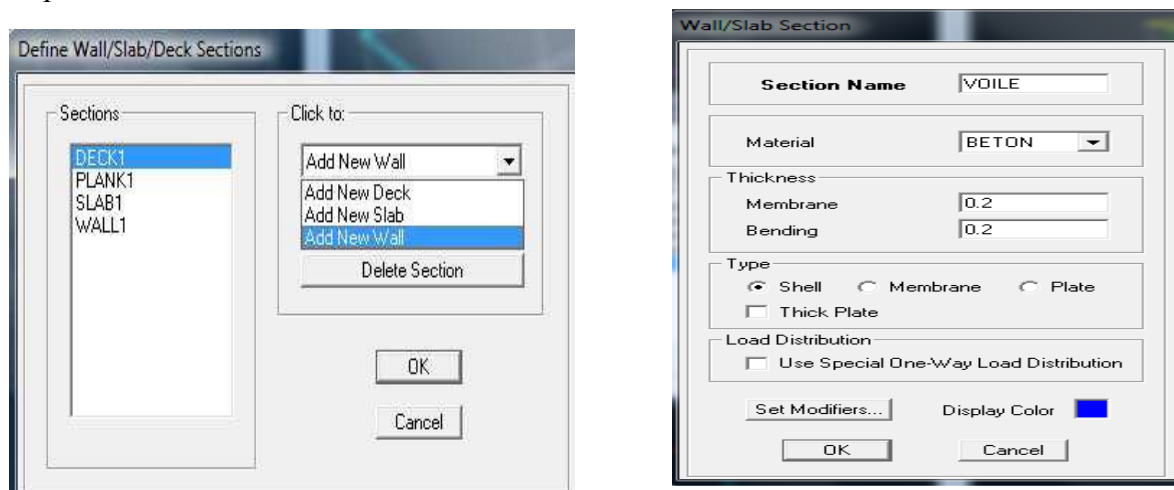
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties,

l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ❖ Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** on spécifie le nom et l'épaisseur.



V.5.4- Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

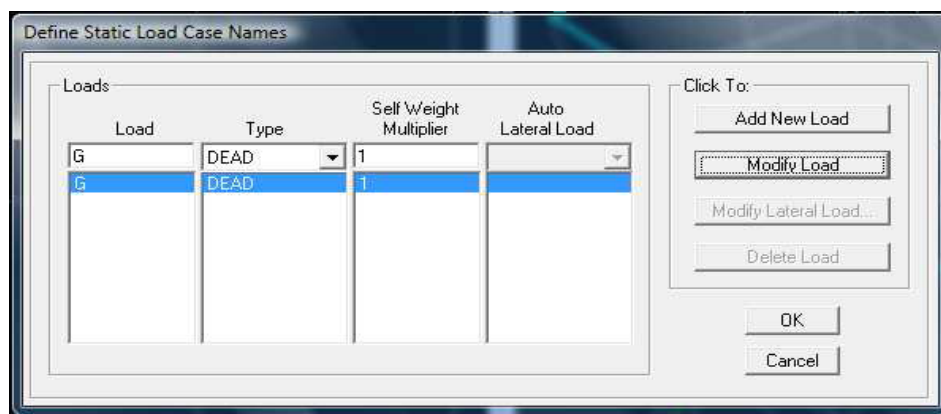
La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **DefineLoad** → **Cases**.

❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

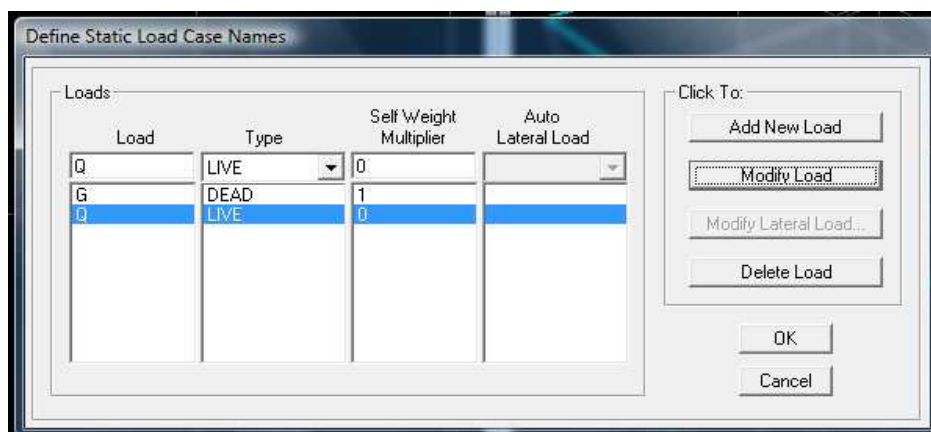
Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **1**

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **0**

**2) Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

- **Zone : IIa** (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

- **Coef comportement** : Portiques contreventés par des voiles.
- **Remplissage** : Dense (Cloisons en maçonnerie).

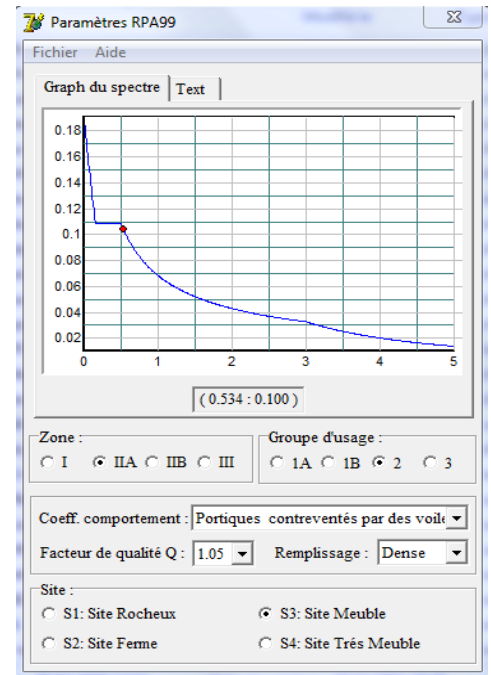
• **Site** : S3.

• **Facteur de qualité (Q)**: 1.05.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

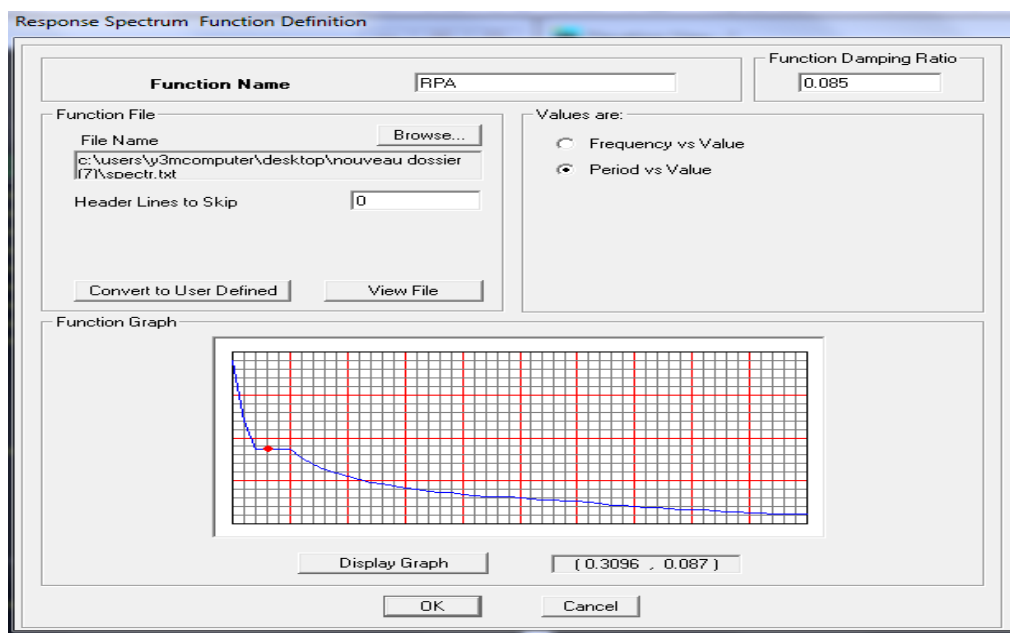


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



- Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS**
on clique sur :

→ **Define Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**




Function Name (nom du spectre): **RPA**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses → **spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

V.4.5- 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges → statiques étant définies, → on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur  **Assign Frame/line loads Distributed**.

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

V.4.6- 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

❖ **ELU** : $1.35G + 1.5Q$.

❖ **ELS** : $G+Q$.

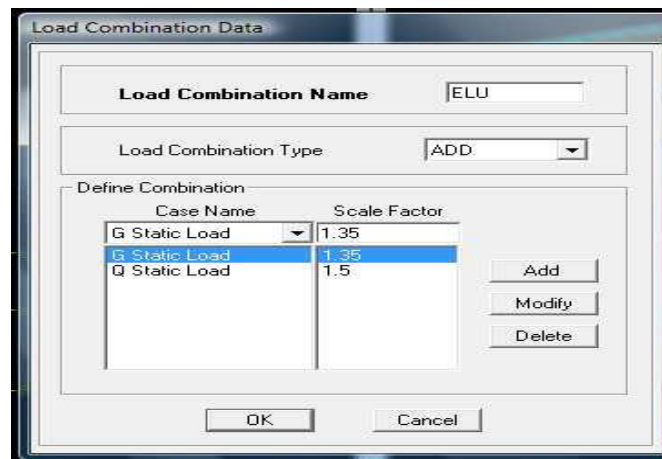
Combinaisons accidentelles du RPA :

❖ **GQE** : $G+Q\pm E$.

❖ **08GE** : $0.8G\pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define load —→ **Combinations Add** —→ **New Combo.**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

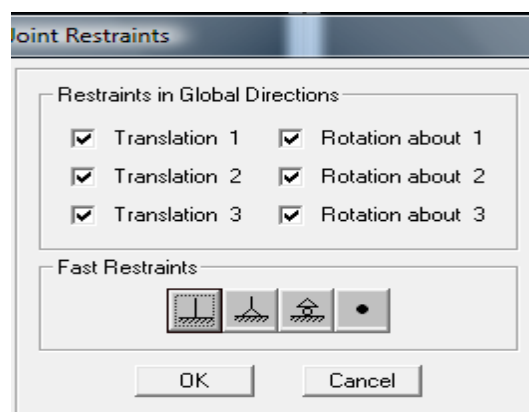
V.4.7- 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign —→ **Joint/point** —→ **Restraints**



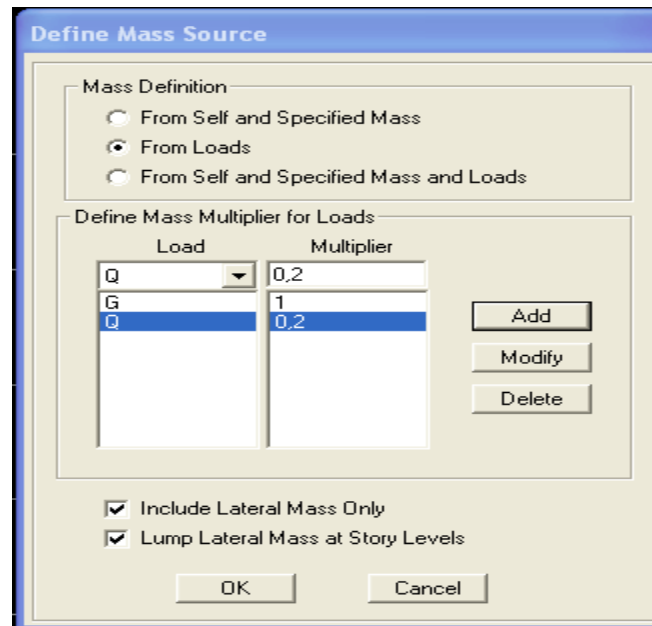
- **Mass- Source :**

Define —→ **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

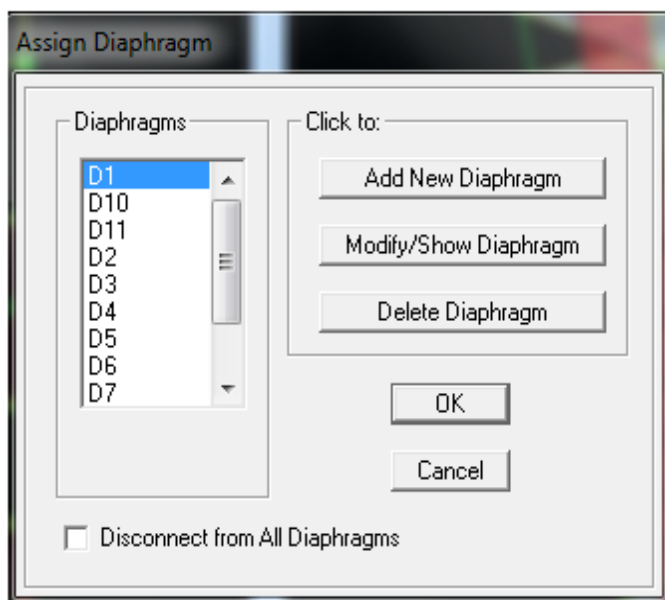


- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign —→ **Joint/point** —→ **Diaphragm** —→ **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

V.4.8- 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats.

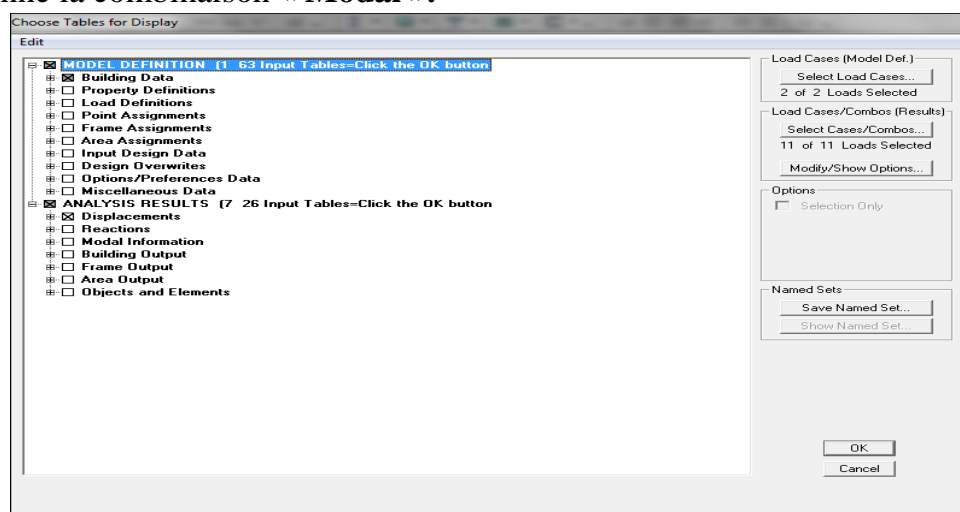
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

Visualisation des résultats :

- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** —→ **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

❖ **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** —→ **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

❖ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** ,la colonne **Ux** correspond au sens xx ,et **Uy** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	18.1878	0	
End Point	-6.4289	0	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	5.8795	1.8553	0.	0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	26.0156	1711.0708	1.428E-11	0.	0.	0.
Moment	40261.384	615.5028	5121.0689	0.	0.	0.

Close Refresh



Chapitre VI



Fichier résultat

VI.1-Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Dans ce chapitre, nous visons un double objectif :

- ✓ Définir les différents chargements et facteurs introduits dans l'ETABS.
- ✓ Faire toutes les vérifications exigées par le règlement et extraire les valeurs nécessaires, du fichier résultat, dont on aura besoin ultérieurement.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple.

- **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

VI.2-Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA 4.1.2**)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

VI.3- Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

VI.4-Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS** sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux (RDC et 10 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et les dalles pleines par un élément de type SHELL.

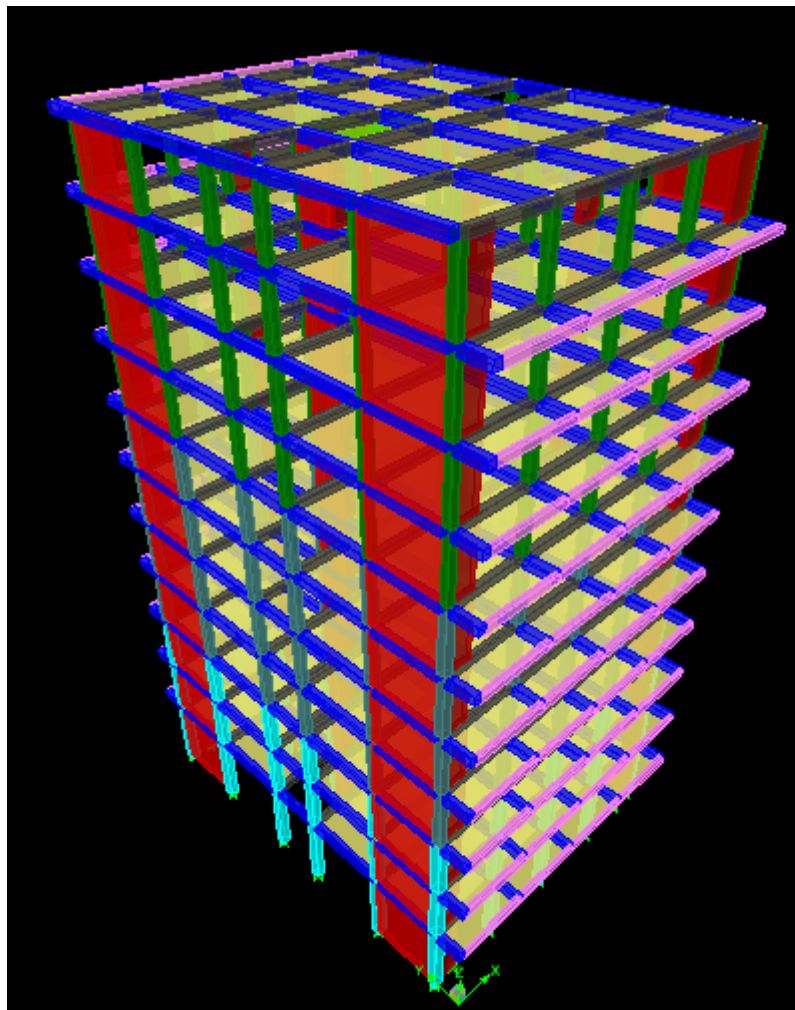


Fig.VI.1: *Modèle 3D de la structure*

VI.5-Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- 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.

VI.6- Caractéristiques géométriques de la Structure :

- *Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :*

STORY	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05Lx	0.05Ly
STORY 1	7.591	11.032	7.307	11.499	0.284	-0.467	0.777	1.112
STORY2	7.593	11.029	7.333	11.618	0.260	-0.589		
STORY3	7.592	11.03	7.336	11.626	0.256	-0.596		
STORY4	7.592	11.03	7.336	11.615	0.256	-0.585		
STORY5	7.592	11.03	7.336	11.598	0.256	-0.568		
STORY6	7.592	11.03	7.336	11.581	0.256	-0.551		
STORY7	7.592	11.031	7.335	11.565	0.257	-0.534		
STORY8	7.592	11.031	7.334	11.552	0.258	-0.521		
STORY9	7.592	11.031	7.333	11.542	0.259	-0.511		
STORY10	7.592	11.031	7.332	11.535	0.260	-0.504		
STORY11	7.592	11.734	7.33	11.532	0.262	0.202		

Tableau VI.1 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- *L'excentricité :*

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $ex = 0.777 \text{ m}$.

$$Ey = 1.112 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$ex = CMX - CRX \rightarrow ex = 0.284 \text{ m} \longrightarrow \text{CV.}$$

$$ey = CMY - CRY \rightarrow ey = 0.202 \text{ m} \longrightarrow \text{CV.}$$

VI.7- Caractéristiques dynamiques du bâtiment :

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.900307	72.3197	0.1331	0
2	0.773935	72.394	65.7116	0
3	0.715382	72.8018	68.322	0
4	0.252062	87.2499	68.3249	0
5	0.182154	87.2505	84.7971	0
6	0.173624	87.2757	87.06	0
7	0.116719	93.1526	87.0601	0
8	0.078066	93.1527	92.7074	0

Tableau VI.2 périodes et participation massiques.**Remarque :**

après la modalisation, la période fondamentale était trop élevée. Nous avons donc augmenté les sections des poteaux.

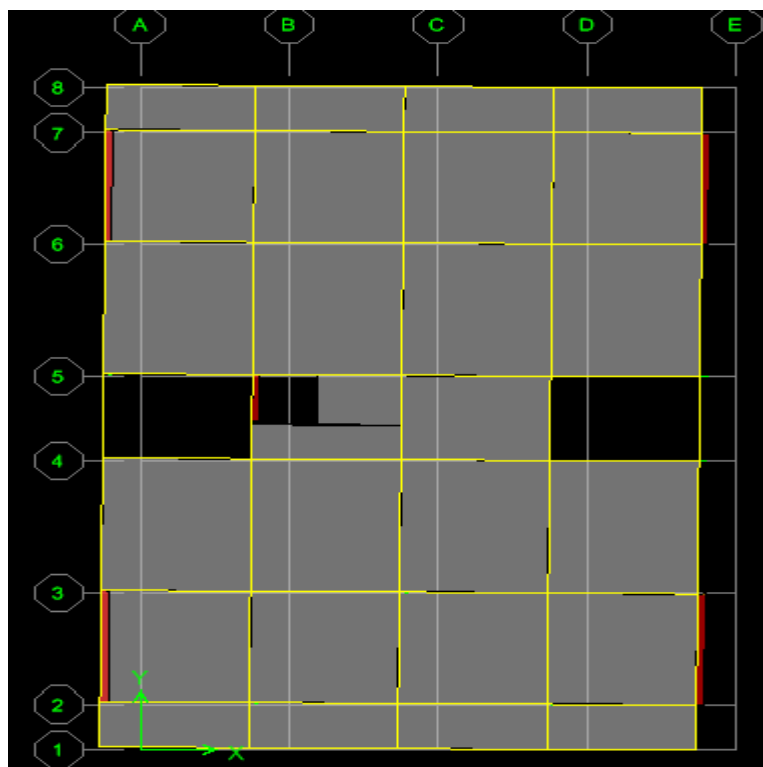
Les nouvelles sections adoptées :

➤ Poteaux :

(45x45)cm² pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

(40x40)cm² pour le 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.

(35x35)cm² pour le 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} et 10^{ème} étage.

**Fig. VI.2 :model**

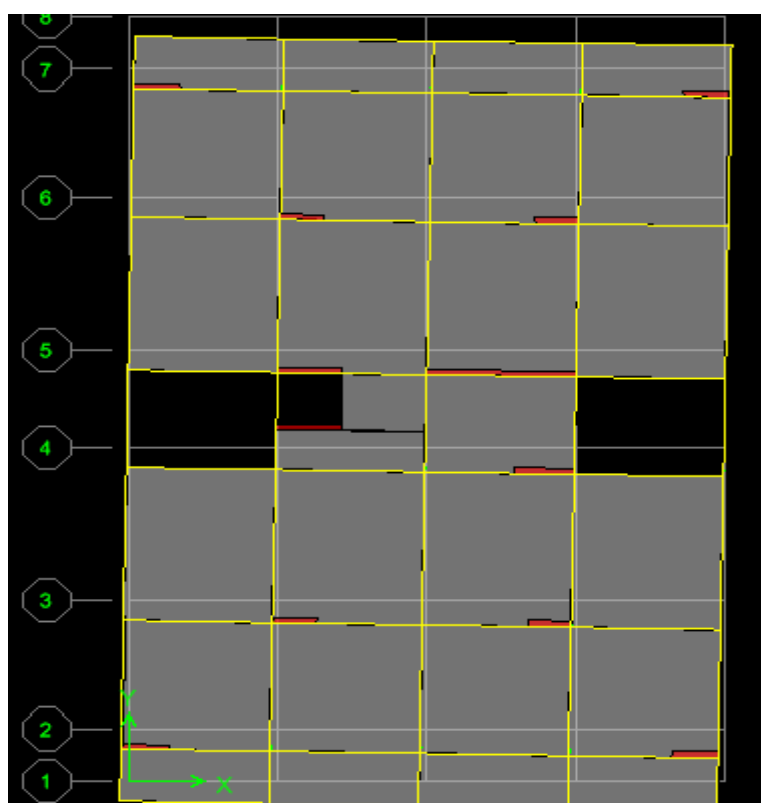


Fig.VI.2 :mode2

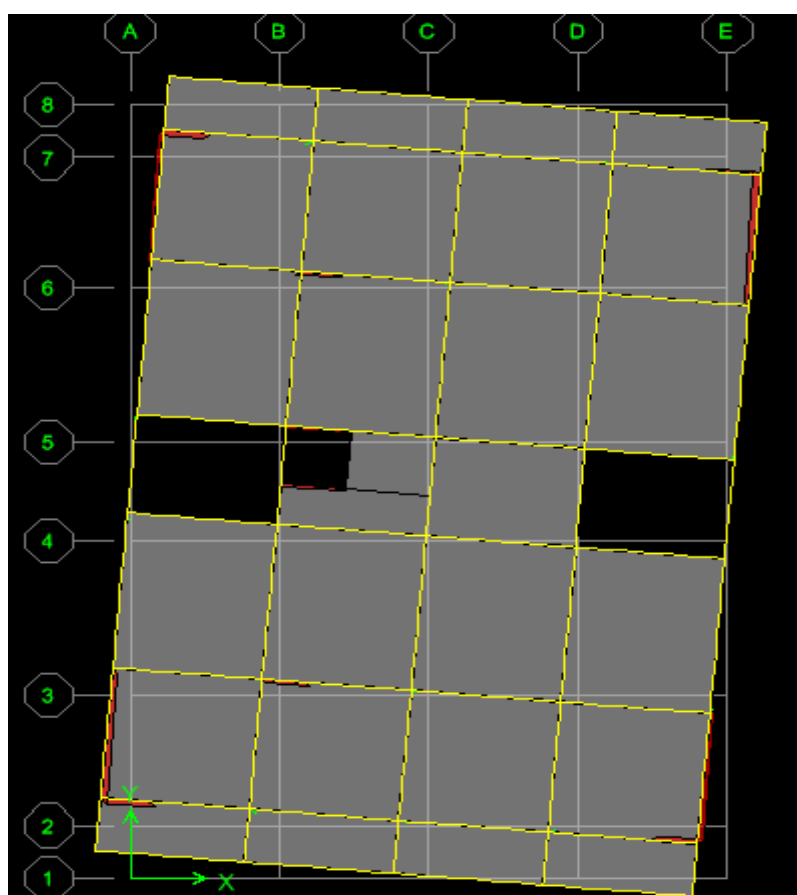


Fig.VI.3 :mode3

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] de RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4)
- La période donnée par l'ETABS est : $T=0,90s$

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0,05 \times 34,68^{0,75} = 0,71$$

$$T_{\text{numérique}} = 1,3 \times 0,71 = 0,92s > 0,90s \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI.8-Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**. La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA 4-1})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$A = 0.15$.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4-2})$$

$T_2=0.5$ voir le (**Tableau 4-7.RPA 2003**)

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4-3})$$

$\xi=8.5$

$\eta=0,82 > 0.7$

$$T=0.92s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,82 \left(\frac{0.5}{0.92} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,36$$

R : coefficient de comportement de la structure : $R=3.5$

Q : Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

Critères q	Sens X-X	Sens Y-Y
	Pénalité P_q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Q=1.05	Q=1.10

Tableau VI.3 : Tableau donnant les critères de qualités

W : poids total de la structure, donné par ETABS.

Group	Self Mass	Self Weight	Total MassX	Total MassY	Total MassZ
ALL	0	23231.008	3271.5622	3271.5622	0

Tableau VI.4 : Poids total de la structure.

W=23231.008KN.

MSE (RPA 2003) selon xx		
Coefficient	A	0.15
	D	1.36
	Q	1.05
	R	3.5
forces sismiques V (KN)	1421.74	

MSE (RPA 2003) selon yy		
Coefficient	A	0.15
	D	1.36
	Q	1.10
	R	3.5
forces sismiques V (KN)	1489.44	

Tableau VI.5 : La force sismique à la base

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,36 \times 1,05}{3,5} \times 23231.008 \Rightarrow V_x = 1421.74[kn]$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,36 \times 1,10}{3,5} \times 23231.008 \Rightarrow V_y = 1489.44[kn]$$

Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente V_{max}** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée $(V_t > 0.80 V)$.

Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

- **Application numérique :**

forces sismiques (KN)				Vérification	
MSE	MSE	ETABS (V_t)		V_t/V	
V/xx	V/yy	Ex	Ey	X	Y
1421.74	1489.44	1466.31	1711.07	>0.80	>0.80
				CV	CV

Conclusion : Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

VI.9- Justification de l'interaction portiques voiles :

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-6.3414	0
End Point	23.6915	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.6751	2.3929	0.	0

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	84.1018	2054.7225	121.5015
Moment	0.	0.	0.	32922.694	823.35	5535.1236

Close Refresh

- Charge sismique reprise par les voiles :
 - Sens X-X : $\Rightarrow 92.26\%$.
 - Sens Y-Y : $\Rightarrow 93.73\%$.
- Charge sismique reprise par les portiques :
 - Sens X-X : $\Rightarrow 7.73\%$.
 - Sens Y-Y : $\Rightarrow 6.26\%$.

Conclusion :

Vu que la totalité des charges sismiques sont reprises par les voiles, alors le système est contreventé par des voiles.

VI.10- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

R : Coefficient de comportement (**R=3.5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

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 RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Story	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	Hauteur	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k(y)$	1%H	obs
STORY11	0.0172	0.0176	3,06	0.0014	0.0019	0.0306	cv
STORY10	0.0158	0.0157	3,06	0.0016	0.0020	0.0306	cv
STORY9	0.0142	0.0137	3,06	0.0017	0.0020	0.0306	cv
STORY8	0.0125	0.0117	3,06	0.0018	0.0020	0.0306	cv
STORY7	0.0107	0.0097	3,06	0.0019	0.0019	0.0306	cv
STORY6	0.0088	0.0078	3,06	0.0019	0.0019	0.0306	cv
STORY5	0.0069	0.0059	3,06	0.0018	0.0019	0.0306	cv
STORY4	0.0051	0.0042	3,06	0.0017	0.0017	0.0306	cv
STORY3	0.0034	0.0027	3,06	0.0015	0.0012	0.0306	cv
STORY2	0.0019	0.0015	3,06	0.0012	0.0009	0,0306	cv
STORY1	0.0007	0.0006	4,08	0.0007	0.0006	0.0408	cv

Tableau VI.6 : Vérification les déplacements relatifs

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

VII) justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2^{em} ordre (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = P_K \Delta_k / V_K h_K \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

Δ_k : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : la hauteur de l'étage k.

Niv	P _k	Sens x-x			Sens y-y			observation
		Δ_k^x	V _k H _k	Θ _y	Δ_k^y	V _k H _k	Θ _y	
11	32538.99	0.0014	1151.72	0.039	0.0019	1295.94	0.04	CV
10	30242.98	0.0016	2154.60	0.022	0.0020	2412.10	0.025	CV
9	29745.68	0.0017	2969.85	0.017	0.0020	2363.27	0.025	CV
8	29334.03	0.0018	3664.19	0.014	0.0020	3972.61	0.014	CV
7	29334.03	0.0019	4273.68	0.014	0.0019	4590.00	0.012	CV
6	29334.03	0.0019	4801.10	0.011	0.0019	5127.85	0.010	CV
5	28895.23	0.0018	5261.39	0.009	0.0019	5588.08	0.009	CV
4	28542.09	0.0017	5651.94	0.008	0.0017	5972.35	0.008	CV
3	28542.09	0.0015	5964.79	0.005	0.0012	6293.07	0.007	CV
2	28542.09	0.0012	6201.91	0.005	0.0009	6549.31	0.003	CV
1	24369.58	0.0007	6342.61	0.002	0.0006	6707.39	0.002	CV

Tableau VI.7.: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

➤ *Diagrammes des efforts internes :*

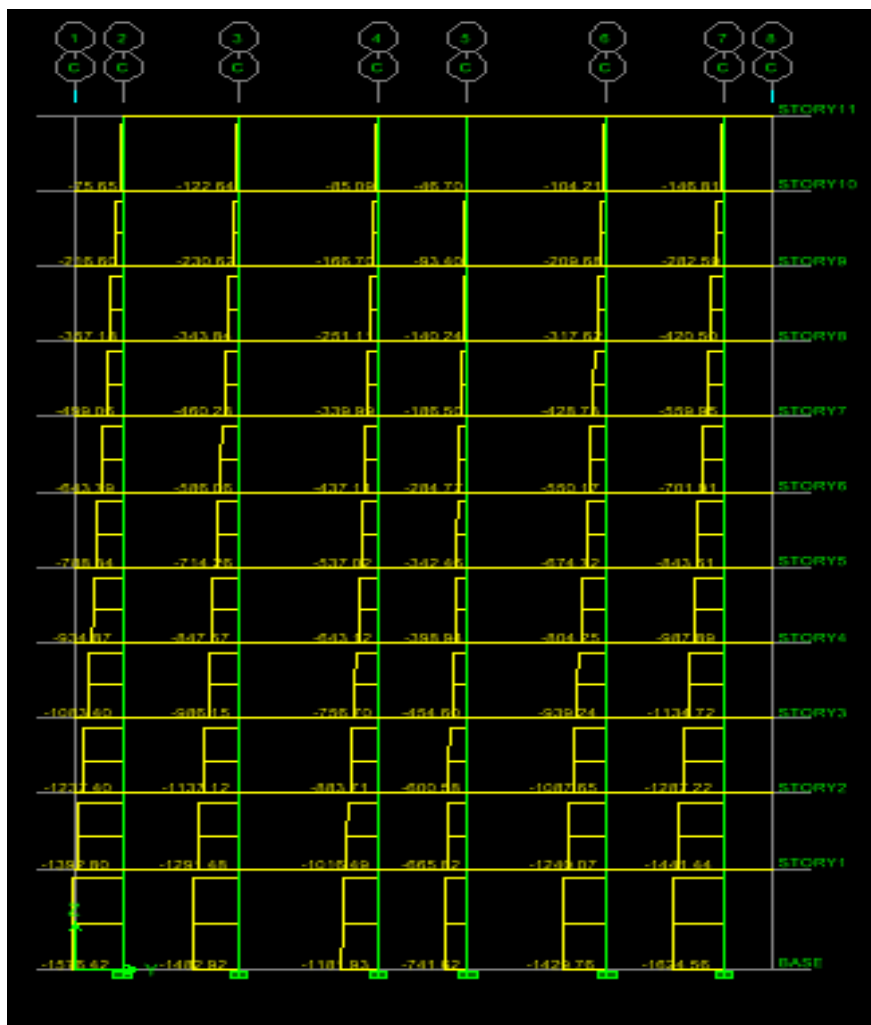
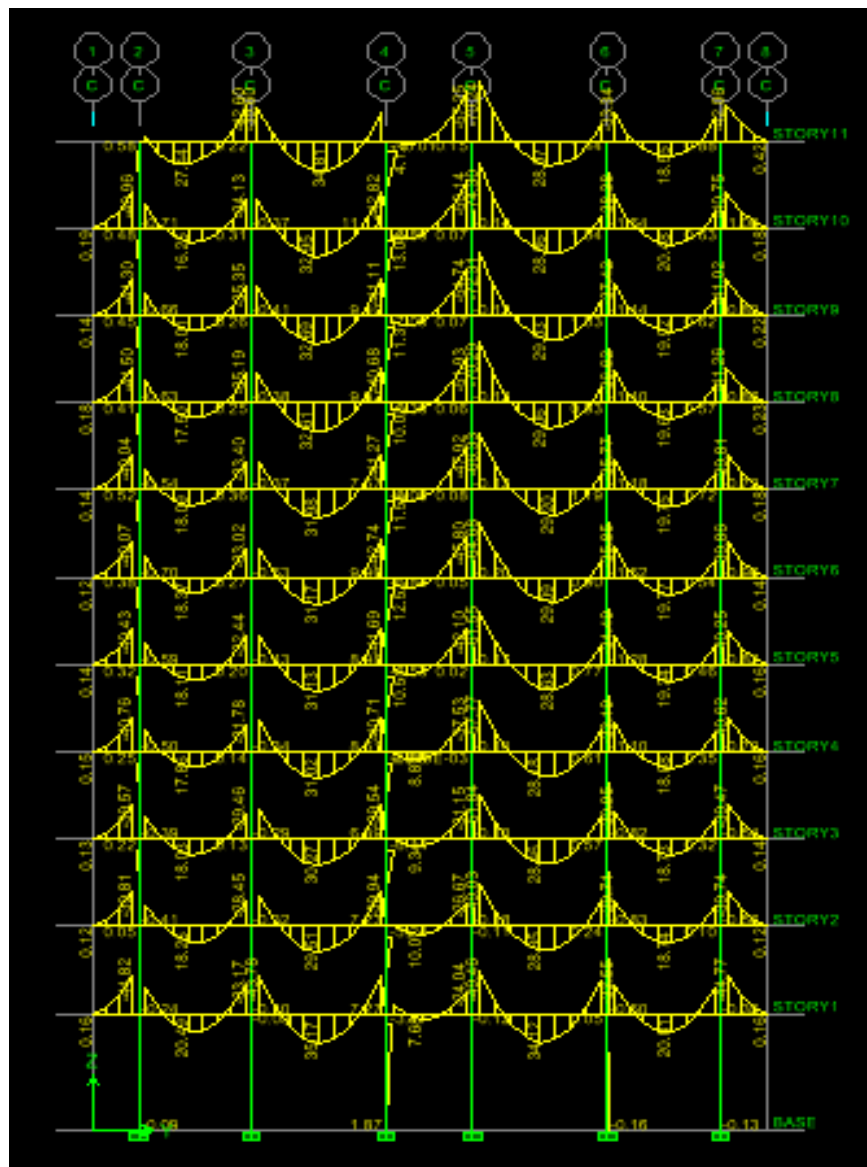
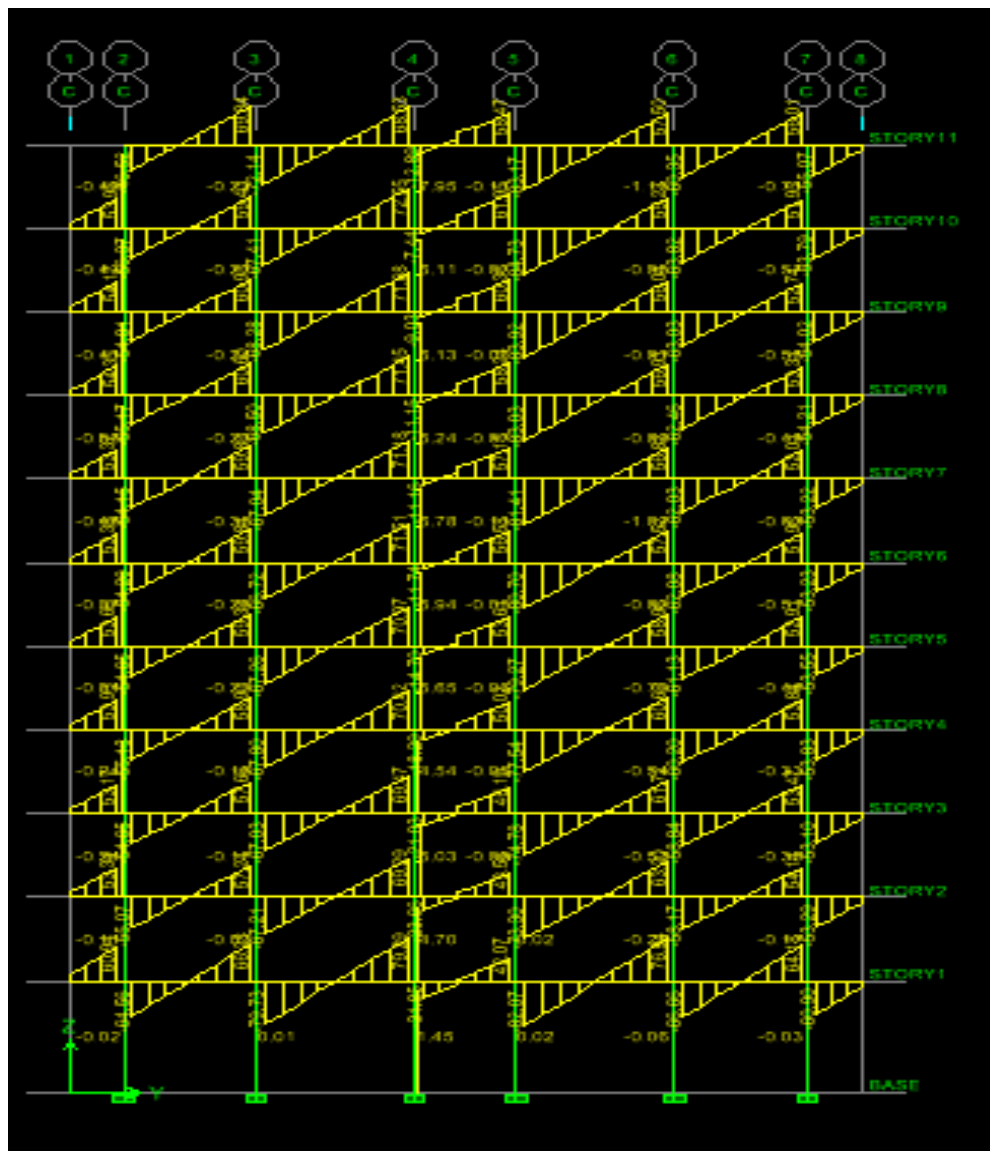


Fig.VI.5 : *Diagramme des efforts normaux du portique 3-3(sens longitudinal)*





FigVI.7 :Diagramme des efforts tranchants du portique 3-3(sens longitudinal)

- Dispositions des voiles et poteaux :

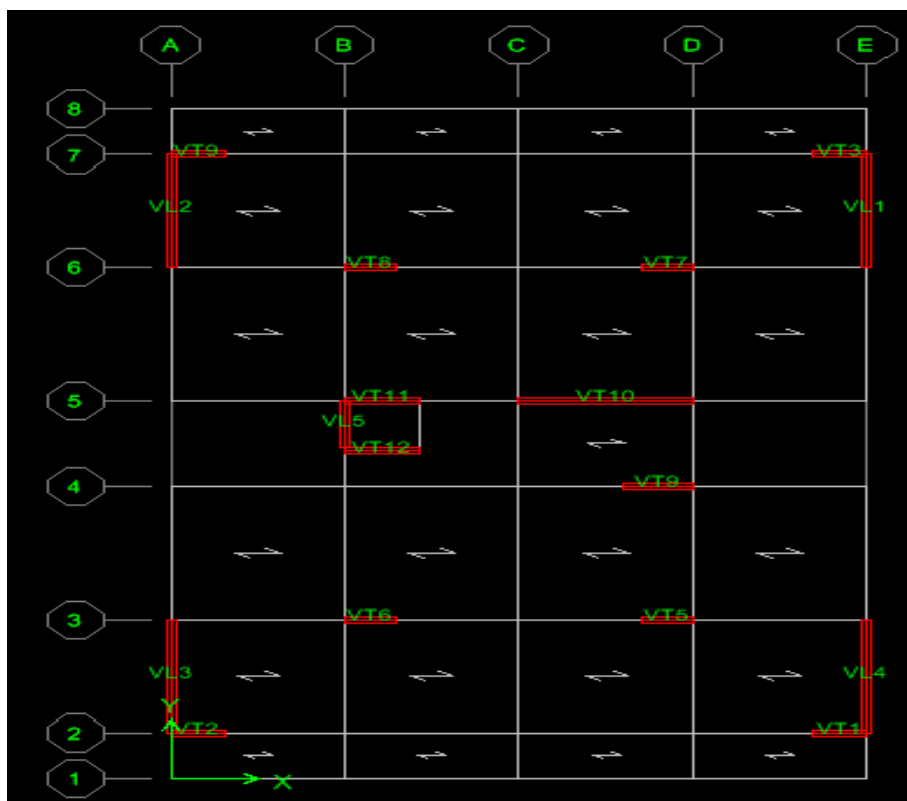


Fig.VI.8 : dispositions et noms des voiles

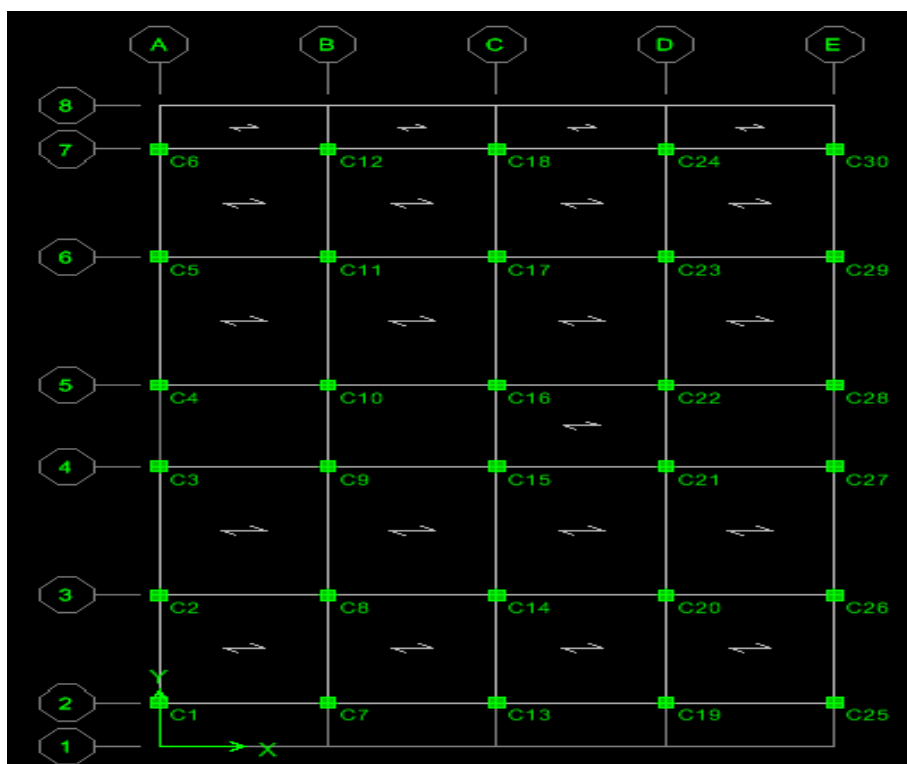


Fig.VI.8: dispositions et noms des poteaux



Chapitre VII



Ferraillage des poutres

VII.1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q : à L'ELU.
- G + Q : à L'ELS.
- G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.
- 0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VII.2. Recommandations du RPA99 :**1. Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

- Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- 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° .

2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 S_t . b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ Le plus petit diamètre 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.

3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : Soit

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$.

M_u : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors

$$:A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

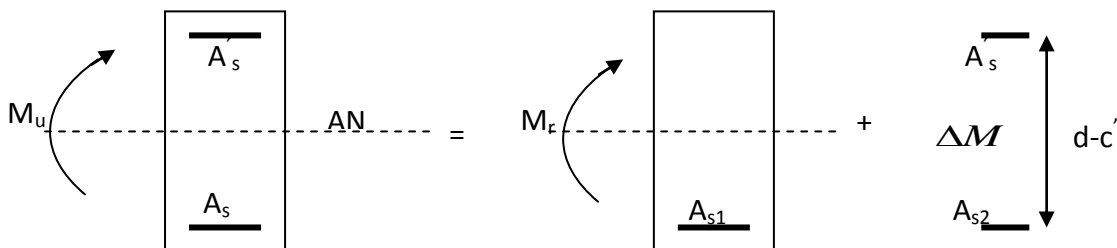
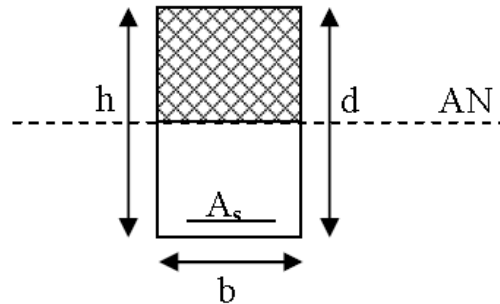
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

4. **Vérification à l'ELS** : Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

• Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0.6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul: $\rho_1 = \frac{100A_{adopt}}{b_0.d}$

$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} k_1$

5. Vérification du BAEL 91 : Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité :** $A_{min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5MPa \right) = 3.33MPa. \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

6. Etat limite de déformation : Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } L : \text{portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}. \quad M_t : \text{Moment fléchissant maximal en travée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}. \quad M_0 : \text{Moment isostatique.}$$

A : section d'armatures tendues.

VII.3. Ferrailage des poutres principales à L'ELU :

➤ *En travée :*

niv	M_t^{\max} (KN.M)	μ	β	OBS	$A_S \text{ CM}^2$	$A_{\min} \text{ CM}^2$	A adopté	Ferrailage
1	35.172	0.060	0.969	SSA	2.81	6,00	8,01	3HA14+3HA12
2	29.513	0.050	0.974	SSA	2.35		8,01	3HA14+3HA12
3	30.269	0.051	0.973	SSA	2.41		8,01	3HA14+3HA12
4	31.839	0.054	0.972	SSA	2.54		8,01	3HA14+3HA12
5	36.976	0.063	0.967	SSA	2.96		8,01	3HA14+3HA12
6	40.641	0.069	0.964	SSA	3.27		8,01	3HA14+3HA12
7	36.064	0.061	0.968	SSA	2.89		8,01	3HA14+3HA12
8	32.610	0.055	0.971	SSA	2.60		8,01	3HA14+3HA12
9	32.691	0.056	0.971	SSA	2.61		8,01	3HA14+3HA12
10	33.190	0.056	0.971	SSA	2.65		8,01	3HA14+3HA12
11	34.806	0.059	0.969	SSA	2.78		8,01	3HA14+3HA12

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales en travée.

➤ *Aux appuis :*

Niv	M_a^{\max} (KN.m)	μ	β	OBS	A_{SCm}^2	A_{min}	$A_{adopté}$	Ferrailages
1	51.375	0.088	0.954	SSA	4.18	6,00	8,01	3HA14+3HA12
2	60.423	0.103	0.945	SSA	4.96		8,01	3HA14+3HA12
3	67.302	0.115	0.938	SSA	5.57		8,01	3HA14+3HA12
4	75.588	0.129	0.930	SSA	6.31		8,01	3HA14+3HA12
5	81.934	0.140	0.924	SSA	6.88		8,01	3HA14+3HA12
6	86.573	0.148	0.919	SSA	7.31		8,01	3HA14+3HA12
7	87.045	0.149	0.918	SSA	7.36		8,01	3HA14+3HA12
8	88.639	0.151	0.917	SSA	7.50		8,01	3HA14+3HA12
9	89.847	0.154	0.916	SSA	7.61		8,01	3HA14+3HA12
10	91.786	0.157	0.914	SSA	7.79		8,01	3HA14+3HA12
11	78.784	0.135	0.927	SSA	6.67		8,01	3HA14+3HA12

Tableau VII.2: *Ferrailage des poutres principales en appuis.*

VII.4. Ferrailage des poutres secondaires à L'ELU :➤ *en travée :*

niv	M_t^{\max} (KN.m)	μ	B	OBS	$A_S \text{ cm}^2$	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	17.038	0.039	0.980	SSA	1.56	5,25	6,88	3HA14+2HA12
2	27.773	0.063	0.967	SSA	2.57		6,88	3HA14+2HA12
3	31.061	0.071	0.963	SSA	2.89		6,88	3HA14+2HA12
4	32.764	0.075	0.960	SSA	3.06		6,88	3HA14+2HA12
5	35.423	0.081	0.957	SSA	3.32		6,88	3HA14+2HA12
6	36.864	0.084	0.956	SSA	3.46		6,88	3HA14+2HA12
7	33.412	0.076	0.960	SSA	3.12		6,88	3HA14+2HA12
8	28.687	0.065	0.966	SSA	2.66		6,88	3HA14+2HA12
9	28.085	0.064	0.967	SSA	2.61		6,88	3HA14+2HA12
10	28.000	0.064	0.967	SSA	2.60		6,88	3HA14+2HA12
11	16.249	0.037	0.981	SSA	1.48		6,88	3HA14+2HA12

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

➤ *aux appuis :*

niv	M_t^{\max} (KN.m)	μ	β	OBS	A_s CM ²	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	19.695	0.045	0.976	SSA	1.81	5,25	6,88	3HA14+2HA12
2	30.326	0.069	0.964	SSA	2.82		6,88	3HA14+2HA12
3	32.80	0.075	0.960	SSA	3.06		6,88	3HA14+2HA12
4	33.766	0.077	0.959	SSA	3.16		6,88	3HA14+2HA12
5	36.247	0.083	0.956	SSA	3.40		6,88	3HA14+2HA12
6	37.651	0.086	0.955	SSA	3.54		6,88	3HA14+2HA12
7	33.426	0.076	0.960	SSA	3.12		6,88	3HA14+2HA12
8	27.928	0.064	0.967	SSA	2.59		6,88	3HA14+2HA12
9	27.454	0.062	0.968	SSA	2.54		6,88	3HA14+2HA12
10	27.719	0.063	0.967	SSA	2.57		6,88	3HA14+2HA12
11	13.851	0.031	0.984	SSA	1.26		6,88	3HA14+2HA12

Tableau VII.4: Ferrailage des poutres secondaires en appuis.

VII.5. Vérification de BAEL 91 :

VI.5 .1. Vérification de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Pour les poutres principales (40×30) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (30×35)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2.$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

VII.5.2. Vérification de l'adhérence :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres, } \sum U_i = 3\pi\phi$$

➤ **Sens principale :**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times (1,4 + 1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{84,73 \times 10}{0,9 \times 37 \times 24,49} = 1,03 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,03 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times (1,4 + 1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{26,8 \times 10}{0,9 \times 32 \times 24,49} = 0,37 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,37 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

VII.5.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible)} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 84,73 \text{ kN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{84,3 \times 10}{30 \times 37} = 0,76 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 26,80 \text{ kN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{26,80 \times 10}{30 \times 32} = 0,27 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**a) Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

➤ Sens principale :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 37 \times 30 \times \frac{25}{1.5} = 666 \text{ KN}.$$

$$V_u = 84,73 \leq 666 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \times \frac{25}{1.5} = 576 \text{ KN}.$$

$$V_u = 26,80 \leq 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

$$\text{- Pour les poutres principales : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 84,73 - \frac{91,786}{0.9 \times 0.37} = -190,9 < 0$$

$$\text{- Pour les poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 26,8 - \frac{37,651}{0.9 \times 0.32} = -103,93 < 0$$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

VII.5.5. Etat limite de fissuration (la flèche) :

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1),

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

➤ Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.035 \text{ cm} < 0.88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

➤ Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.035 \text{ cm} < 0.76 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

VII.6. Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier la compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{adp}}{bd} \Rightarrow (\beta_1, \alpha_1) \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

a) Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β	α	K	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
1	25,131	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	95,27	2,85	15	Vérifiée
2	21,326	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	80,85	2,42		Vérifiée
3	21,866	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	82,89	2,48		Vérifiée
4	22,413	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	48,97	1,46		Vérifiée
5	22,488	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	85,25	2,55		Vérifiée
6	22,514	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	85,35	2,56		Vérifiée
7	23,102	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	87,58	2,62		Vérifiée
8	23,564	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	89,33	2,67		Vérifiée
9	23,624	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	89,56	2,68		Vérifiée
10	23,81	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	90,26	2,70		Vérifiée
11	25,344	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	96,08	2,88		Vérifiée

b) Vérification du ferrailage des poutres principales en appuis à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β	α	K	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
1	34,974	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	132,59	3,97	15	Vérifiée
2	35,813	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	135,77	4,07		Vérifiée
3	35,932	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	136,22	4,08		Vérifiée
4	36,006	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	136,50	4,09		Vérifiée
5	34,762	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	131,78	3,95		Vérifiée
6	34,853	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	132,29	3,96		Vérifiée
7	34,895	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	132,63	3,97		Vérifiée
8	34,942	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	132,47	3,97		Vérifiée
9	34,992	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	132,66	3,97		Vérifiée
10	35,131	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	133,18	3,99		Vérifiée
11	33,45	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	126,80	3,80		Vérifiée

c) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ _l	β	α	K	σ _s	σ _{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	3,501	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	18,13	0,73	15	Vérifiée
2	6,845	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	35,45	1,42		Vérifiée
3	9,165	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	47,46	1,89		Vérifiée
4	12,034	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	62,33	2,49		Vérifiée
5	14,915	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	77,24	3,08		Vérifiée
6	15,957	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	82,64	3,30		Vérifiée
7	17,084	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	88,48	3,53		Vérifiée
8	18,688	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	96,78	3,87		Vérifiée
9	20,722	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	107,32	4,29		Vérifiée
10	15,165	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	78,54	3,14		Vérifiée
11	13,165	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	68,18	2,72		Vérifiée

d) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en appuis à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ _l	β	α	K	σ _s	σ _{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	9,86	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	51,01	2,04	15	Vérifiée
2	14,72	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	76,23	3,04		Vérifiée
3	17,98	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	93,12	3,72		Vérifiée
4	21,69	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	112,33	4,49		Vérifiée
5	25,22	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	130,61	5,22		Vérifiée
6	27,35	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	141,65	5,66		Vérifiée
7	29,77	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	154,18	6,16		Vérifiée
8	31,73	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	164,33	6,57		Vérifiée
9	34,16	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	176,92	7,06		Vérifiée
10	30,68	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	158,89	6,35		Vérifiée
11	28,64	6,88	0,716	0,877	0,369	0,04	148,33	5,93		Vérifiée

VII.7. Vérification du RPA99 révisé 2003 :

VII.7.1. Espacement d'armatures :

➤ **Sens principale :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,2\right) = 10 \text{ cm} \quad \text{Soit à prendre } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right) = 8,75 \text{ cm}. \quad \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}.$$

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}.$

VI.7.2. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Sens principal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1.14; 1.2; 3) = 1.12 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi_L = 8 \text{ mm}$

➤ **Sens secondaire :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{35}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1; 1.2; 3)$$

On prend : $\Phi_L = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre et un étrier de $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

VII.7.3. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b$$

➤ **Sens principal :**

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens secondaire :**

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$$

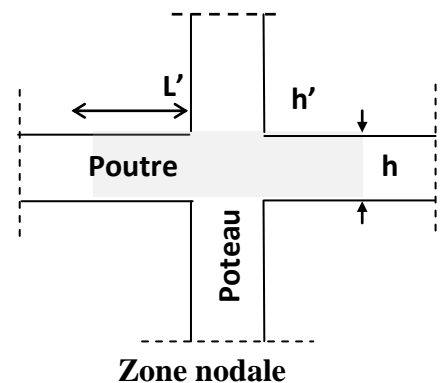
$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\text{min}} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.



b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \dots \text{poutres principales.}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \dots \text{poutres secondaires.}$$

❖ **Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les barres à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_c = 16.93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_c = 19.75 \text{ cm}$$

VII.7.4. Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale 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 prolongées 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.



Chapitre VIII



Ferraillage des poteaux

VIII.1- Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ \longrightarrow à l'ELU.
- $G+Q$ \longrightarrow à l'ELS.
- $G+Q\pm 1.2E$ \longrightarrow RPA99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$ \longrightarrow RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VIII.2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**1) Armatures longitudinales :**

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité par:

$$- 0,8\% \Rightarrow A_{min}=0.008(b \times h).$$

- RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage : (45x45) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (45 \times 45) = 16,20 \text{ cm}^2$.
- Etages (3 ; 4 ; 5 ; 6) : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (40 \times 40) = 12,80 \text{ cm}^2$.
- Etages (7 ; 8 ; 9 ; 10) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (35 \times 35) = 09.80 \text{ cm}^2$.

➤ Leur pourcentage **maximal** sera de :

$$- 4\% \text{ en zone courante } (0.04 \times b \times h).$$

- RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage : (45x45) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (45 \times 45) = 81.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (3 ; 4 ; 5 ; 6) : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (40 \times 40) = 64.00 \text{ cm}^2$.
- Etages (7 ; 8 ; 9 ; 10) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (35 \times 35) = 49.00 \text{ cm}^2$

$$- 6\% \text{ en zone de recouvrement } (0.06 \times b \times h).$$

- RDC ; 1^{ère} ; 2 étage : (45x45) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (45 \times 45) = 121,50 \text{ cm}^2$.
- Etages (3 ; 4 ; 5 ; 6) : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (40 \times 40) = 96,00 \text{ cm}^2$.
- Etages (7 ; 8 ; 9 ; 10) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (35 \times 35) = 73,50 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'**ELU**. On passe ensuite aux vérifications à l'**ELS**. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal 2,5 si l'élançement géométrique (λ_g) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire .

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales. Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement S_t est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**
 $t \leq \min (10\Phi 1 ; 15\text{cm}) \dots \dots$ en zone IIa
- **dans la zone courante :**
 $t' \leq 15\Phi 1 \dots \dots$ en zone IIa

Où $\Phi 1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

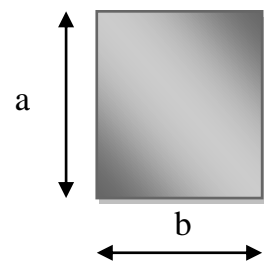
λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

L_f : la longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec: $l_f = 0.7 \times h_0$



-La quantité d'**armatures transversales minimales** $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme

suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots 0,3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5 \dots \dots \dots$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

VII.3-) Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée :

❖ Calcul des armatures longitudinales :

- calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

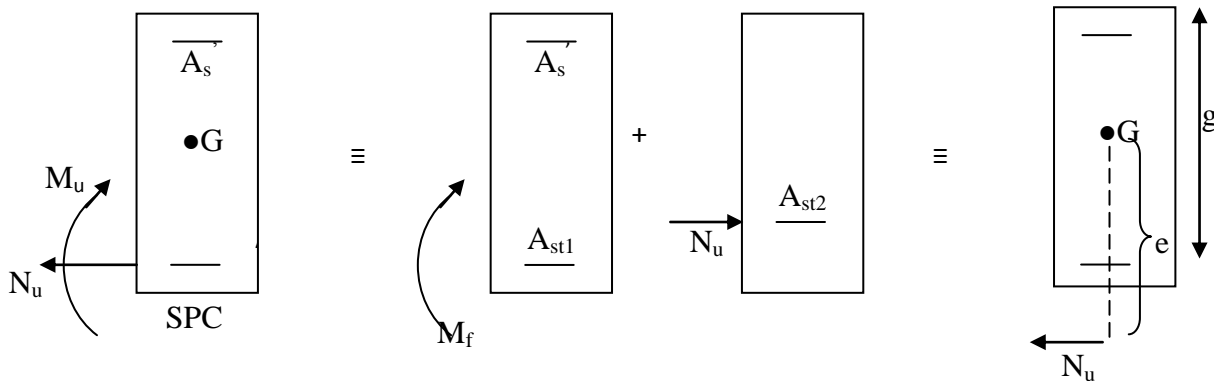
a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions est vérifiée :

- $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$
- $N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$\text{Avec : } M_f = N_u \times g = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \frac{h}{2} - c$$



En flexion simple la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu_b < \mu_{b0} = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ si l'effort est positif.

Si A_s est négative $A_s \geq \max \left\{ b h / 1000, 0.23 b h f_{t28} / f_e \right\}$

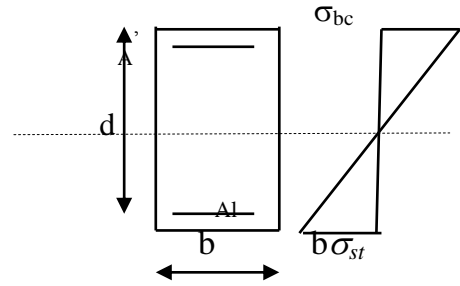
Si $\mu_b > \mu_{b0} = 0.392 \longrightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \Delta M = M_f - M_r$$

Avec:

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.



$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} = \frac{M_f - M_r}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec ; } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A' + A_s = A_l - N_u / \sigma_s$

b) Section entièrement comprimée (SEC) : La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c' \right)$
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

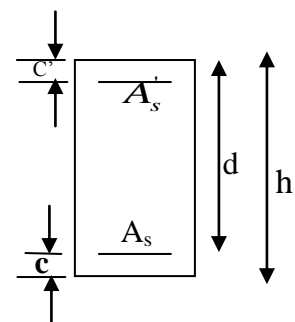
- 1) Si $(0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

Avec

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



- 2) Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A_s'$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VIII.4) Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

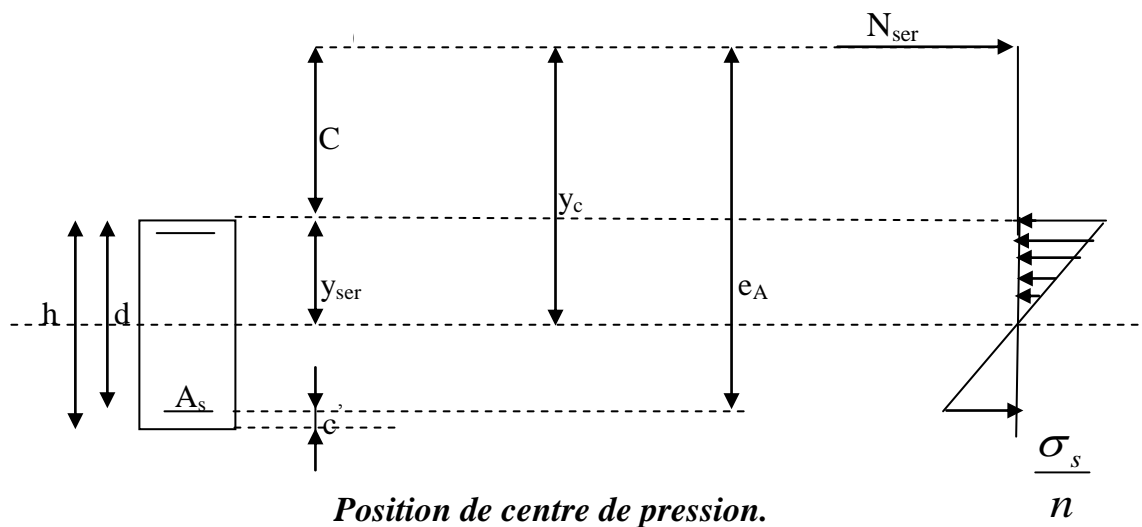
➤ **état limite de compression du béton :** [BAEL 99A.4.5.2]

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**



Y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression (C_p) comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : La distance de centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Si $N_{ser} < 0$: quel que soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$C < 0$ si $e_A > d$ (C à l'extérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

Si $N_{ser} > 0$

$C > 0$ si $e_A > d$ (Cp à l'intérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

On pose $y_{ser} = y_c + c$; $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$tq : e_A = \frac{M_u}{N_u} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

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 :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p) \quad ; \quad q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{On calcul } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad ; \quad a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad 2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \quad 3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \quad ;$$

$$\text{Si } \Delta > 0 \longrightarrow \text{alors il faut calculer : } Z = t^{1/3} \longrightarrow y_c = Z \times \frac{p}{3.Z}$$

• Calcul des contraintes :

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

H₂ : le béton tendu est négligé.

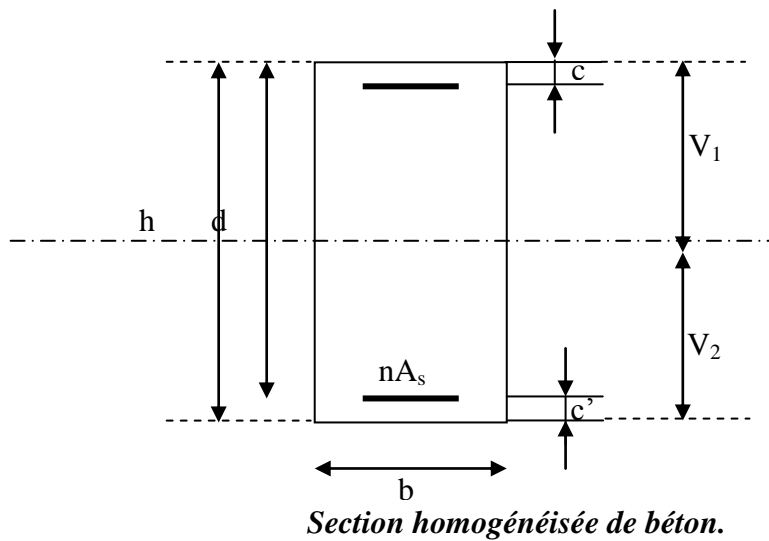
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad ; \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

• Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2 \right]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_1 \times N_s}{I} \times V_2 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$



La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $k = \frac{N_{ser} y_{ser}}{I} = \tan \alpha$; $\sigma_b = nk(d - y_{ser})$ avec $n = 15$
il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

-La section totale homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

-Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - c')^2 - A'_s(N_1 - c')^2]$$

On doit vérifier alors :

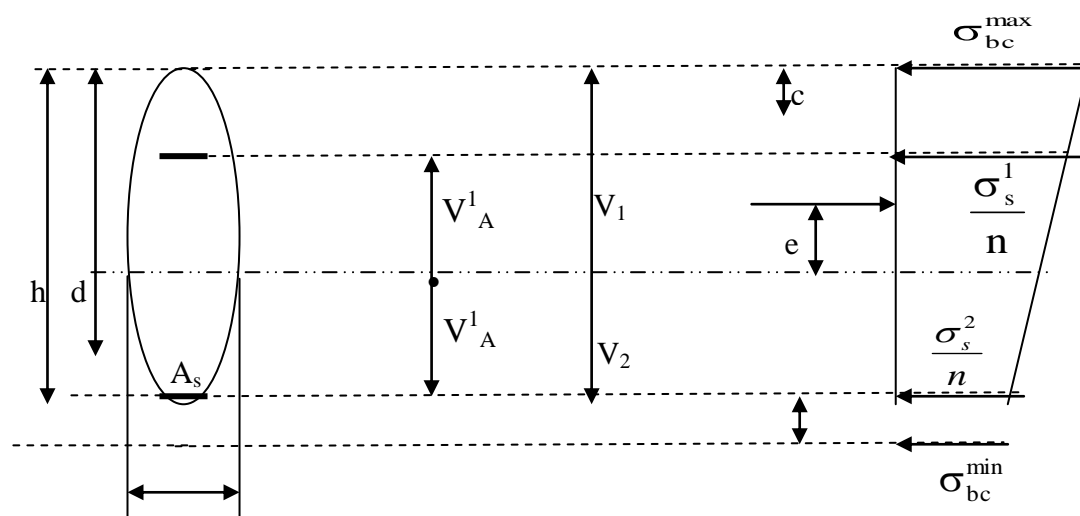
$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible) .



VIII.5) Ferrailage des poteaux

Les armatures longitudinales :

Les résultats du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants l'aide de logiciel SOCOTEC :

-Niveau	Direction	Sollicitation N	N(Kn)	M(Kn.m)	obser	A'(cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage
Etage : 7,8,9,10	X-X	N _{max}	128,21	2,455	SET	1,60	2,09	9,80	4HA16+4HA14 Soit 14,20 cm ²
		N _{min}	-559,95	-0,732	SEC	0	0		
		N _{cores}	-218,21	-60,158	SPC	2,92	0		
	Y-Y	N _{max}	128,21	-3,735	SET	1,47	2,09		
		N _{min}	-559,95	-8,607	SEC	0	0		
		N _{cores}	-218,21	-60,158	SPC	2,92	0		
Etage : 3,4,5,6	X-X	N _{max}	209,62	1,789	SET	2,88	3,15	12,80	4HA20+4HA16 Soit 20,60 cm ²
		N _{min}	-1134,72	-0,536	SEC	0	0		
		N _{cores}	-423,28	-80,089	SPC	1,16	0		
	Y-Y	N _{max}	209,62	1,654	SET	2,89	3,14		
		N _{min}	-1134,72	-7,573	SEC	0	0		
		N _{cores}	-423,28	-80,089	SPC	1,16	0		
Etage : RDC, 1^{er},2	X-X	N _{max}	765,65	3,837	SET	5,67	5,81	16,20	4HA20+4HA20 Soit 25,12cm ²
		N _{min}	-1655,22	-21,492	SEC	0	0		
		N _{cores}	-909,48	-75,205	SEC	0	0		
	Y-Y	N _{max}	765,65	4,396	SET	5,71	5,92		
		N _{min}	-1655,22	-3,976	SEC	0	0		
		N _{cores}	-909,48	-75,205	SEC	0	0		

POTEAUX 45X45

Sens xx : $\max (A_s', A_s) = 5,81 \text{ cm}^2$, on opte : $3HA20 = 9,42 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

Sens yy : $\max (A_s', A_s) = 11,33 \text{ cm}^2$, on opte : $3HA20 = 9,42 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

La section totale est de $8HA20 = 25,12 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 16,2 \text{ cm}^2$

POTEAUX 40X40

Sens xx : $\max (A_s', A_s) = 3,15 \text{ cm}^2$, on opte : $2 HA20 + 1 HA16 = 8,29 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

Sens yy : $\max (A_s', A_s) = 3,14 \text{ cm}^2$, on opte : $2 HA20 + 1 HA16 = 8,29 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

La section totale est de $4 HA20 + 4HA16 = 20,60 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12,8 \text{ cm}^2$.

POTEAUX 35X35

Sens xx : $\max (A_s', A_s) = 2,92 \text{ cm}^2$, on opte : $2 HA16 + 1 HA14 = 5,56 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

Sens yy : $\max (A_s', A_s) = 2,92 \text{ cm}^2$, on opte : $2 HA16 + 1 HA14 = 5,56 \text{ cm}^2$ posé symétriquement.

La section totale est de $4HA16 + HA14 = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 9,8 \text{ cm}^2$.

VIII.6) Vérification à ELS :

Les résultats sont donnés par le tableau suivant avec l'aide de SOCOTEC:

Poteaux	sens	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$e_s(m)$	Nature	σ_b^{sup} (MPa)	σ_b^{inf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s^{sup} (MPa)	σ_s^{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs.
45x45	x-x	$N_{max}=-305,83$	$M_{cor}=-2,945$	0,009	SEC	1,13	1,4	15	17,2	20,8	400	vérifiée
		$N_{min}=-1180,87$	$M_{cor}=-0,091$	0,00007	SEC	4,89	4,9		73,30	34,4		vérifiée
		$N_{cor}=-506,50$	$M_{max}=24,903$	0,049	SEC	3,24	0,95		46,4	16,6		vérifiée
	y-y	$N_{max}=-305,83$	$M_{cor}=0,312$	0,001	SEC	1,28	1,25	15	19,2	18,80	400	vérifiée
		$N_{min}=-1180,87$	$M_{cor}=-1,884$	0,0015	SEC	4,81	4,98		72,30	74,5		vérifiée
		$N_{cor}=-506,50$	$M_{max}=24,903$	0,049	SEC	3,24	0,95		46,4	16,6		vérifiée
40x40	x-x	$N_{max}=-137,5$	$M_{cor}=-0,51$	0,003	SEC	0,71	0,78	15	10,70	11,60	400	vérifiée
		$N_{min}=-825,58$	$M_{cor}=-0,381$	0,0004	SEC	4,44	4,49		66,6	67,3		vérifiée
		$N_{cor}=-211,77$	$M_{max}=29,172$	0,137	SPC	3,41	0		45,6	-17,3		vérifiée
	y-y	$N_{max}=-137,5$	$M_{cor}=-0,017$	0,0001	SEC	0,74	0,74	15	11,10	11,20	400	vérifiée
		$N_{min}=-825,58$	$M_{cor}=-5,592$	0,006	SEC	4,07	4,86		62,00	72,00		vérifiée
		$N_{cor}=-211,77$	$M_{max}=29,172$	0,137	SPC	3,41	0		45,6	-17,3		vérifiée
35x35	x-x	$N_{max}=-4,4$	$M_{cor}=0,627$	0,14	SPC	0,11	0	15	1,45	-0,93	400	vérifiée
		$N_{min}=-407,67$	$M_{cor}=-0,521$	0,001	SEC	2,87	2,99		43,20	44,6		vérifiée
		$N_{cor}=-48,77$	$M_{max}=28,458$	0,58	SPC	4,88	0		53,50	-136,9		vérifiée
	y-y	$N_{max}=-4,4$	$M_{cor}=0,306$	0,069	SPC	0,07	0	15	0,89	0,06	400	vérifiée
		$N_{min}=-407,67$	$M_{cor}=-6,342$	0,015	SEC	2,24	3,62		35,30	52,60		vérifiée
		$N_{cor}=-48,77$	$M_{max}=28,458$	0,58	SPC	4,88	0		53,50	-136,9		vérifiée

VIII.7) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ Calcul de l'élanement :

➤ L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{tq} : i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f$

Telle que : $l_f = 0.7 h_0$.

h : longueur libre du poteau.

$h=408 \text{ cm}$ pour le Poteau RDC,

$h=306 \text{ cm}$ pour les Poteaux de (étages courants).

- Poteaux (45×45): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 408 = 21,98$ (On prend le cas le plus défavorable pour h).
- Poteaux (40×40): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18,55$.
- Poteaux (35×35): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21,20$.

remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h : hauteur totale de la section brute

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t : est l'espacement des armatures transversales.

➤ Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ On adopte $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi^{\min}, 15\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(10 \times 1.4, 15) = 14\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 52,98\text{KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 52,98 \times 10^3 \times 10}{45 \times 400 \times 10^2} = 0,73\text{cm}^2$$

-En zone courante :

$$S_t' \leq 15\Phi^{\min} = 15 \times 1.4 = 21\text{cm} \longrightarrow S_t' = 15\text{cm}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 52,98\text{KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 52,98 \times 10^3 \times 15}{45 \times 400 \times 10^2} = 1,10\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures :**

✓ **En zone nodale :**

$$\text{-Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$\text{-Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,800 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre 4HA8=2,01cm²

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\Phi_{\max} = 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 \times h \text{ Poteau}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\} \text{ Poteau}$$

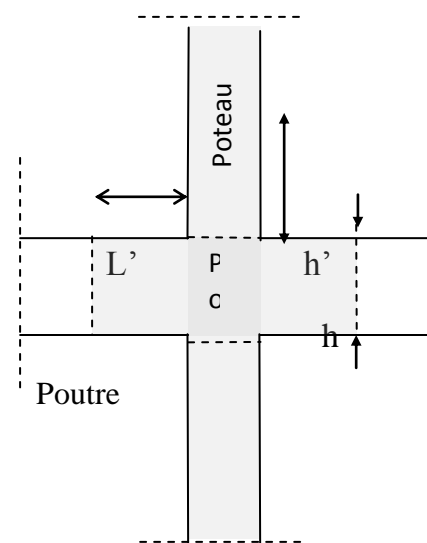
Avec :

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \left\{ \frac{(408-40)}{6}; 45; 45; 60 \right\}$$



la zone nodale

$$h' = \max \left\{ 1,33 ; 45 ; 45 ; 60 \right\} = 65 \text{ cm}$$

➤ *Vérification de l'effort tranchant :*

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{52,98 \times 10^3}{450 \times 410} = 0,28 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_{eg} \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_{eg} < 5 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} > \tau_b = 0,28 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



Chapitre XI



Ferraillage des voiles

X.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 que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

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 : du RDC au 2ème niveau
- Zone II : du 3ème au 6ème niveau
- Zone III : du 7ème au 10ème niveau

X.1.2.Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{ELU} \\ G + Q \quad \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

1-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } B : \text{section du béton.}$$

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_t : longueur tendue.

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

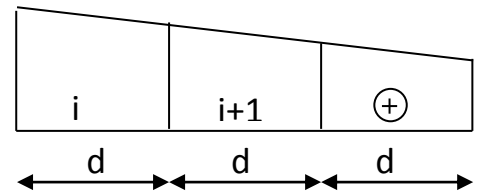
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

❖ *Section entièrement comprimée :*

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$



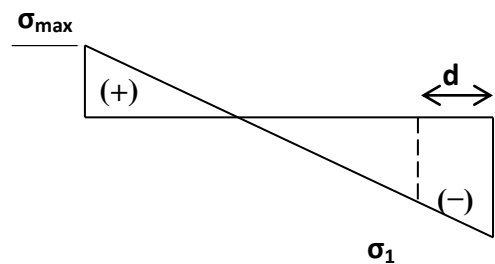
Avec :

e : épaisseur du voile

❖ *Section partiellement comprimée :*

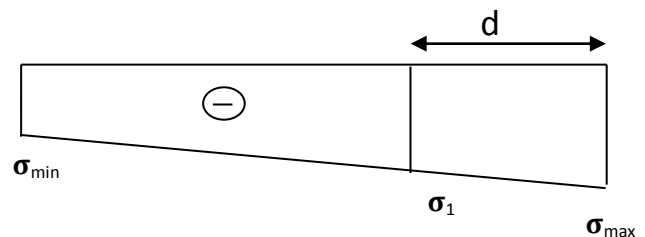
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ *Section entièrement tendue :*

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



2-Calcul des sections d'armatures verticales:

• *Section entièrement comprimée :*

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

X.1.3) Armatures minimales :

- **Compression simple**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0,2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

X.1. 4. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

B : la section du béton

A_v : section d'armature du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

X.1.5. Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

X.1.6. Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 RPA 2003).

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

X.1.7. Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

X.1.7.1. Disposition constructives :

- ***Espacement :***

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

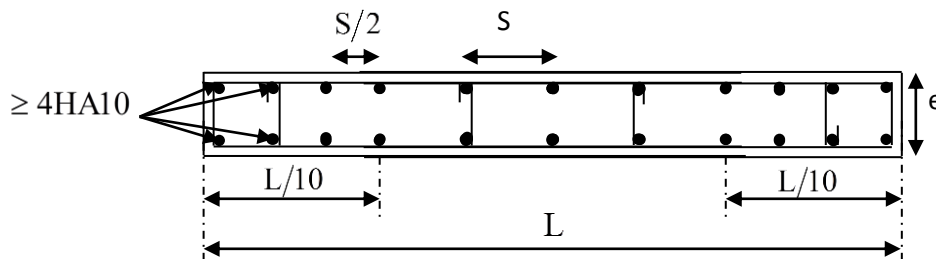


Fig X.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

X -2. Les vérifications :

X.2.1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

X.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- ***D'après le RPA99 (version 2003) :***

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- ***D'après le BAEL 91 :***

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $V_{LI} = 3.70 \text{ m}$ sur la zone 1 ; SPC

1-) Caractéristiques géométriques

$$L = 3.70\text{m} , e = 0.2 \text{ m} ; B = 0.74\text{m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.84 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 1.85 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 3907.5 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -7294.83 \text{KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1.30 \text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3.70 - 1.30 = 2.40 \text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

$$\text{en prend : } d = \frac{L_t}{2} = 1.20 \text{m}$$

1^{ère} bande :

$$N_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(2.40 - 1.20)}{1.20} 3907.50$$

$$\sigma_1 = 3907.50 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} \cdot d \cdot e = 1344.30 \text{KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1344.30}{400 \times 10^{-1}} 30.60 \text{cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \cdot e = 336.04 \text{KN}$$

$$A_{V2} = \frac{N2}{\sigma_s} = 8.40 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \left[\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right] \right\}$$

$$A_{\min} = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{V2} = 8.40 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 11.10 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec A_{\min}

$$A_{V2} = A_{\min} = 11.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{V1} = 30.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 11.10 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec $A_{V1} \longrightarrow A_{V1} = 30.60 \text{ cm}^2$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 469.95 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 18.07 \text{ m}^2$$

$$A1 = A_{V1} + A_{vj}/4 = 35.11 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \times 12 \text{ HA14} = 36.96 \text{ cm}^2$$

$$A2 = A_{V2} + A_{vj}/4 = 15.61 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \times 6 \text{ HA14} = 18.47 \text{ cm}^2$$

➤ *Armatures horizontales :*

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8 \text{ HA12} = 9.04 \text{ cm}^2$$

➤ *Armature transversales :*

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

✓ *Vérification des contraintes :*

$$\text{-Selon le BAEL 91 : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{496.95 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

-Selon RPA 2003 : $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 496.95 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 1.3 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 1.82 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{-1769.49 \times 10^3}{0.74 \times 10^6 + 15 \times 55.43 \times 10^2} = -2.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = -2.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

➤ *Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :*

VL1 , VL2 , VL3, VL4 :

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.7	3.7	3.7
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.74	0.74	0.74
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		4607.5	2996.3	1819.39
	σ_{\min} [KN/m ²]		-5894.83	-3856.89	-2299.3
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		469.95	430.3	245.65
	L _t (m)		2.08	2.08	2.07
	L _c (m)		1.62	1.62	1.63
	d1(m)		1.08	1.08	1.09
	d2 (m)		0.995	1.004	0.976
	σ_1 [KN/m ²]		2215.140	1859.357	1086.373
	N (kN)	N ₁	708.50	616.47	368.91
		N ₂	221.510	186.653	106.023
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.71	15.41	9.22
		A _{v2}	5.54	4.67	2.65
	A _{vi} (cm ²)		18.09	16.57	9.46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	22.61	19.55	11.59
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	15.62	8.81	5.01
	A _{min1} cm ²		11.34	11.32	11.44
	A _{min2} (cm ²)		11.10	10.54	10.25
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.16	24.64	20.34
		Bonde 2	16.08	12.32	10.17
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X8HA16	2X8HA14	2X8HA12
		Bonde 2	2X4HA16	2X4HA14	2X4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	13cm	13cm	13cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B /bande		6.23	6.25	6.20
	A _H		8.04	6.16	5.09
Vérification des contraintes	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
	ep =25cm		(A=4,52cm ²)	(A=3.12cm ²)	(A=3.12cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.706	0.646	0.369
		τ_b (MPa)	0.988	0.905	0.516
	ELS	N _s (kN)	-1769.49	-941.76	-107.58
		σ_b (MPa)	-2.2E	-1.2	-1.4

VL5

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.3	0.3	0.3
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2179.14	2045.96	1837.89
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3361.19	-3140.9	-2087.91
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	158.65	133.52	100.83
	L _t (m)	0.91	0.91	0.80
	L _c (m)	0.59	0.59	0.70
	d1(m)	0.39	0.39	0.47
	d2 (m)	0.517	0.514	0.330
	σ_1 [KN/m ²]	1908.430	1776.927	862.650
	N (kN)	N ₁	193.98	138.13
		N ₂	91.312	28.434
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5.18	3.45
		A _{v2}	2.28	0.71
	A _{vi} (cm ²)		6.11	3.88
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	6.71	4.42
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3.99	1.68
	A _{min} (cm ²)		5.43	3.46
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.24	6.78
		Bonde 2	9.24	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X3HA14	2X3HA12
		Bonde 2	2X3HA14	2X3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm
		Bonde 2	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.73	2.39
	A _H /nappe (cm ²)		2.31	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.588	0.373
		τ_b (MPa)	0.823	0.523
	ELS	N _s (kN)	-920.44	-71.38
		σ_b (MPa)	-2.8E+00	-2.2E-01

VT1, VT2, VT3, VT4

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.2	1.2	1.2
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.24	0.24	0.24
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2345.68	2050.97	1267.78
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3419.7	-2957.81	-1691.57
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	244.46	154.89	111.97
	L _t (m)	0.71	0.71	0.69
	L _c (m)	0.49	0.49	0.51
	d1(m)	0.33	0.33	0.34
	d2 (m)	0.386	0.381	0.343
	σ_1 [KN/m ²]	1855.913	1590.497	846.383
	N (kN)	N ₁	171.71	148.99
		N ₂	71.692	60.606
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4.29	3.72
		A _{v2}	1.79	1.52
	A _{vi} (cm ²)		9.41	5.96
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	6.65	5.22
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	4.15	3.01
	A _{min} (cm ²)		4.06	4.00
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.24	6.78
		Bonde 2	6.16	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X3HA14	2X3HA12
		Bonde 2	2X2HA14	2X2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm
		Bonde 2	23cm	23cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.14	2.13
	A _H /nappe (cm ²)		2.31	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=3,9cm ²)	(A=3.9cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.132	0.717
		τ_b (MPa)	1.584	1.004
	ELS	N _s (kN)	-3083.57	-216.1
		σ_b (MPa)	-1.2	-8.4

VT5, VT6, VT7, VT8

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.2	0.2	0.2
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2247.46	1883.88	1564.77
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3445.46	-2744.59	-2303.03
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	192.56	169.33	158.12
	L _t (m)	0.61	0.59	0.60
	L _c (m)	0.39	0.41	0.40
	d1(m)	0.2	0.27	0.27
	d2 (m)	0.342	0.322	0.326
	σ_1 [KN/m ²]	1947.153	1488.670	1259.850
	N (kN)	N ₁	141.93	114.87
		N ₂	66.599	47.881
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.55	2.87
		A _{v2}	1.66	1.20
	A _{vi} (cm ²)		7.41	6.52
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	5.40	4.50
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3.52	2.83
	A _{min} (cm ²)		3.59	3.38
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	6.78	4.52
		Bonde 2	6.78	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X2HA14	2X2HA12
		Bonde 2	2X2HA14	2X2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	15cm
		Bonde 2	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.82	1.78
	A _H /nappe (cm ²)		1.70	1.13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe
	ep =20cm (A=3,12cm ²)		(A=3.12cm ²)	(A=3.12cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.070	0.941
		τ_b (MPa)	1.498	1.317
	ELS	N _s (kN)	-1287.15	-704.44
		σ_b (MPa)	-5.8	-3.3

VT9

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.3	0.3	0.3
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2878.85	2326.04	2258.72
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3451.39	-2833.64	-2515.05
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	232.76	140.64	121.72
	L _t (m)	0.82	0.82	0.79
	L _c (m)	0.68	0.68	0.71
	d2 (m)	0.363	0.373	0.317
	σ_1 [KN/m ²]	1532.157	1282.947	1009.237
	N (kN)	N ₁	226.64	185.58
		N ₂	55.626	47.850
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5.67	4.64
		A _{v2}	1.39	1.20
	A _{vi} (cm ²)		8.96	5.41
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	7.91	5.99
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3.63	2.55
	A _{min} (cm ²)		3.81	3.92
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.24	6.78
		Bonde 2	9.24	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X3HA14	2X3HA12
		Bonde 2	2X3HA14	2X3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	13 cm	13 cm
		Bonde 2	24cm	24cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.45	2.47
	A _H /nappe (cm ²)		2.31	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.862	0.521
		τ_b (MPa)	1.207	0.729
	ELS	N _s (kN)	-1201.78	-661.2
		σ_b (MPa)	-3.7	-2.1

VT10

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.8	3.8	3.8
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.76	0.76	0.76
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		2855.8	2429.56	2312.33
	σ_{\min} [KN/m ²]		-4975.65	-4211.39	-4006.76
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		973.89	672.56	331.72
	L _t (m)		2.41	2.41	2.41
	L _c (m)		1.39	1.39	1.39
	d1(m)		0.92	0.92	0.93
	d2 (m)		1.491	1.483	1.482
	σ_1 [KN/m ²]		3071.783	2591.683	2465.207
	N (kN)	N ₁	743.42	630.51	599.96
		N ₂	457.849	384.341	365.457
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18.59	15.76	15.00
		A _{v2}	11.45	9.61	9.14
	A _{vj} (cm ²)		37.49	25.89	12.77
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	27.96	22.24	18.19
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	20.82	16.08	12.33
	A _{min} (cm ²)		15.65	15.57	15.57
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.16	24.64	24.64
		Bonde 2	24.12	18.48	18.48
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X8HA16	2X8HA14	2X8HA14
		Bonde 2	2X6HA16	2X6HA14	2X6HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	15 cm	15cm
		Bonde 2	23cm	23cm	23cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7.24	7.23	7.23
	A _H /nappe (cm ²)		7.56	6.16	6.16
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	7HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =15cm		(A=7,91cm ²)	(A=7.91cm ²)	(A=7.91cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.424	0.983	0.485
		τ_b (MPa)	1.993	1.377	0.679
	ELS	N _s (kN)	-2449.52	-1331.16	-204.07
		σ_b (MPa)	-2.9	-1.6	-2.5

VT11, VT12

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.65	1.65	1.65
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.33	0.33	0.33
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]		2934.1	2796.34	1340.18
	σ_{\min} [KN/m²]		-4969.1	-4702.49	-2255.16
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		181.84	166.86	133.86
	L _t (m)		1.04	1.03	1.03
	L _c (m)		0.61	0.62	0.62
	d1(m)		0.41	0.41	0.41
	d2 (m)		0.629	0.625	0.625
	σ_1 [KN/m²]		3013.033	2838.263	1361.707
	N (kN)	N ₁	325.97	309.32	148.30
		N ₂	189.535	177.254	85.096
	A _v (cm²)	A _{v1}	8.15	7.73	3.71
		A _{v2}	4.74	4.43	2.13
	A _{vi} (cm²)		7.00	6.42	5.15
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	9.90	9.34	5.00
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.49	6.04	3.42
	A _{min} (cm²)		6.61	6.56	6.56
	A _v adopté (cm²)	Bonde1	12.32	9.04	9.04
		Bonde 2	9.24	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X4HA14	2X4HA12	2X4HA12
		Bonde 2	2X3HA14	2X3HA12	2X3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	13 cm	13 cm	13 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.11	3.10	3.10
	A _H /nappe (cm²)		3.08	2.26	2.26
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
	ep =20cm		(A=5,65cm²)	(A=3.9cm²)	(A=3.9cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.612	0.562	0.451
		τ_b (MPa)	0.857	0.787	0.631
	ELS	N _s (kN)	-599.69	-350.57	-47.45
		σ_b (MPa)	-1.7	-9.9	-1.3



Chapitre X



Etude de l'infrastructure

X.1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

X.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2.5\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.3 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

X.4 : Dimensionnement :**1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	2330.48	3.70	2.52	9.32
VL2	2348.57	3.70	2.54	9.40
VL3	2315.69	3.70	2.50	9.25
VL4	2300.78	3.70	2.49	9.21
VL5	1166.38	1.50	3.11	4.66
				41.84

Tableau X.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	487.59	1.20	1.62	1.94
VT2	448.67	1.20	1.49	1.78
VT3	496.53	1.20	1.65	1.98
VT4	492.94	1.20	1.64	1.98
VT5	356.47	1.00	1.42	1.42
VT6	352.88	1.00	1.41	1.41
VT7	360.96	1.00	1.44	1.44
VT8	357.98	1.00	1.43	1.43
VT9	1527.92	1.50	4.07	4.68
VT10	3141.02	3.80	3.30	12.56
VT11	761.58	1.65	1.84	3.04
VT12	750.20	1.65	1.81	3.00
				36.66

Tableau X.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_v = \sum S_i = 78.50m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

2. Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B) (fil de poteaux le plus sollicité $N_{\max}=1242.39KN$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Pi=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Pi x ei (KN.m)
1	935.488	1.739	9.5	8887.13
2	1242.388	-1.747	5.8	7205.80
3	604.818	6.708	2.4	1451.56
4	1179.989	-2.643	-2.4	-2831.97
5	1199.982	1.124	-5.8	-6959.89
6	958.349	-1.761	-9.5	-9104.3
Somme	6121.01	3.42		-1351.67

Tableau X.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = -0.22m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0.22m < \frac{L}{6} = \frac{19.45}{6} = 3.24m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6121.01}{19.45} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.22)}{19.45}\right) = 336.06KN / m$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6121.01}{19.45} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.22)}{19.45}\right) = 304.02KN / m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6121.01}{19.45} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.22)}{19.45}\right) = 304.02KN / m$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{304.02}{250} = 1.24m$$

On prend $B = 1.30m$.

On aura donc, $S = 1.3 \times 19.45 = 25.28 m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 25.28 \times 5 + 78.43 = 204.85 m^2$$

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 305.36 m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 162.88 m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{204.85}{305.36} = 0.67 = 67 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

X.5 : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 55 \leq h \leq 88 cm$$

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818.86$ MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.40}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.88m$$

on prend : $h=90cm$

❖ **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25cm
- $h_d \geq \frac{440}{20} = 22cm$

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 44cm$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90cm$ Hauteur de la nervure

$h_d = 30cm$ Hauteur de la dalle

$b = 45 cm$ Largeur de la nervure

2. Calcul des charges nécessaires au radier :

Charge permanente $G = 31724.06 KN$

Charge d'exploitation $Q = 5433.71KN$

• Combinaison d'actions :

✓ **A l'ELU** : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 50978.04KN$

✓ **A l'ELS** : $N_s = G + Q = 37157.77 .KN$

4. Détermination de la surface du radier : La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

✓ **A l'ELU** : $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{50978.04}{2 \times 250} = 101.95m^2$

✓ **A l'ELS** : $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{37157.77}{250} = 148.63m^2$

D'où : $S_{bat} = 305.36m^2 > S_{rad} = \max(101.95; 148.63) m^2$

Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{ cm}\right) = 45\text{ cm}$$

On prend: $L_{deb} = 50\text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 305.36 + (19.45 + 15.55) \times 2 \times 0.5 = 347.36\text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 347.36\text{ m}^2$.

5. Détermination des efforts à la base du radier :

A. Poids du radier :

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle:**

$$S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 347.36 \times 0.3 = 2605.5\text{ KN}.$$

- **Poids de la nervure:**

$$B \times h_n \times \rho \times L \times n = (0.45 \times 0.90 \times 25 \times 19.45 \times 5) + (0.45 \times 0.9 \times 25 \times 15.55 \times 6) = 1929.32\text{ KN}$$

$$S_{ner} = \frac{P_{ner}}{\rho \times h_{ner}} = \frac{1929.32}{25 \times 0.9} = 85.75\text{ m}^2$$

- **Poids de remblais:**

$$(S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho_b = (347.36 - 85.75) \times (0.90 - 0.30) \times 25 = 3924.15\text{ kN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$(S_{rad} - S_{ner}) \times ep \times \rho = (347.36 - 85.75) \times 0.1 \times 25 = 654.02\text{ kN}$$

$$G_{rad} = 654.02 + 3924.15 + 1929.32 + 2605.5 = 9112.99\text{ KN}.$$

b. Surcharge d'exploitation :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 5433.71\text{ kN}$$

$$\text{Surcharge du radier: } Q_{rad} = 5 \times 302.44 = 1512.23\text{ kN}$$

c. Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{radiertot} + G_{Sup} = 9112.99 + 31724.06 = 40837.05\text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{radiertot} + Q_{bat} = 1512.23 + 5433.71 = 6945.94\text{ kN}.$$

2) Combinaison d'action :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot} = 1.35 \times 40837.05 + 1.5 \times 6945.94 = 66548.93 kN \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 40837.05 + 6945.94 = 47782.99 kN \end{cases}$$

6. Les vérifications :**1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{66548.93 \times 1}{347.36} \times \frac{4.40}{2} = 421.48 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{421.48}{1 \times 0.27} = 1561.04 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

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

2. Vérification de la stabilité du radier :**➤ Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 7.6 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.5 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15.45^3 \times 19.55}{12} = 6008.29 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15.45 \times 19.55^3}{12} = 9620.27 \text{ m}^4$$

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 de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

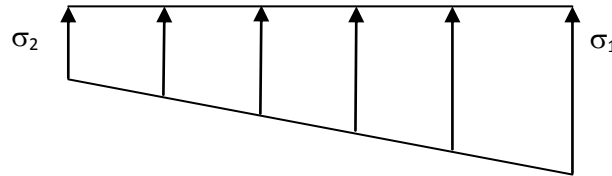


Fig. 10.2 Diagramme des contraintes

$$\checkmark \text{ A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Sens longitudinal :**

$$M_X = 48379.935 + 2072.75 \times 1.20 = 50867.23 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } M_X = 50867.23 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{66548.83}{347.36} + \frac{50867.23}{9620.27} \times 9.50 = 241.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{66548.83}{347.36} - \frac{50867.23}{9620.27} \times 9.50 = 141.35 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 241.82 + 141.35}{4} = 216.70 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{sol} = 2 \times 250 = 500 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } M_X = 50867.23 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47782.99}{347.36} + \frac{50867.23}{9620.27} \times 9.50 = 187.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47782.99}{347.36} - \frac{50867.23}{9620.27} \times 9.50 = 87.33 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u} \sigma_m = \frac{3 \times 187.79 + 87.33}{4} = 162.67 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

❖ *Sens transversal :*

$$M_y = 51471.74 + 2191.96 \times 1.2 = 54102.09 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELU : $M_y = 54102.09 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{66548.93}{347.36} + \frac{54102.09}{6008.29} \times 7.60 = 260.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{66548.93}{347.36} - \frac{54102.09}{6008.29} \times 7.60 = 123.15 \text{ KN/m}^2$$

D'o\grave{u}

$$\sigma_m = \frac{3 \times 260.02 + 123.15}{4} = 225.80 \text{ KN/m}^2 ; 2 \cdot \sigma_{SOL} = 2 \times 250 = 500 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

✓ **A l'ELS : $M_y = 50867.23 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47782.99}{347.36} + \frac{50867.23}{6008.29} \times 7.60 = 201.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47782.99}{347.36} - \frac{50867.23}{6008.29} \times 7.60 = 73.22 \text{ KN/m}^2$$

D'o\grave{u}

$$\sigma_m = \frac{3 \times 201.90 + 73.22}{4} = 169.73 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

3. V\acute{e}rification au poin\c{c}onnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exig\acute{e} si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul \`a l'ELU pour le poteau

μ_c : P\acute{e}rim\`etre du contour cisail\acute{e} sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

h : hauteur de la nervure \acute{e}gale \`a 90 cm

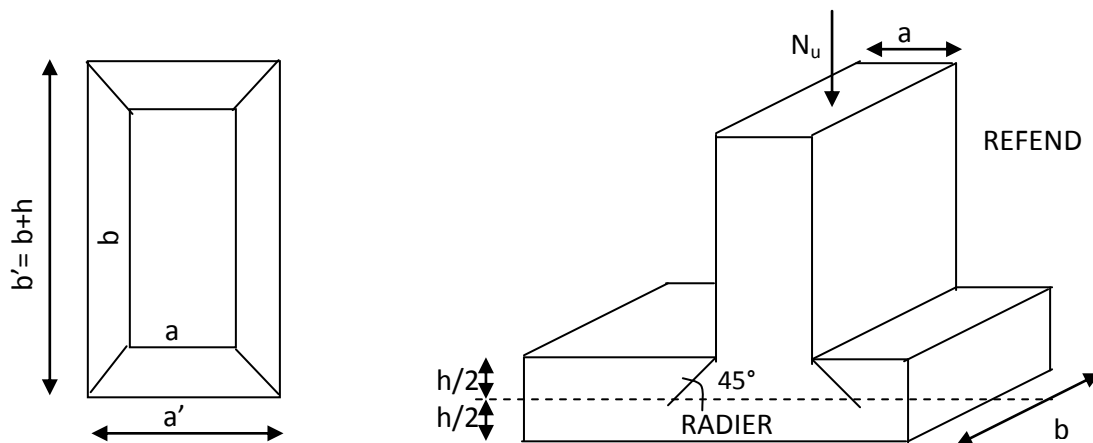


Fig. 10.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile μ_{cx}**

• **Poteau (le poteau le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.9) = 5.40m$$

$$N_u = 1494.79 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.4 \times 0.90 \times 25000}{1.5} = 3645 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile (le voile le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 2 + 2 \times 0.9) = 7.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1137.85 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 0.7 \times 7.2 \times 25000}{1.5} = 3780 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1.20m$)

$$P = 23231.008 \text{ KN} \geq 1.5 \times 347.36 \times 10 \times 1.20 = 6252.48 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

IX.6 : Ferrailage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a)) 1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$ 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 tableaux de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ 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 œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 225.80 - 1.35 \times \frac{9112.99}{347.36} = 190.38 \text{ KN/m}^2$$

✓ A l'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 169.73 - \frac{9112.99}{347.36} = 143.49 \text{ KN/m}^2$$

IX.6.1. Calcul à l'ELU :**• Identification des panneaux et calcul des moments :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	M_{0X}	M_{0Y}	Obs
1	3.80	4.40	0,86	0,0498	0,693	136.90	94.87	2Sens

Tableau X.4 : Identification des panneaux

Remarque :

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0.75 M_{0X}$ ou $0.75 M_{0Y}$

Moment sur appuis : $0.5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : $0.85 M_{0X}$ ou $0.85 M_{0Y}$

Moment sur appuis de rive : $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_0$

$$\begin{cases} M_{0X} = 136.90m \\ M_{0Y} = 94.87KN.m \end{cases}$$

- **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Dans notre cas on a des semi encastrement

Sens X-X : $M_{app} = 0.5 M_{0X} = 68.45KN.m$

$M_{app} = 0.3 M_{0X} = 41.06KN.m$

$M_t = 0.85 M_{0X} = 116.36KN.m$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0Y} = 47.43KN.m$

$M_{app} = 0.3 M_{0Y} = 28.46KN.m$

$M_t = 0.85 M_{0Y} = 80.64KN.m$

- **Etape de calcul :** $\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferraillage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	116.36	0.104	SSA	0.945	14.64	6HA20	18.85	17
	appui	68.45	0.061	SSA	0.938	9.49	6HA16	12,06	17
y-y	travée	80.64	0.072	SSA	0.963	10.59	6HA16	12,06	17
	appui	47.43	0.043	SSA	0.978	4.98	6HA14	9,24	17

Tableau X.5 : Ferraillage du panneau

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

– **Armatures parallèle au petit côté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.86}{2} = 2.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFé400

– **Armatures parallèle au grand côté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 10.05 \text{ m}^2 > A_{\min} = 2.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 15.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):**

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

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t^{\max} = 17 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{190.38 \times 10^3 \times 4.40}{2 \times 1000 \times 270} = 1.55 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IX.6.2. Vérification à l'E.L.S :**➤ Calcul des moments fléchissant :**

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	q_s	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
3.80	4.40	0.86	143.38	0.0498	0.693	103.11	71.45

Tableau X.6 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Sens X-X : $M_{app} = 0.5 M_{0x} = 51.55 \text{ KN.m}$ appui intermédiaire.

$M_{app} = 0.3 M_{0x} = 30.93 \text{ KN.m}$ appui de rive.

$M_t = 0.85 M_{0x} = 87.64 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0y} = 35.72 \text{ KN.m}$ appui intermédiaire.

$M_{app} = 0.3 M_{0y} = 21.43 \text{ KN.m}$ appui de rive.

$M_t = 0.85 M_{0y} = 60.73 \text{ KN.m}$

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec : α : Position de l'axe neutre.

❖ Sens X-X :**• Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{68.45}{51.55} = 1.33 \text{ et } \mu = 0.061 \rightarrow \alpha = 0.080$$

$$\alpha = 0.080 < \frac{1.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\gamma = \frac{116.36}{87.64} = 1.33 \text{ et } \mu = 0.104 \rightarrow \alpha = 0.137$$

$$\alpha = 0.137 < \frac{1.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Sens Y-Y :**• Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{47.43}{35.72} = 1.32 \text{ et } \mu = 0.043 \rightarrow \alpha = 0.056$$

$$\alpha = 0.056 < \frac{1.32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{80.64}{60.73} = 1.32 \text{ et } \mu = 0.072 \rightarrow \alpha = 0.093$$

$$\alpha = 0.093 < \frac{1.32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

IX.7 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

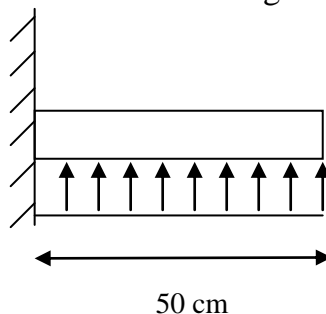


Fig .10.4: Schéma statique d'un débord

1. Sollicitation de calcul :

✓ A l'ELU :

$$P_u = 190.38 \text{ KN/ml} \quad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-190.38 \times 0.5^2}{2} = -23.80 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS :

$$P_s = 143.49 \text{ KN/ml} \quad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-143.43 \times 0.5^2}{2} = -17.93 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_s = 400 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de ferrailage à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
ELU	23.80	0.022	0.989	2.56	3.26	4HA14	6.16	25

Tableau X.7 : Ferrailage à l'ELU.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 25 (cm)

3. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23.80}{17.93} = 1.32; \alpha = 0.0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

IX.8 : Etude des nervures :

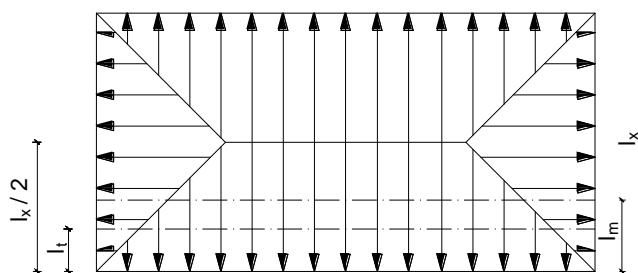
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$



- **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

1. Charges à considérer :

➤ **Sens longitudinal :**

$$q_u = 190.38 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = 143.49 \text{ KN / ml}$$

Sens transversal :

$$q_u = 190.38 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = 143.49 \text{ KN / ml}$$

2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ **Sens transversal :**

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS 9.

ELU :

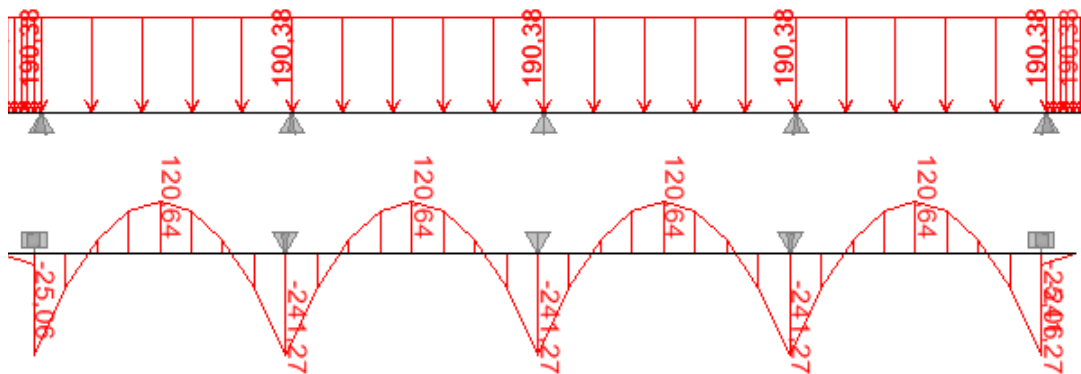


Diagramme des moments fléchissant.

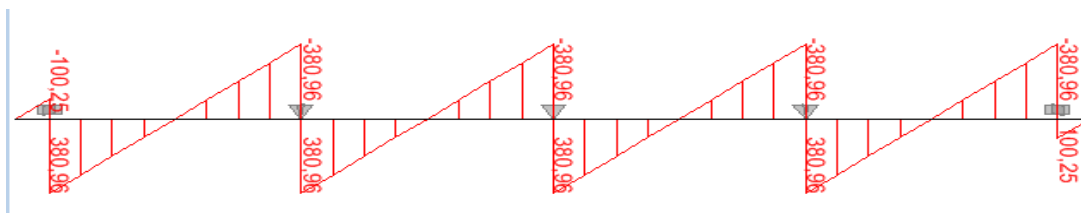


Diagramme des efforts tranchants.

ELS :

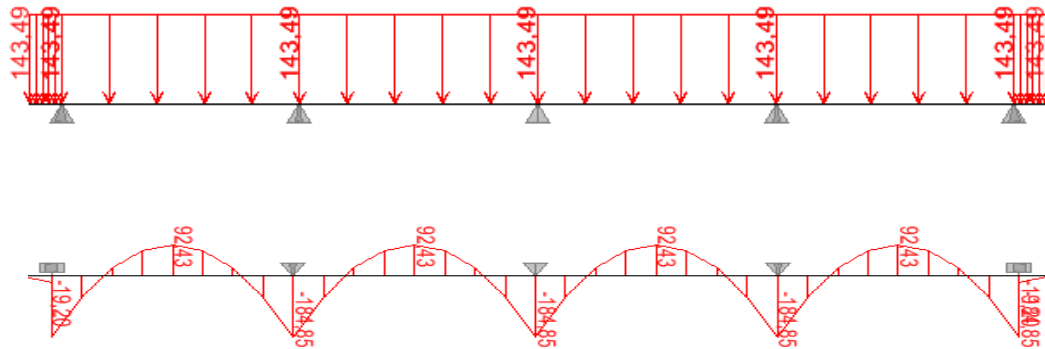


Diagramme des moments fléchissant

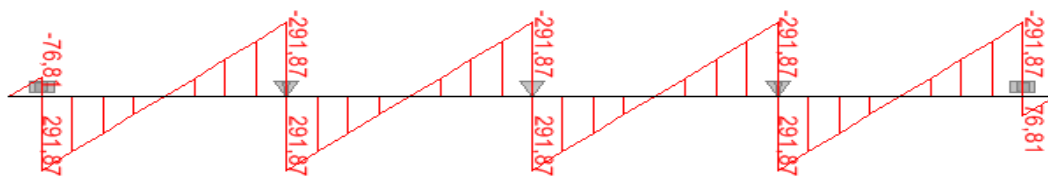


Diagramme des efforts tranchants

➤ **Sens longitudinal :**

ELU :

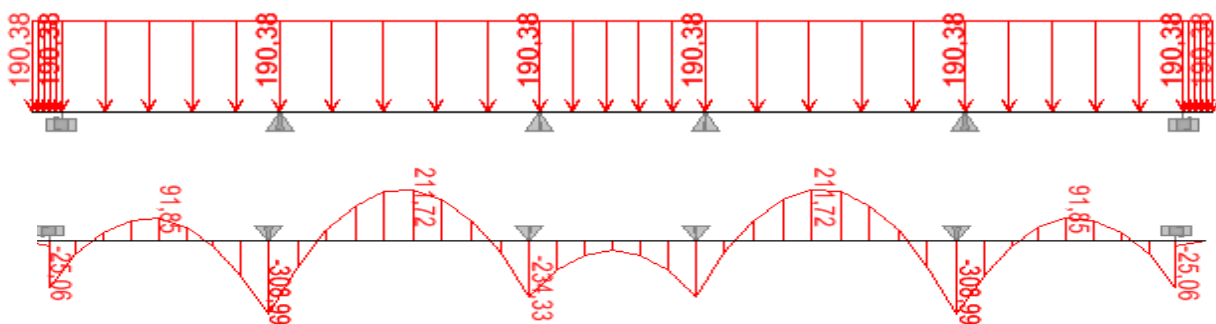


Diagramme des moments fléchissants

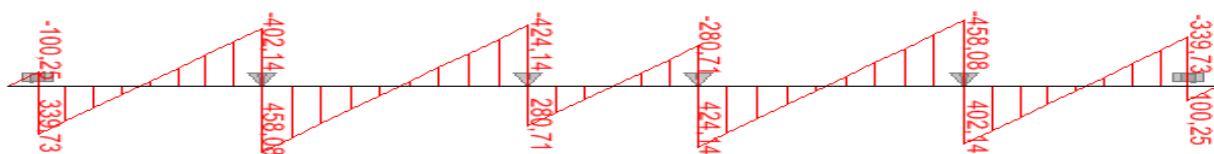
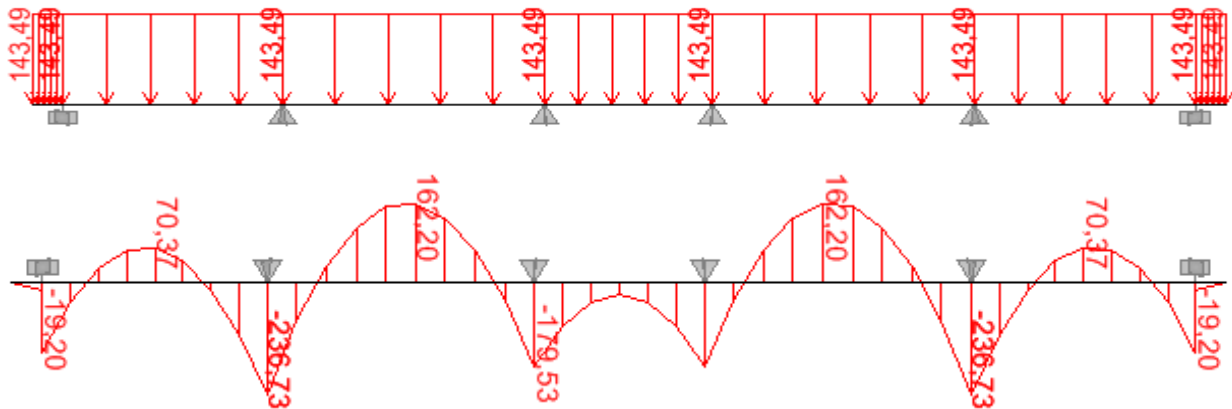
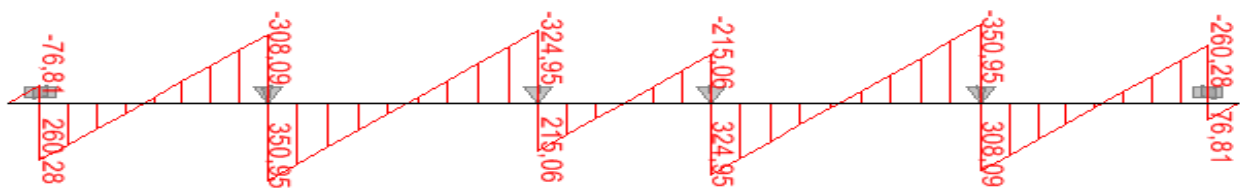


Diagramme des efforts tranchants

ELS :

*Diagramme des moments fléchissant**Diagramme des efforts tranchants***3. Sollicitations maximales :****A. Sens transversal :**

$$M_{tu \max} = 120.64 \text{ kN.m.}$$

$$M_{au \max} = 241.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{ts \max} = 92.43 \text{ kN.m.}$$

$$M_{as \max} = 184.85 \text{ kN.m.}$$

$$T_{u \max} = 380.96 \text{ kN.}$$

B. Sens longitudinal :

$$M_{tu \max} = 211.72 \text{ kN.m.}$$

$$M_{au \max} = 308.99 \text{ kN.m}$$

$$M_{ts \max} = 162.20 \text{ kN.m.}$$

$$M_{as\ max} = 236.73\text{KN.m.}$$

$$T_{u\ max} = 458.08\text{KN.}$$

4. Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 45\text{cm}; \quad d = 87\text{cm}; \quad f_{bc} = 14.2\text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

			M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
ELU	longitudinal	Appui	308.99	0.064	0.967	20.40	4HA20+4HA16	20.60
		Travée	211.72	0.044	0.978	13.82	4HA20+4HA16	20.60
	transversal	Appui	241.27	0.050	0.974	15.82	4HA20+4HA16	20.60
		Travée	120.64	0.025	0.999	7.71	4HA20	12.56

Tableau X.8 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

5. Vérifications à l'ELU :

Condition de fragilité :

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.72\text{cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

➤ *Vérification de la contrainte de cisaillement :*

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u\ max} = 458.08\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{458.08 \times 10^3}{450 \times 870} = 1.17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6. Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi = 10\text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi=10\text{mm}$

➤ *Espacement des armatures :*

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{22.5; 24\} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **La quantité d'armatures transversales:**

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.35 \text{ cm}^2$

- **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.03 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,90 = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

7. Vérification à l'ELS :

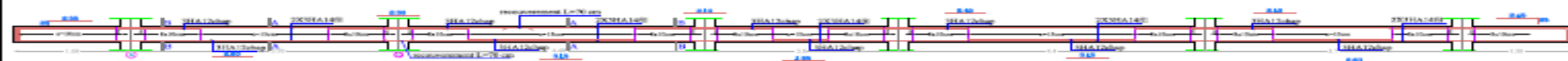
➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

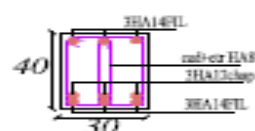
$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
longitudinal	Appuis	308.99	236.73	1.30	0.091	0.120	0.40	Cv
	Travée	211.72	162.20	1.30	0.060	0.077	0.40	Cv
transversal	Appuis	241.27	184.85	1.30	0.144	0.195	0.40	Cv
	Travée	120.64	92.43	1.30	0.062	0.080	0.40	Cv

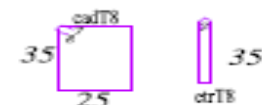
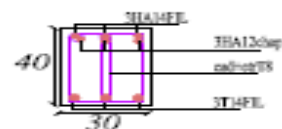
COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



COUPE A-A



COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Mr LOUNAS Djamel
Mr KARI Hocine
Mr BOUDJEMAI Yacine
DIRIGE PAR:
Mr HHOULI S

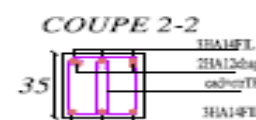
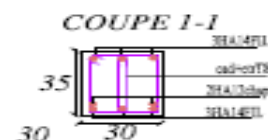
TITRE

COFFRAGE FERRAILLAGE DES
POUTRES PRINCIPALES

PROMOTION 2013-2014

ECHELLE 1/100

COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Mr LOUNAS Djamel
Mr KARI Hocine
Mr BOUDJEMAI Yacine

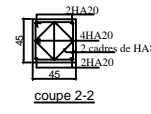
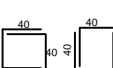
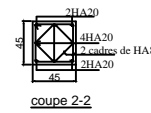
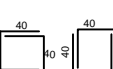
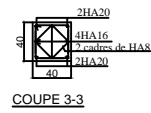
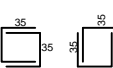
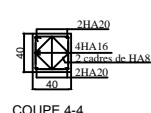
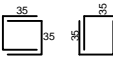
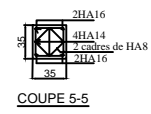
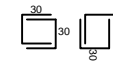
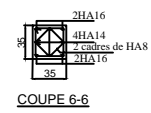
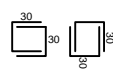
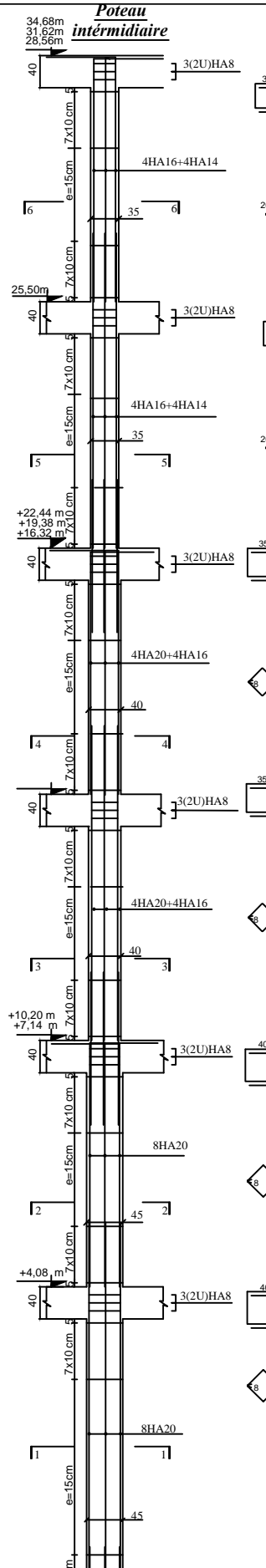
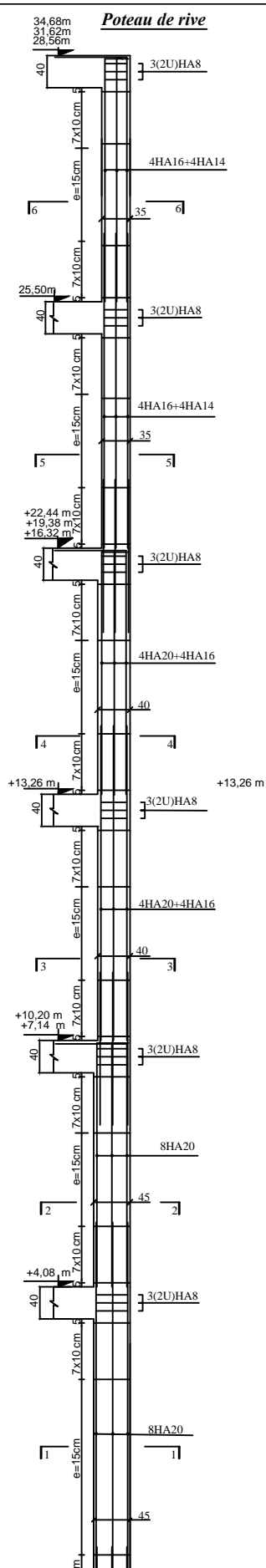
DIRIGE PAR:
Mr ILLIOULI S

PROMOTION 2013-2014

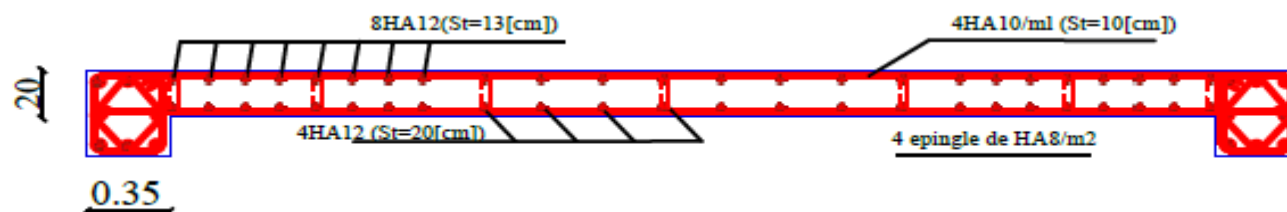
TITRE

COFFRAGE FERRAILLAGE DES
POUTRES SECONDAIRES

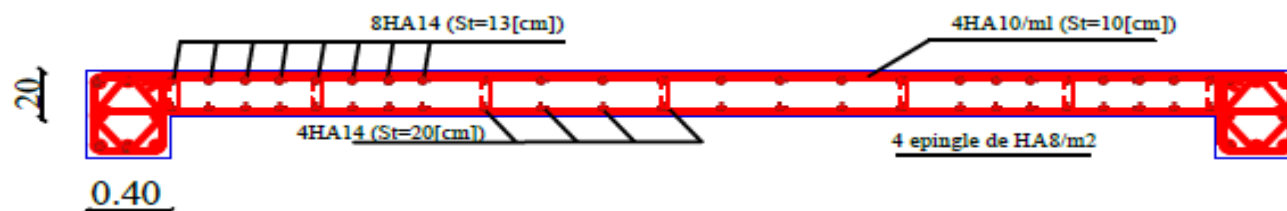
ECHELLE 1/100



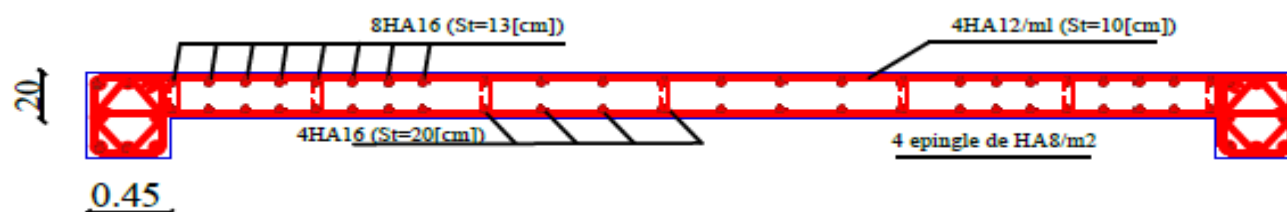
ZONE III



ZONE II



ZONE I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Mr LOUNAS Djamel
Mr KARI Hocine
Mr BOUDJEMAI Yacine

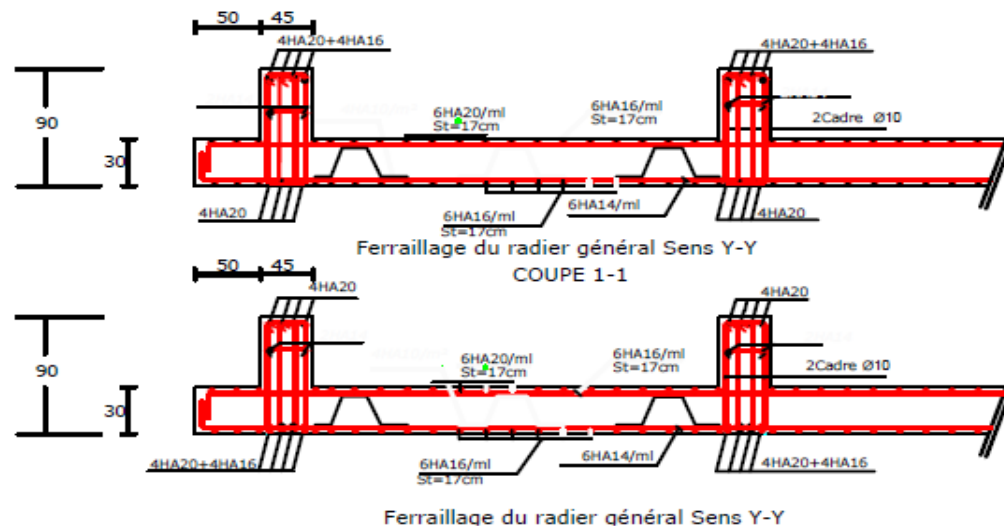
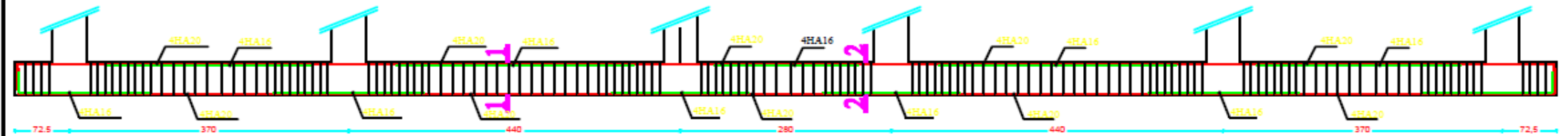
DIRIGE PAR:
Mr ILOULI S

PROMOTION 2013-2014

TITRE
FERRAILLAGE DES VOILES

ECHELLE 1/100

FERRAILLAGE DE LA NERVURE DIM (45 X 90) SENS LONGITUDINAL



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMEERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE LA GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
- BOUDJEMAI Yacine
- KARI Hocine
- LOUNAS Djamel

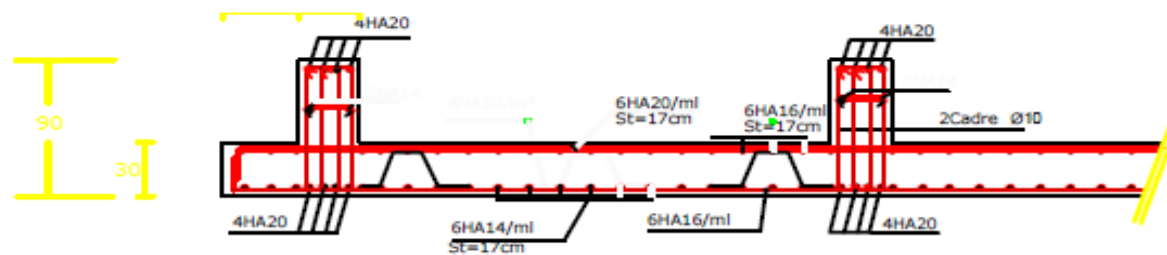
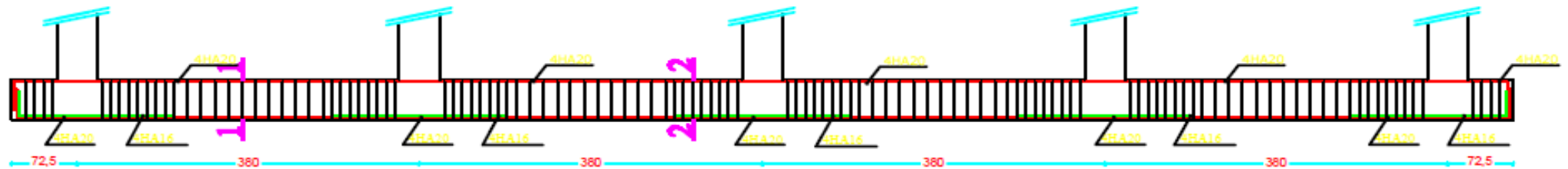
DERIGE PAR:
M ILLOULI

PROMOTION 2014

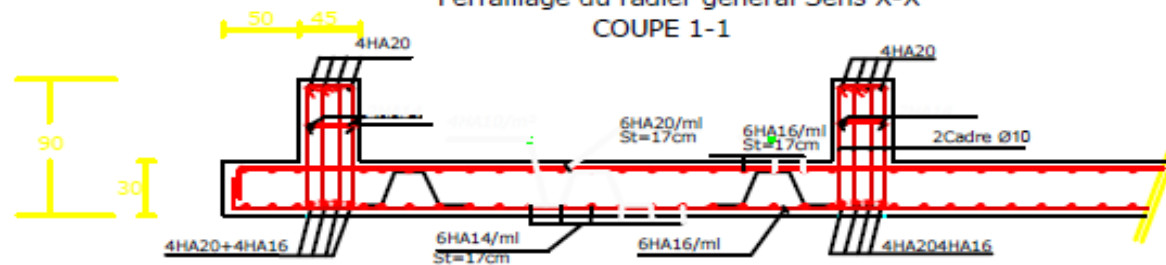
TITRE:
ferraillage du radier general

PLANCHE N° ECHELLE:

FERRAILLAGE DE LA NERVURE DIM (45 X 90) SENS TRANSVERSAL



Ferrailage du radier général Sens X-X
COUPE 1-1



Ferrailage du radier général Sens X-X
COUPE 2-2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMEERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE LA GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
- BOUDJEMAI Yacine
- KARI Hocine
- LOUNAS Djamel

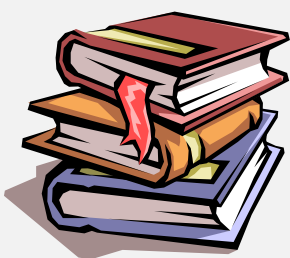
TITRE:
ferrailage du radier général

DERIGE PAR:
M ILLOULI

PROMOTION 2013-2014

PLANCHE N°

ECHELLE:



bibliographie



- *BAEL 91 modifie 99. règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.*
- *(DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations*
- *Règles parasismiques Algérienne (RPA 99 /Version 2003).*
- *calcul des ouvrages en béton arme M.BELLAZOUGUI*
- *Cour et TD des années de spécialités.*
- *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*

conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.7 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.