

# Remerciements

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à M<sup>r</sup> MISSOUM pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous*

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION

Chapitre I :Présentation et description de l'ouvrage .....2-10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....11-30

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ III-1-Acrotère..... 31-39

➤ III-2-Escalier étage courant.....40-60

➤ III-3-Planchers ..... 61-94

➤ III-4- Salle machine.....95-102

➤ III-5-Balcons.....103-110

Chapitre IV : Etude de contreventement .....111-123

Chapitre V : Etude dynamique final .....124-150

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

➤ VI-1- Les poteaux.....151-167

➤ VI-2- Les poutres.....168-181

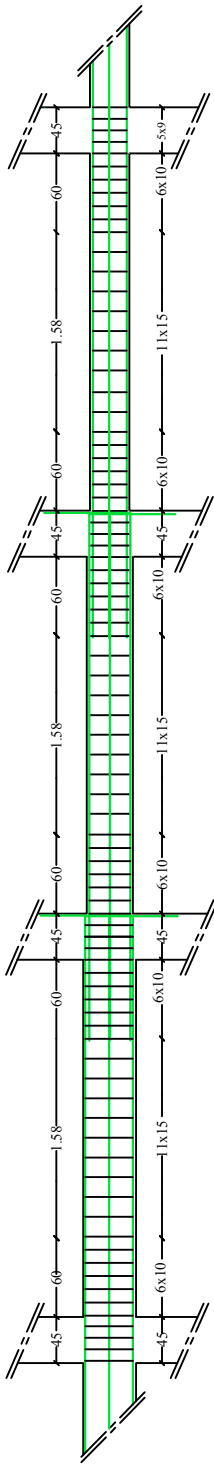
➤ VI-3- Les voiles.....182-193

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.....194-224

Chapitre VIII : Étude du mur de soutènement .....225-230

Conclusion.

Bibliographie.

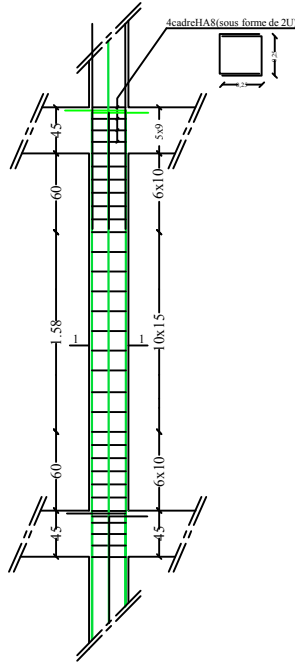


**POTEAU (30x30)**

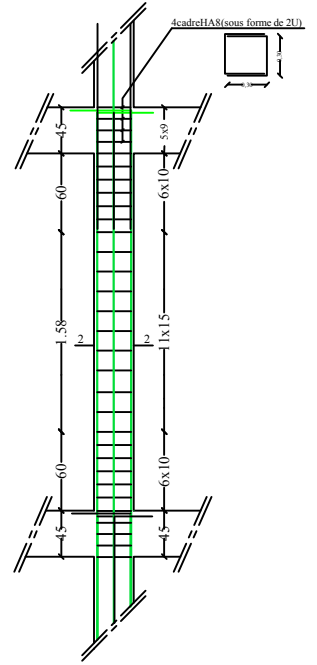
**POTEAU (35x35)**

**POTEAU (40x40)**

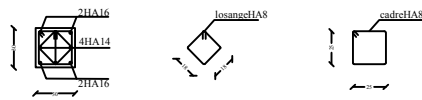
**RÉDUCTION DE LA SECTION**



**POTEAU (30x30)**



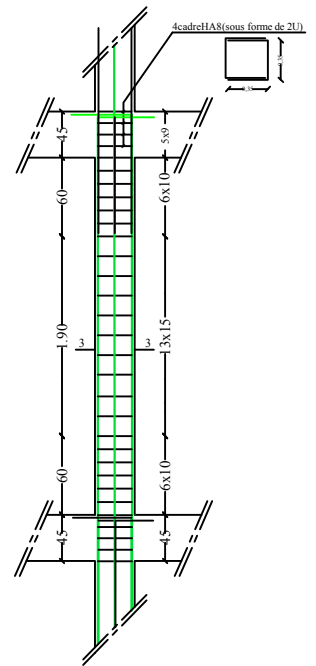
**POTEAU (35x35)**



**coup1-1**

**coup2-2**

**coupe3-3**



**POTEAU (40x40)**

Republique Algerienne Democratique et populaire  
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou  
 Faculté de Genie de la construction  
 Departement de Genie civil

**Projet :**  
 Etude d'un batiment (R+7+S-Sol) à usage  
 d'habitation a ossature mixte.

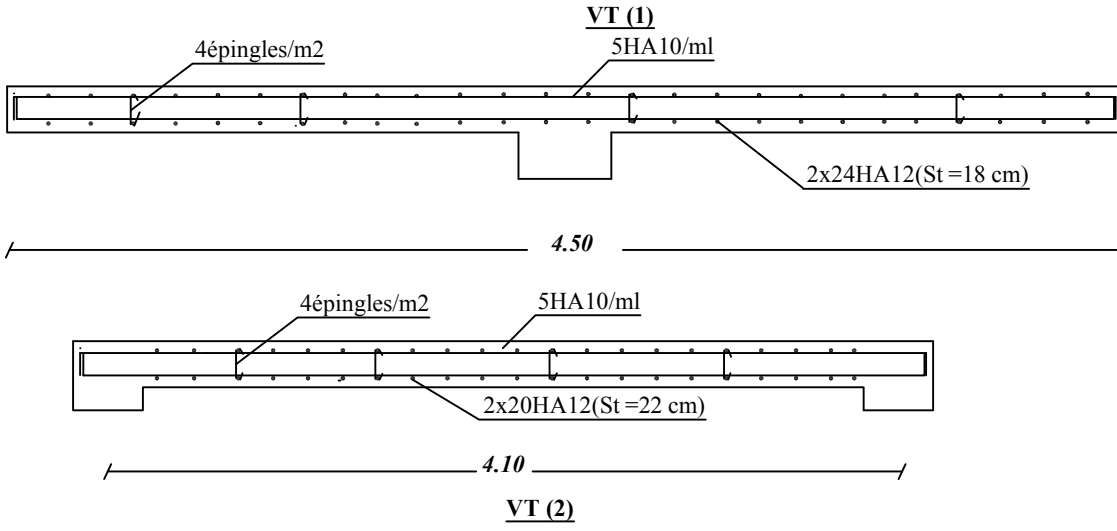
**Plan :**  
 Ferrailage des poteaux.

**Echelle:**  
 1/50

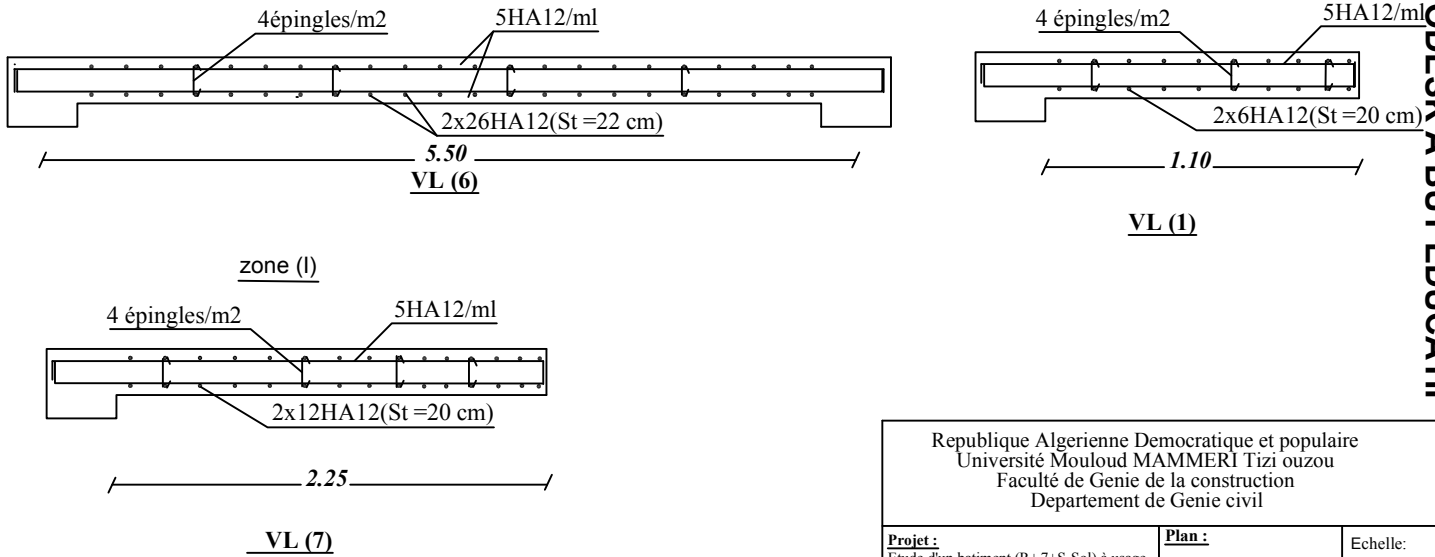
**Etudié par :**  
 MESSAOUDENE MOURAD  
 MESSAOUDI SOFIANE

**Dirigée par :**  
 Mr: MISSOUM

**ferrailage des voiles transversaux dans la zone (I),(II) et (III)**



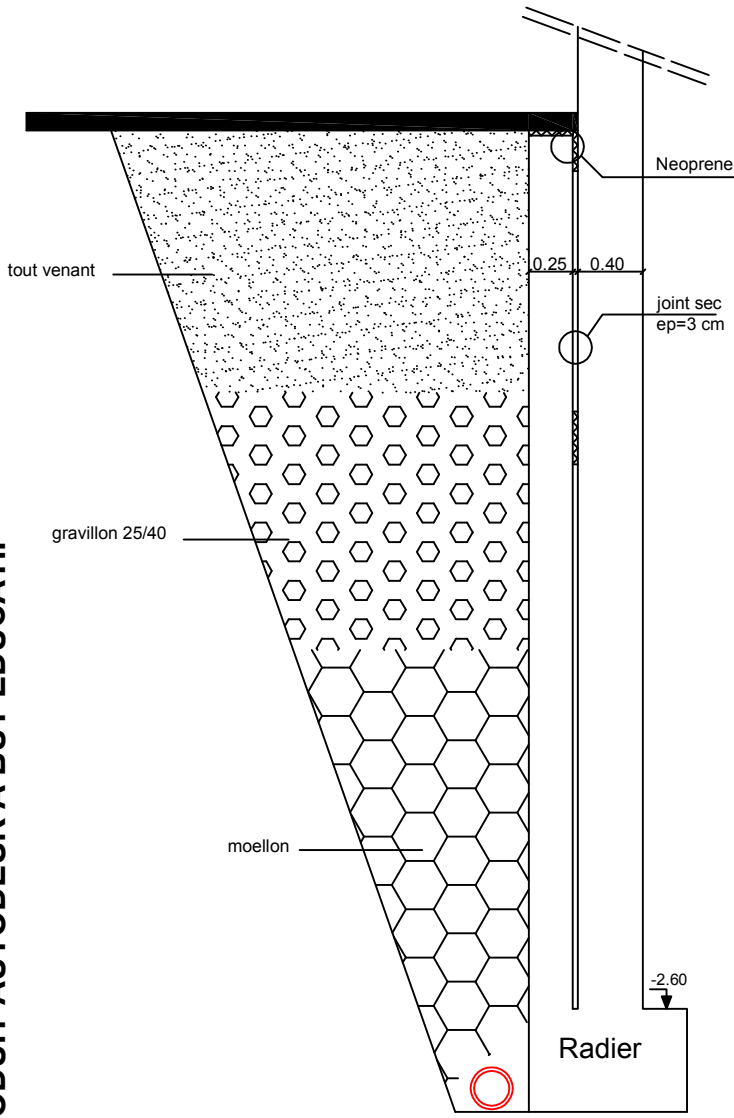
**ferrailage des voiles longitudinaux dans la zone (I),(II) et (III)**



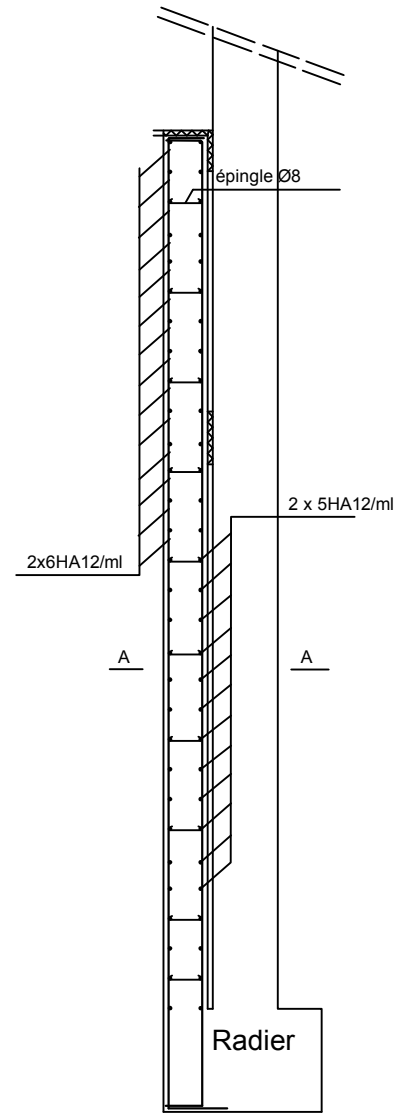
Republique Algerienne Democratique et populaire Université Mouloud MAMMERI Tizi ouzou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un batiment (R+7+S-Sol) à usage d'habitation a ossature mixte.	<b>Plan :</b> ferrailage des voiles transversaux et longitudinaux	Echelle: 1/50
<b>Etudié par :</b> MESSAOUDENE Mourad MESSAOUDI Sofiane	<b>Dirigée par :</b> Mr : MISSOUM	

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

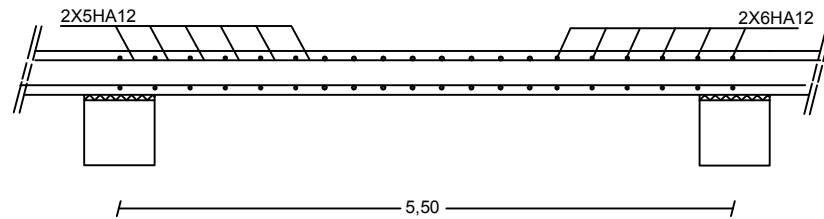
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



**Coffrage et drainage de mur plaque**



**Ferrailage de mur plaque**



**Coupe A-A**

Republique Algerienne Democratique et populaire  
 Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou  
 Faculté de Genie de la construction  
 Departement de Genie civil

**Projet :**  
 Etude d'un bâtiment (R+7+S-Sol) à usage  
 d'habitation a ossature mixte.

**Plan :**  
 Ferrailage et coffrage  
 de mur plaque

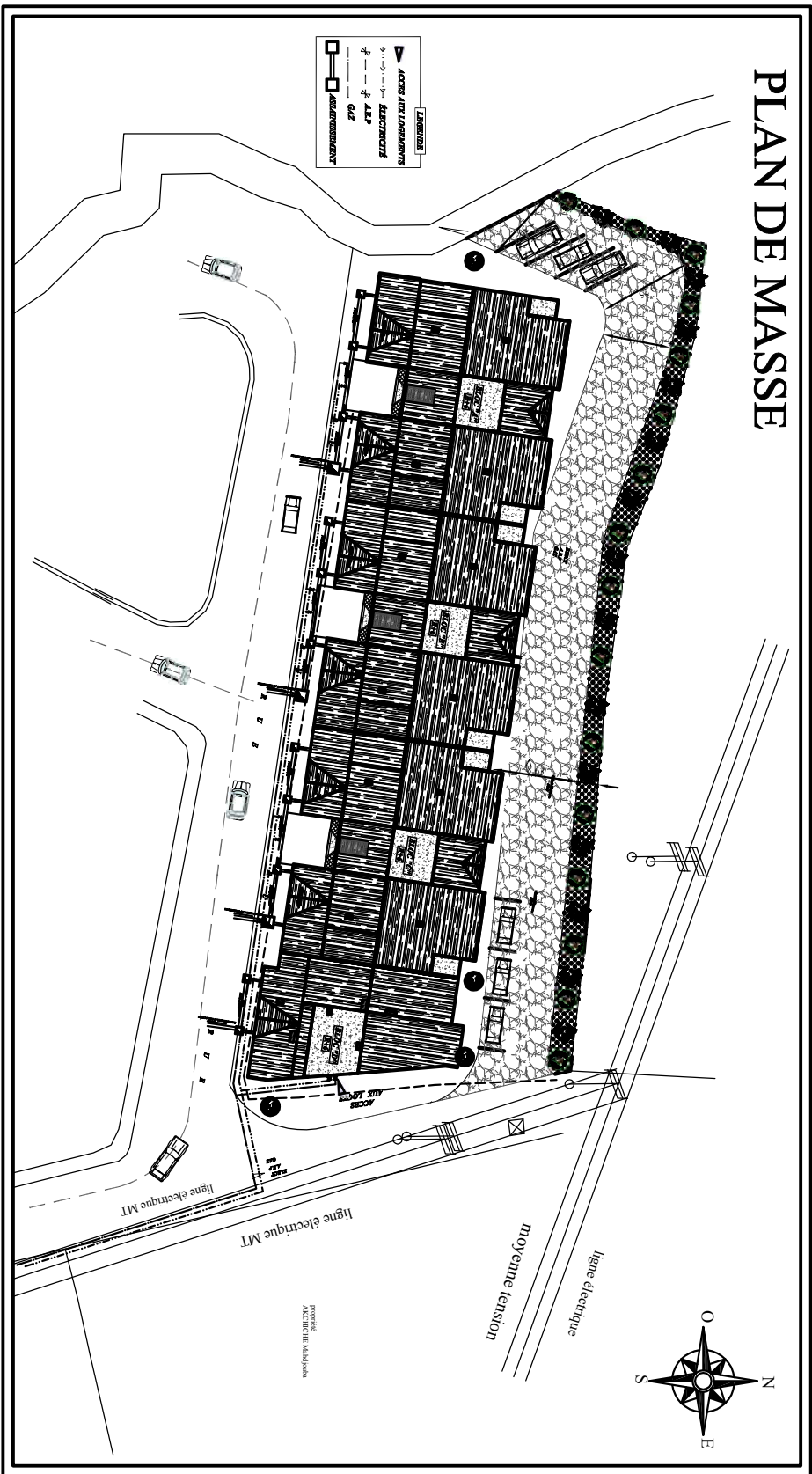
Echelle:  
 1/50

**Etudié par :**  
 MESSAOUDENE Mourad  
 MESSAOUDI Sofiane

**Dirigée par :**  
 Mr : MISSOUM

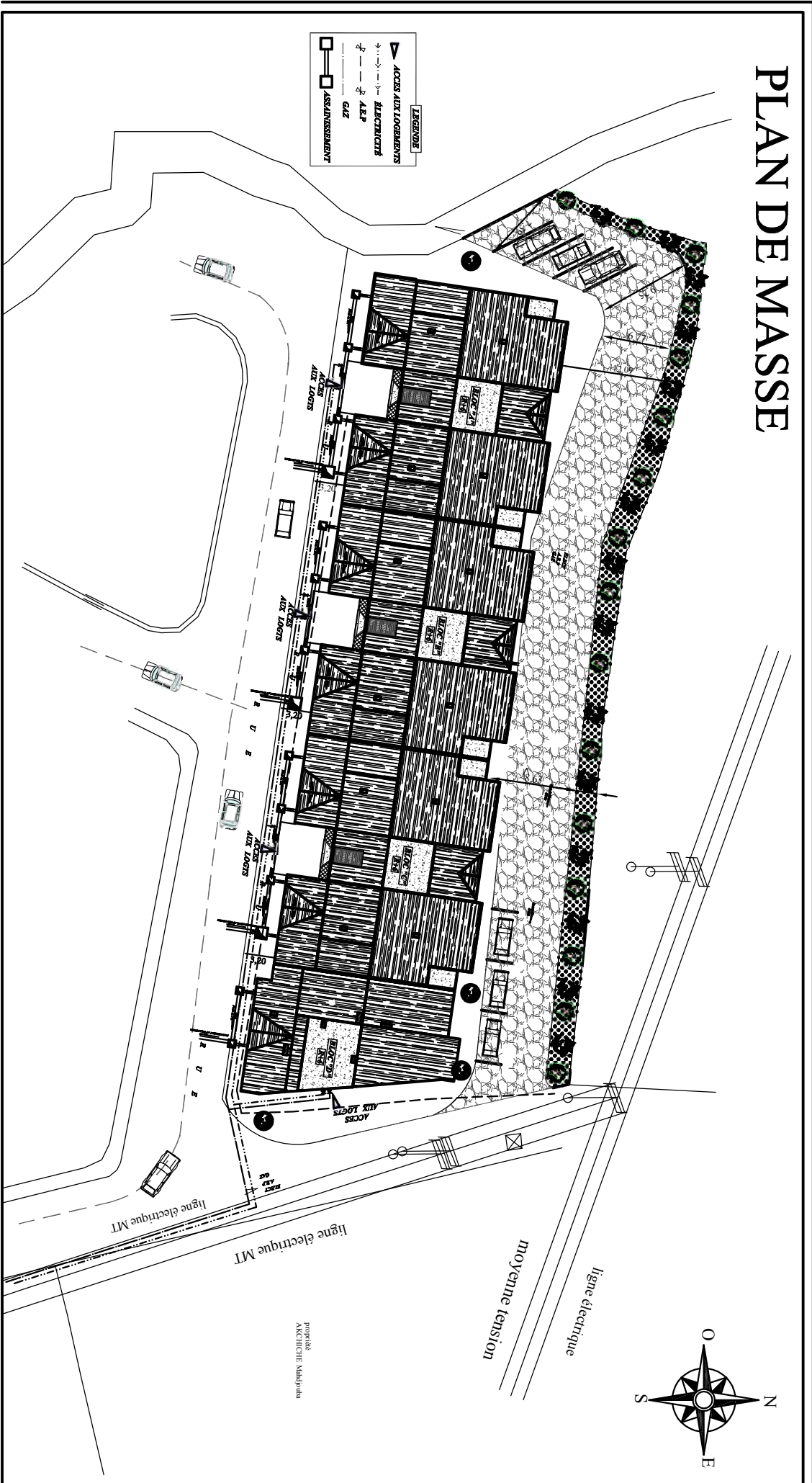


# PLAN DE MASSE

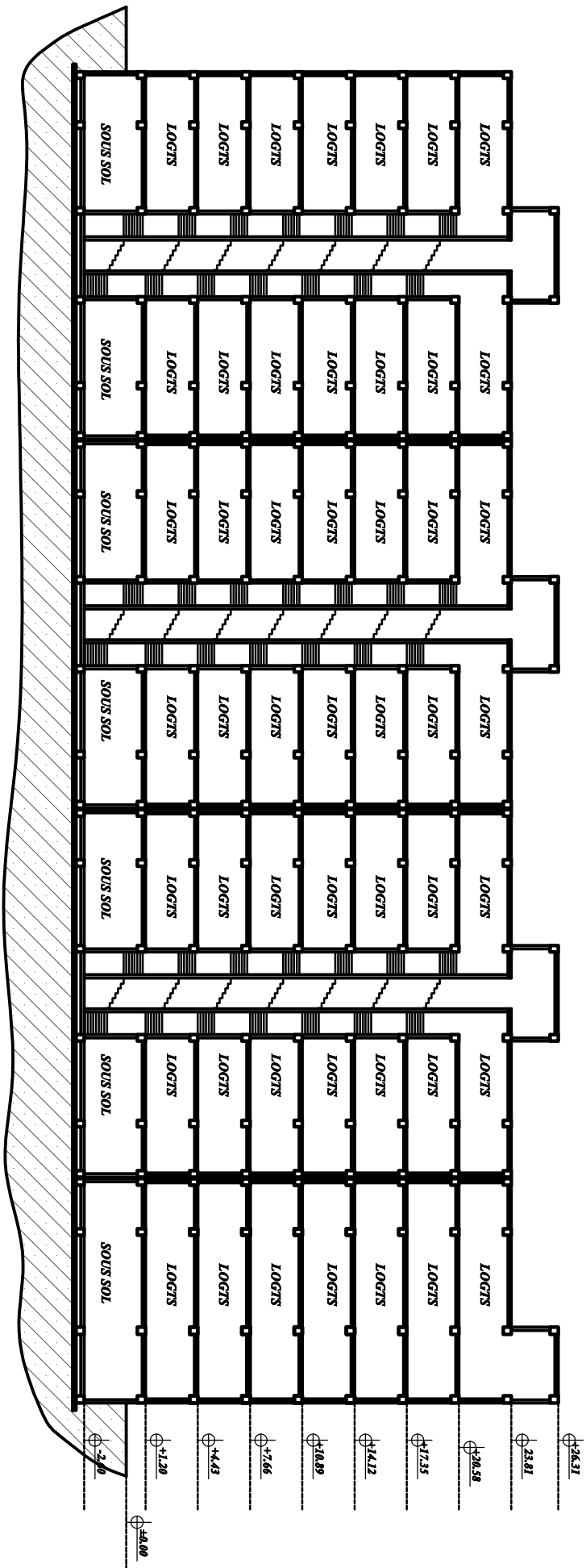


PLAN MASSE

# PLAN DE MASSE



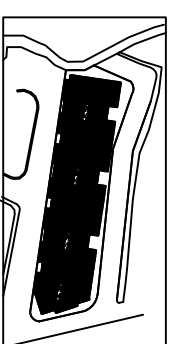
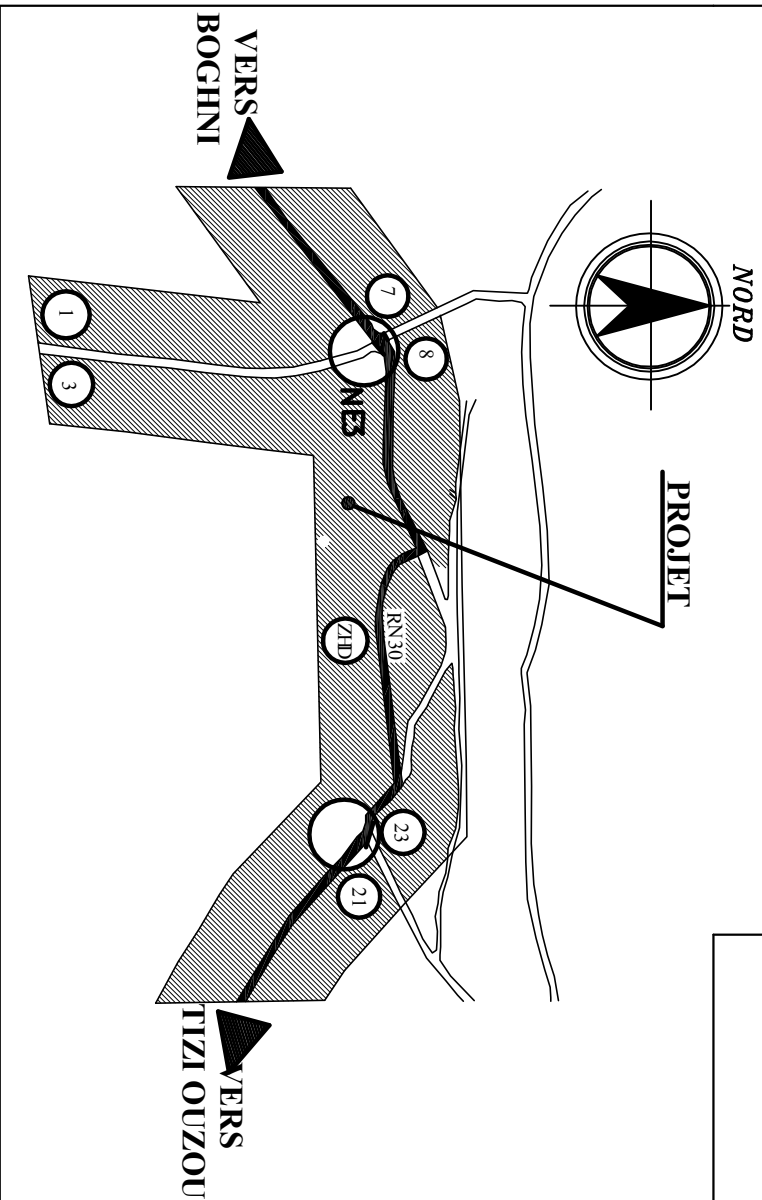
projet  
ARCHITECTE: Malabou

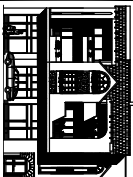


COUPE SCHEMATIQUE (BB)

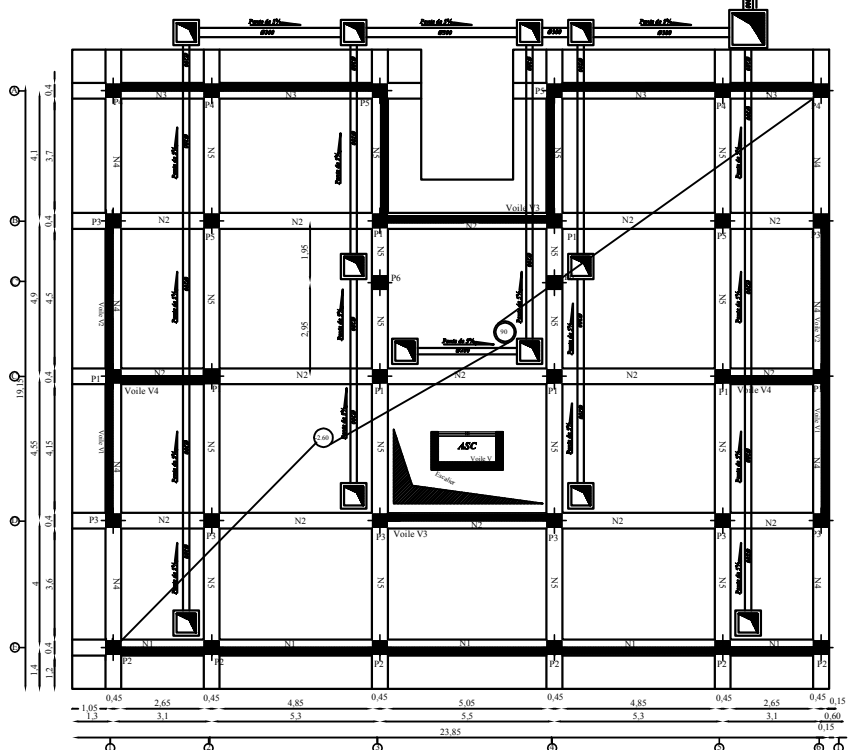
PLAN DE SITUATION

# PLAN DE SITUATION

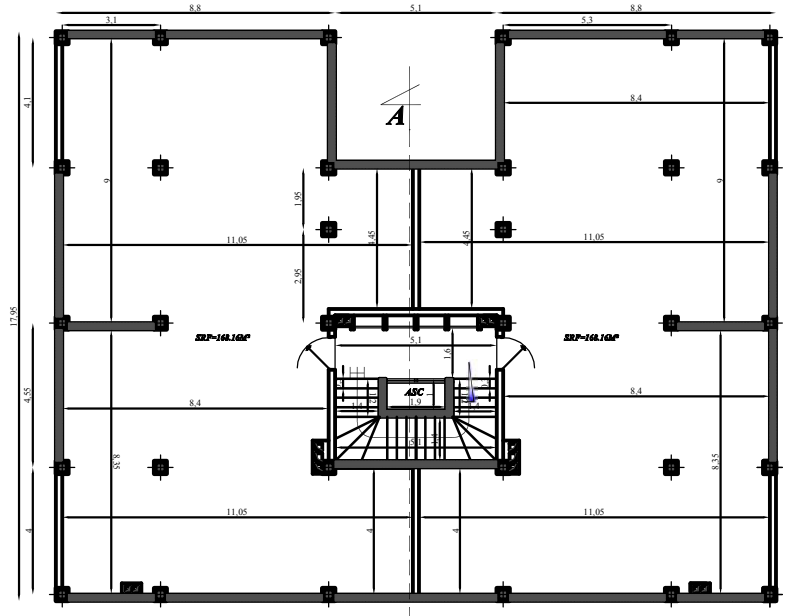


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		<b>VISA</b>	
Village: <b>TIZI OUZOU</b>		Date: <b>FEVRIER 2010</b>	
Daira: <b>OUADJEA</b>		Ech: <b>1/200</b>	
Commune: <b>OUADJEA</b>		Dossier: <b>ARCHITECTURE</b>	
Lieu: <b>AFTIS</b>		Projet:	
Titre: <b>MODIFICATIF</b>		PROMOTION IMMOBILIERE DE 97 LOGEMENTS	
PLAN DE SITUATION PLAN DE MASSE COUPE SCHEMATIQUE FACADE D'ENSEMBLE			
Maître de l'ouvrage:  M- YANES MUSTAPHA		Bureau d'études d'architecture et d'urbanisme <b>ORIENT</b> Tours Villa, zone Ouest n°103 Tizi-ouzou N° TEL: 026 21 51 08	
PLANCHE N° 01			

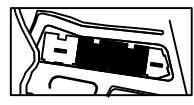
VERS LE COLLECTEUR



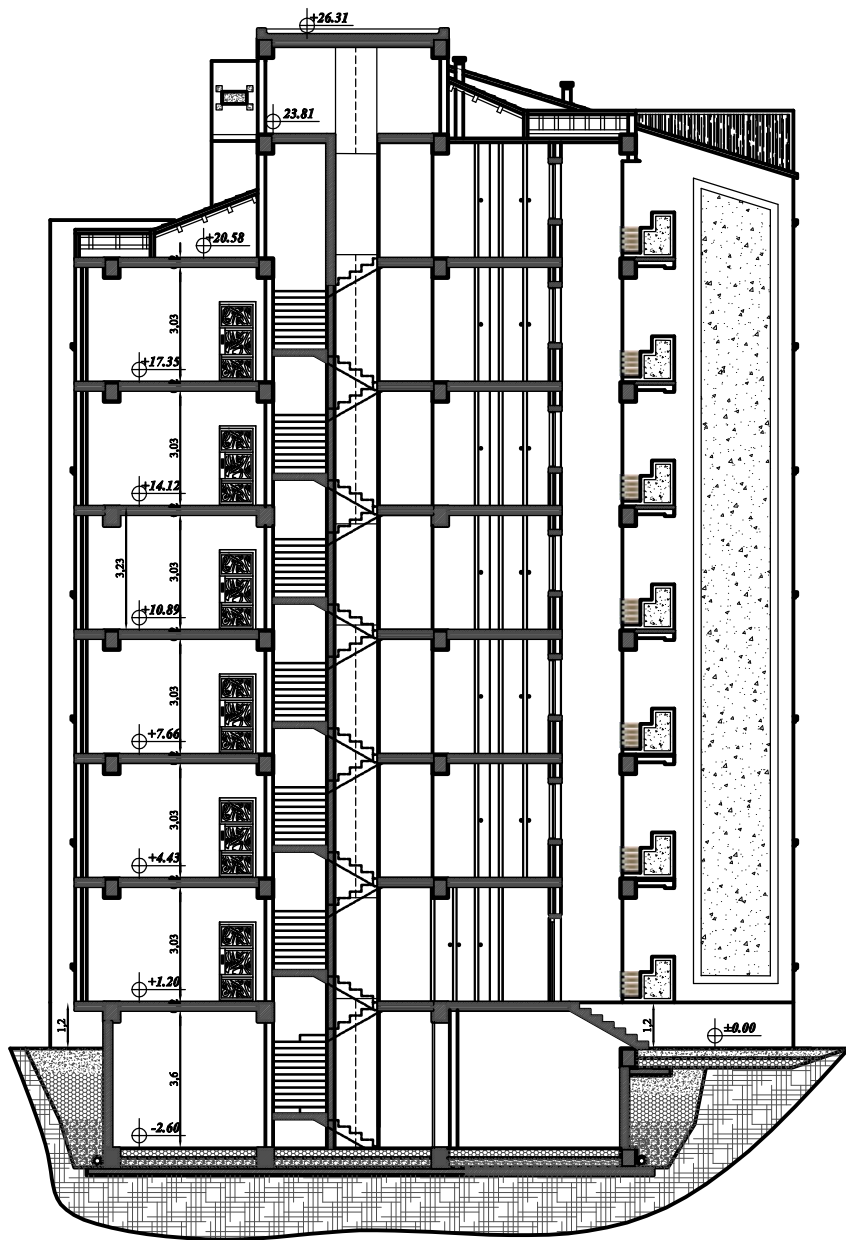
PLAN DE FONDATIONS



PLAN DU SOUS SOL



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya: <b>TISET</b> Commune: <b>OUADJRA</b> Ecole: <b>APTIS</b>	<b>VISA</b> PROJETION: <b>BLOC "B &amp; C"</b> PLAN DE FONDATIONS PLAN DU SOUS SOL	Date: AOÛT 2009 Ech: 1/50 Dossier: ARCHITECTURE Projet:
Maître de l'ouvrage: M. YANES MUSTAPHA	Bureau d'Etudes d'Architecture <b>ORIENT</b> Targuiyia, Zone Quatre n°100 Algérie N° TEL: 026 21 91 08	

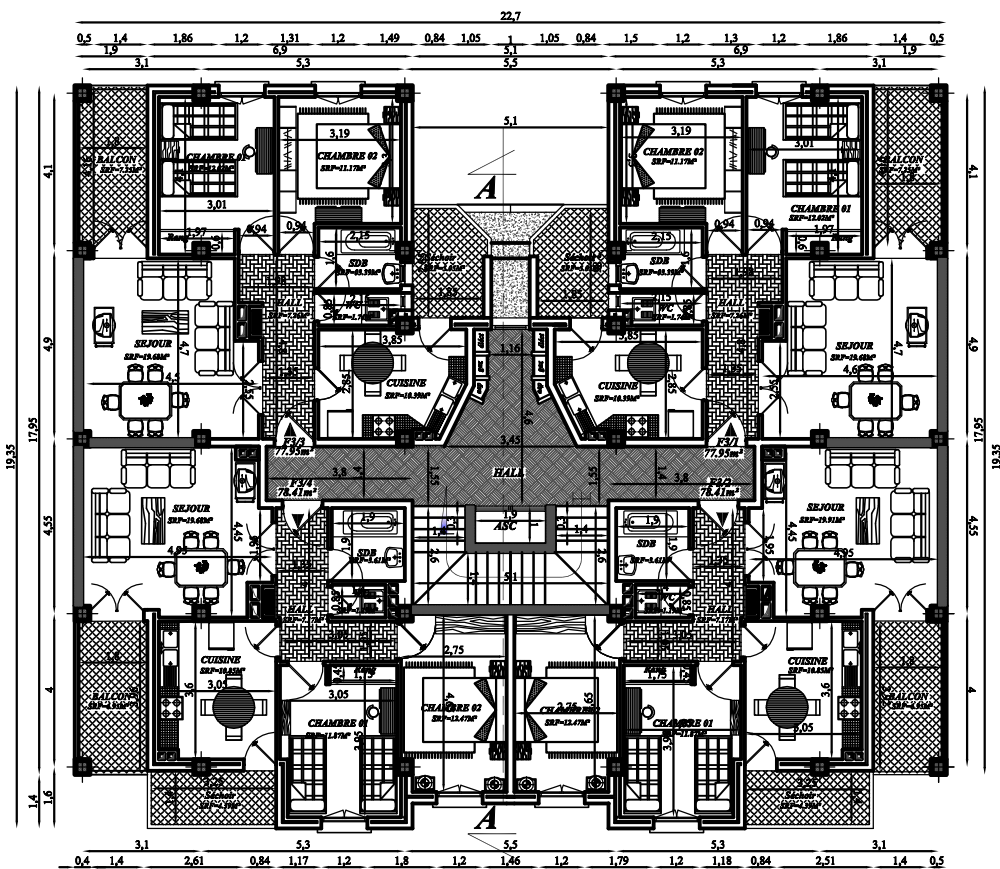
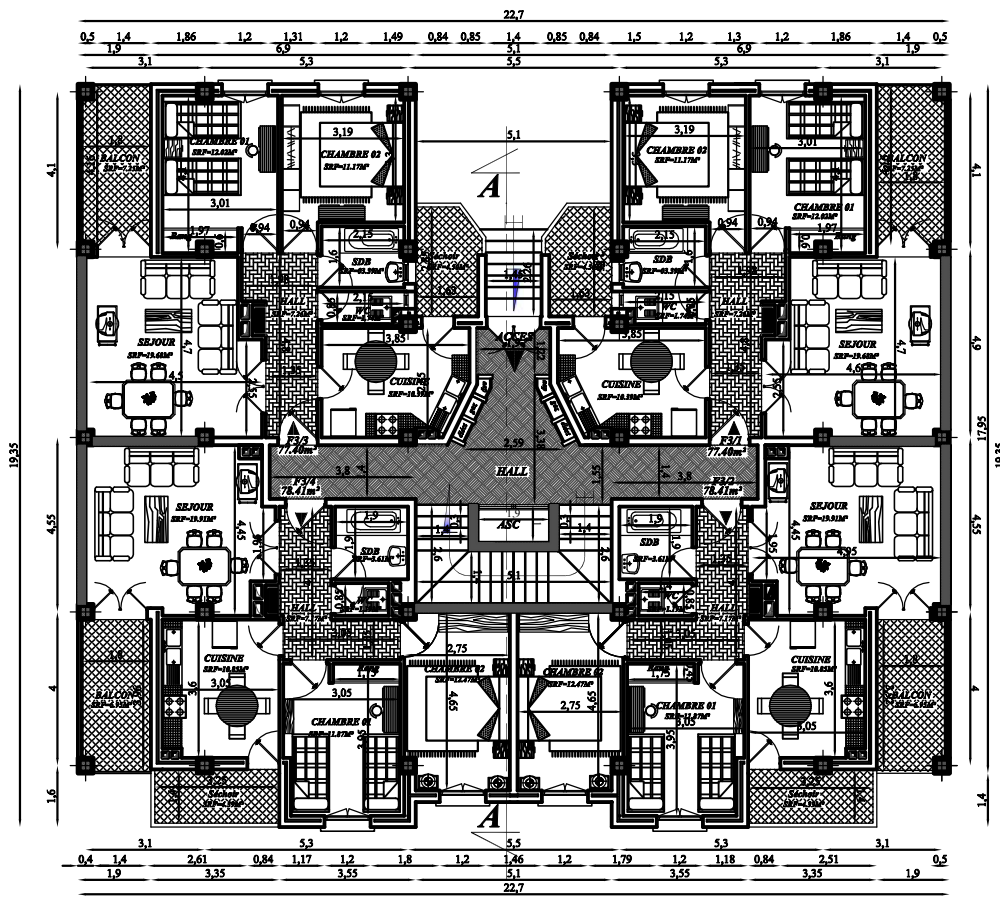


COUPE "AA"



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya: <b>TISS OUEZOU</b>	<b>VISA</b>	Date: <b>AOÛT 2009</b>
Daira: <b>OUADHIA</b>		Ech : 1/50
Commune : <b>OUADHIA</b>		Dossier: ARCHITECT
Lieu : <b>AFTIS</b>		
Titre :	<b>BLOC "B &amp; C"</b>	Projet :
PROMOTION IMMOBILIERE DE 98 LOGEMENTS SISE AU LIEU DIT AFTIS COMMUNE DE OUADHIA		
Maître de l'ouvrage:		Bureau d'études d'Architecture et d'Urbanisme
		<b>ORIENT</b>

# PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya: **TIZZ OUZOU** **VISA** Date: AOÛT 2009

Daira: **QUADHEA** Ech: 1/50

Commune: **QUADHEA**

Lieu: **APTIS** Dossier: ARCHITECTU

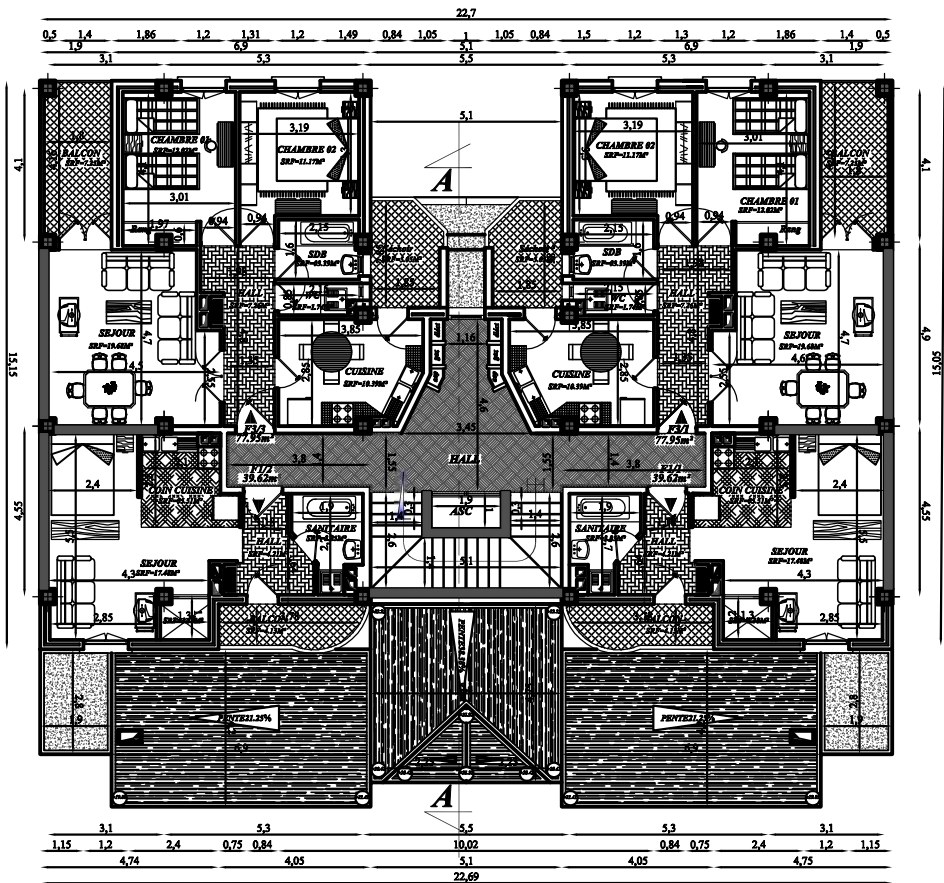
Titre: **BLOC "B & C"** Projet:

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE PROMOTION IMMOBILIERE DE 98 LOGEMENTS SISE AU LIEU DET APTIS COMMUNE DE QUADHEA

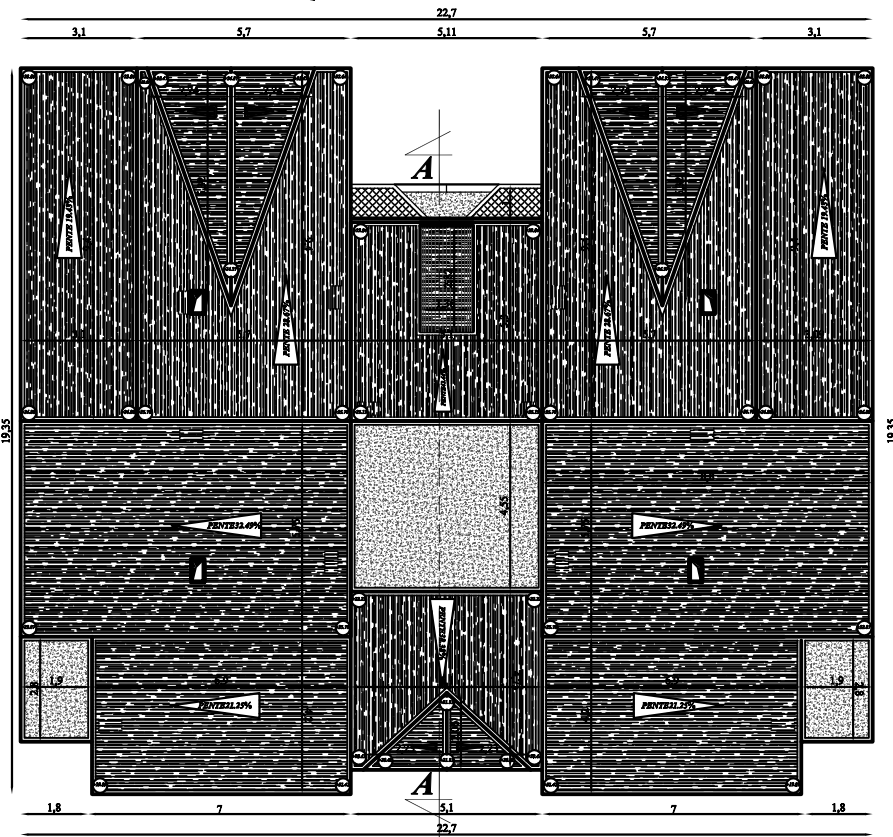
PLAN DE L'ETAGE COURANT

Maître de l'ouvrage: Bureau d'études d'Architecture 27 N. URHOUCHE

**ORIENT**



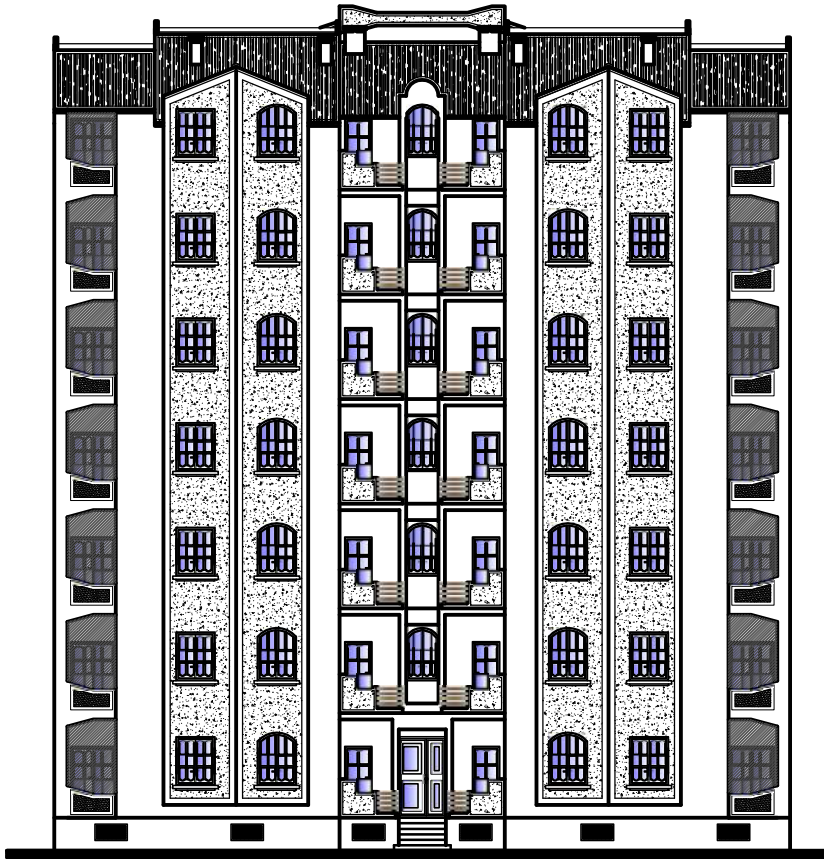
ETAGE EN ATTIQUE



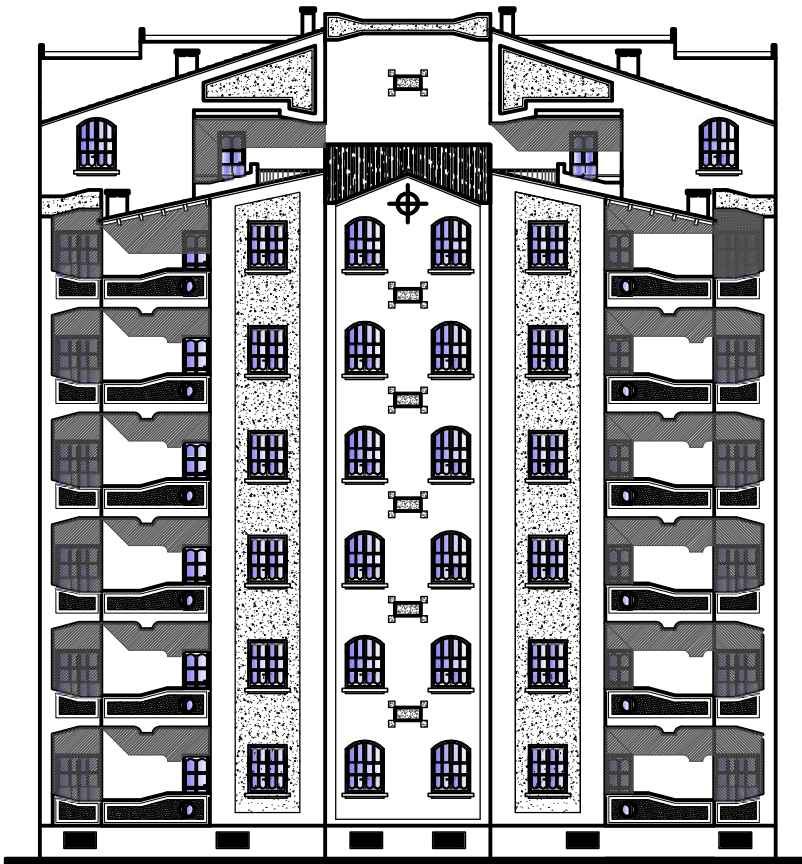
PLAN DE LA TOITURE



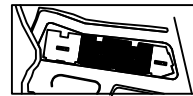
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya : <b>TIZI OUZOU</b>	<b>VISA</b>	Date: AOÛT 2009
Daira : <b>OUADJEA</b>		Ech : 1/50
Commune : <b>OUADJEA</b>		Dossier: ARCHITECTURE
Lieu : <b>APTIS</b>		
Titre :		Projet :
		<b>BLOC "B &amp; C"</b>
PLAN DE L'ETAGE EN ATTIQUE PLAN DE TOITURE		
Maître de l'ouvrage :		Bureau d'études d'Architecture ET D'URBANISME
Mr. YANES MUSTAPHA		<b>ORIENT</b>
		Tours ville, zone Ouest n°103 1/10-0000
		N° TEL : 026 21 51 03
<b>PLANCHE N° 09</b>		



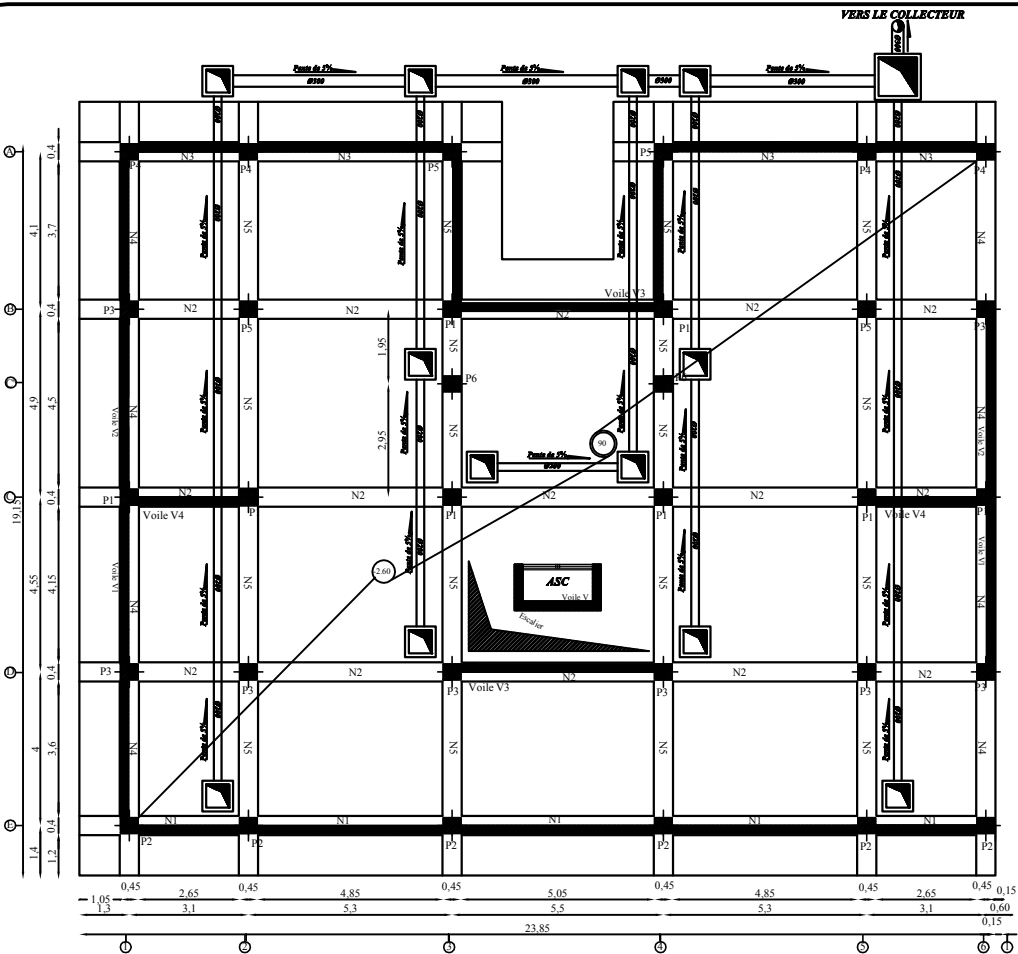
FACADE POSTERIEURE



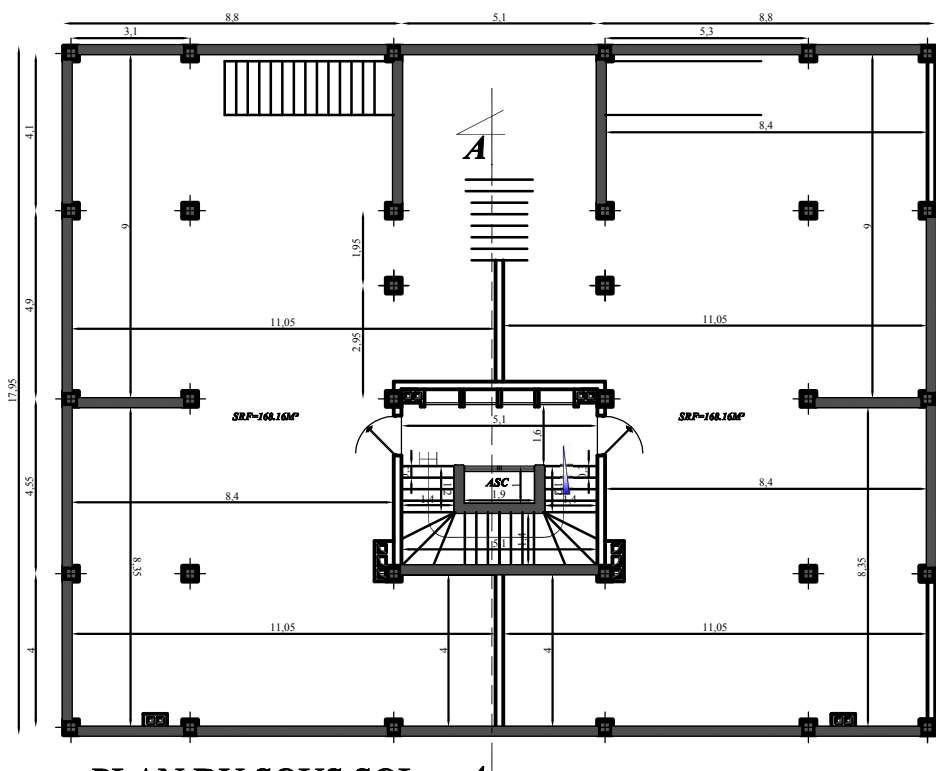
FACADE PRINCIPALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya: <b>TIZI OUZOU</b> District: <b>OUADJIA</b> Commune: <b>OUADJIA</b> Lot: <b>AFTIS</b>	<b>VISA</b>	Date: AOÛT 2009 Ech: 1/50 Dossier: ARCHITECTURE
Titre: <b>BLOC "B &amp; C"</b>		Projet:
FACADE PRINCIPALE FACADE POSTERIEURE		PROMOTEUR/ARCHITECTE DE 98 LOUWENTIS 58202 AU LIEU DIT AFTIS COMMUNE DE OUADJIA
Maître de l'ouvrage: Mr YANES MUSTAPHA	Bureau d'Etudes d'Architecture: <b>ORIENT</b> Tours Villa Zone Ouest n°203 160000 N° TEL: 026 21 41 08	
<b>PLANCHE N° 11</b>		



### PLAN DE FONDATIONS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya: <b>TIZI OUZOU</b>	<b>VISA</b>	Date: AOÛT 2009
Daira: <b>QUADHEA</b>		Ech : 1/50
Commune: <b>QUADHEA</b>		Dossier: ARCHITECT
Lieu: <b>ARTIS</b>		

Titre: **BLOC "A"** Projet:

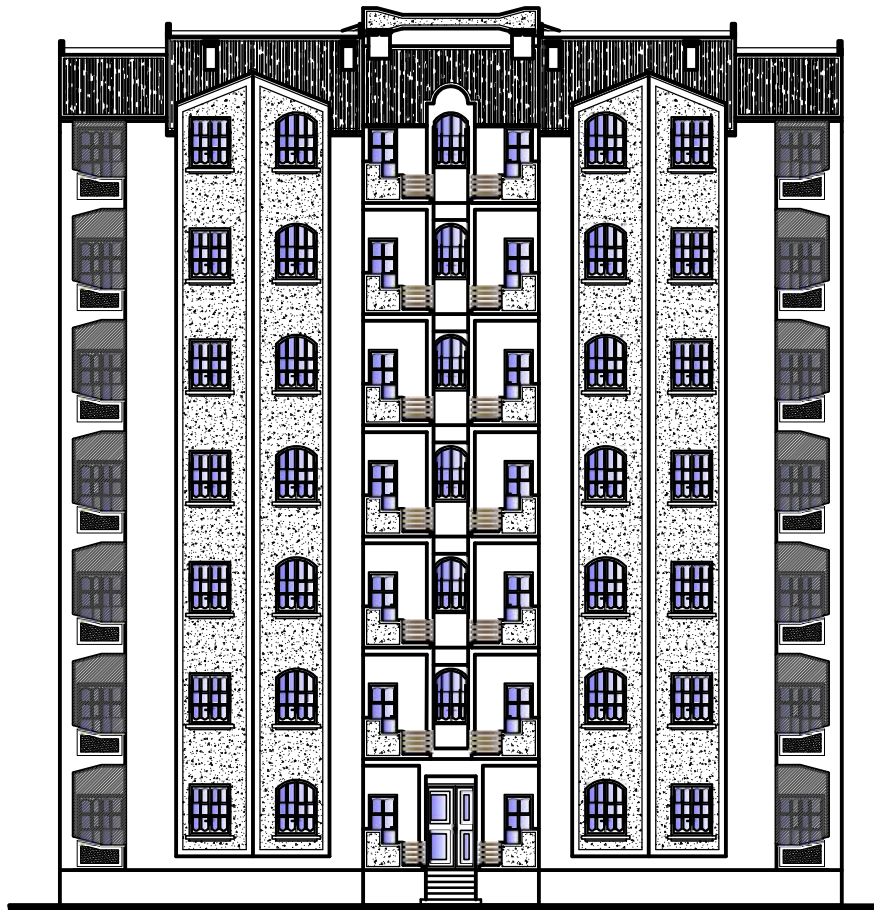
PLAN DE FONDATIONS  
PLAN DU SOUS SOL

PROJETION: AMBULIERE DE  
REGLEMENTS DES SECTEURS  
D'ARTIS COMMUNE DE  
QUADHEA

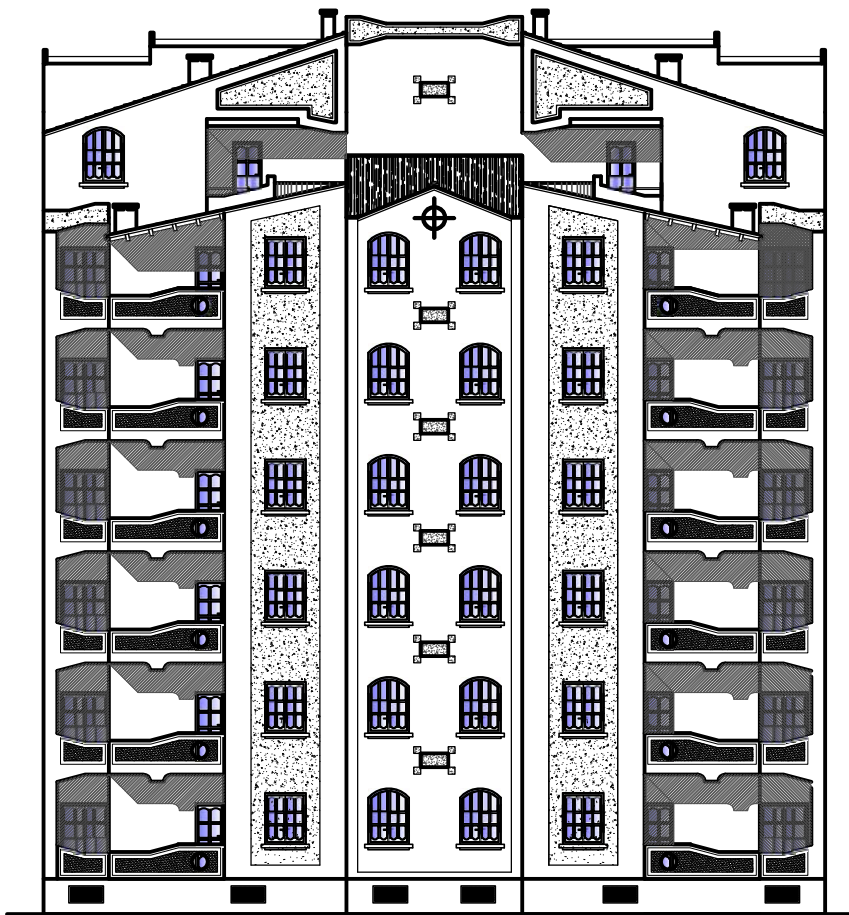
Maître de l'ouvrage: Bureau d'études d'Architecture  
27 D. L'ORONOUZ

ORIENT

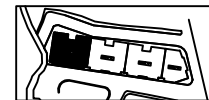





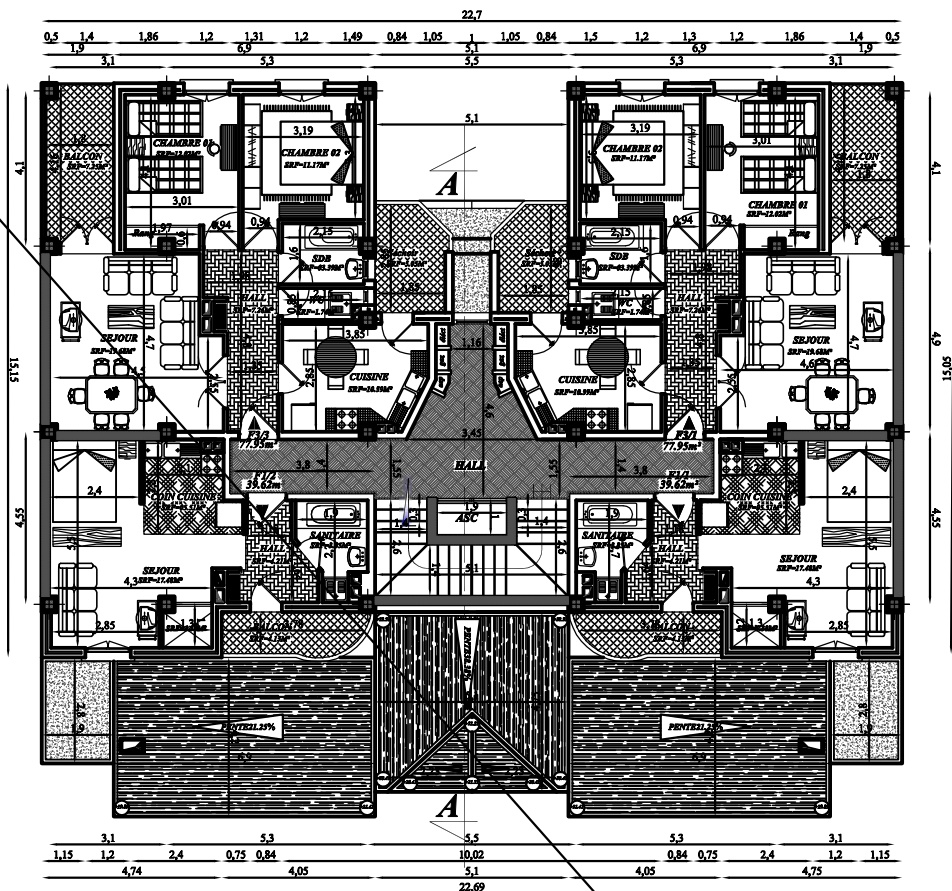
FACADE POSTERIEURE



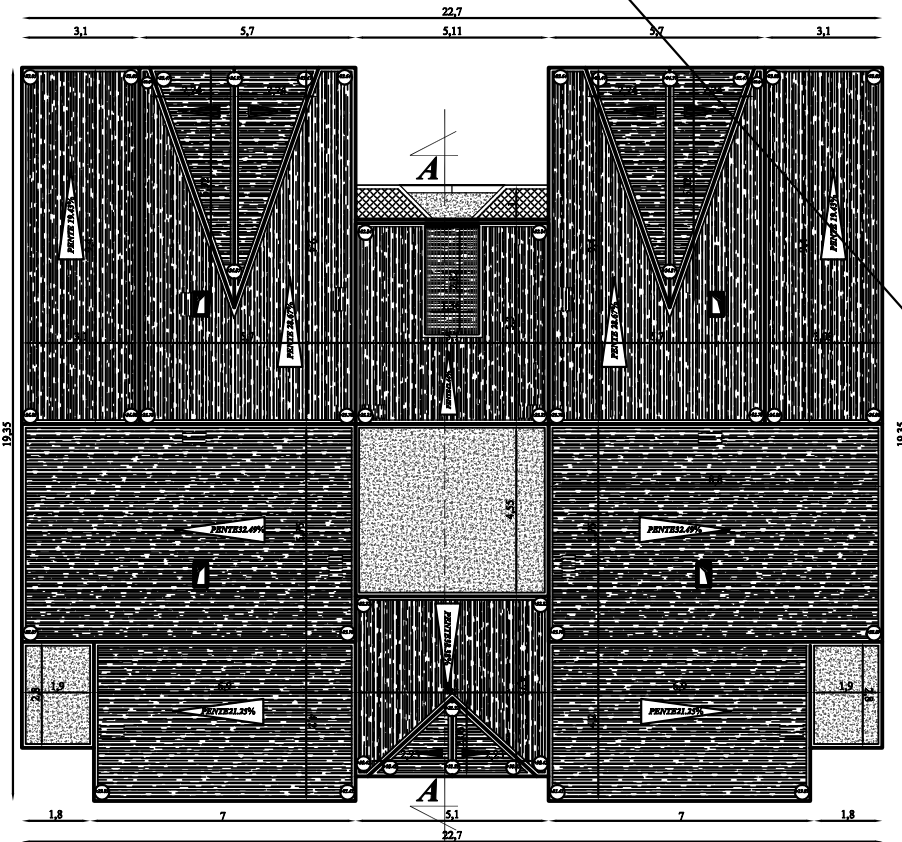
FACADE PRINCIPALE



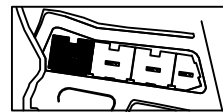
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wlays: <b>YZZI OUZOU</b>	<b>VISA</b>	Date: AOÛT 2009
Daira: <b>OUADJEA</b>		Ech : 1/50
Commune: <b>OUADJEA</b>		Dossier: ARCHITECTURE
Local: <b>AFTES</b>		
Titre : <b>BLOC "A"</b>		Projet :
FACADE PRINCIPALE		
FACADE POSTERIEURE		
<small>PROJET DE RECONSTRUCTION DE 98 LOGEMENTS SIEGE AU LIEU DIT AFTES COMMUNE DE OUADJEA</small>		
Maître de l'ouvrage:		Bureau d'Etudes d'Architecture 47, D. VIGNONNE
M: YANES MUSTAPHA		<b>ORIENT</b>
		Tel: 076 333 0207 076 333 0208
N° TEL: 026 21 91 08		
PLANCHE N° 06		



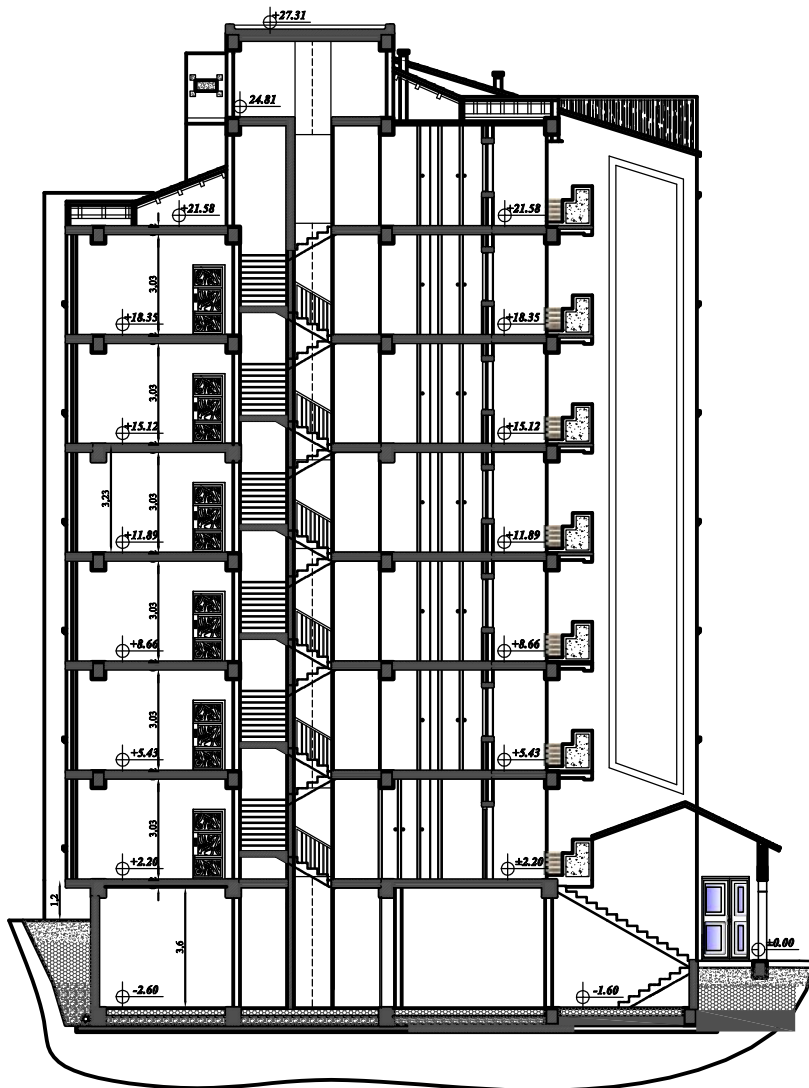
ETAGE EN ATTIQUE



PLAN DE LA TOITURE

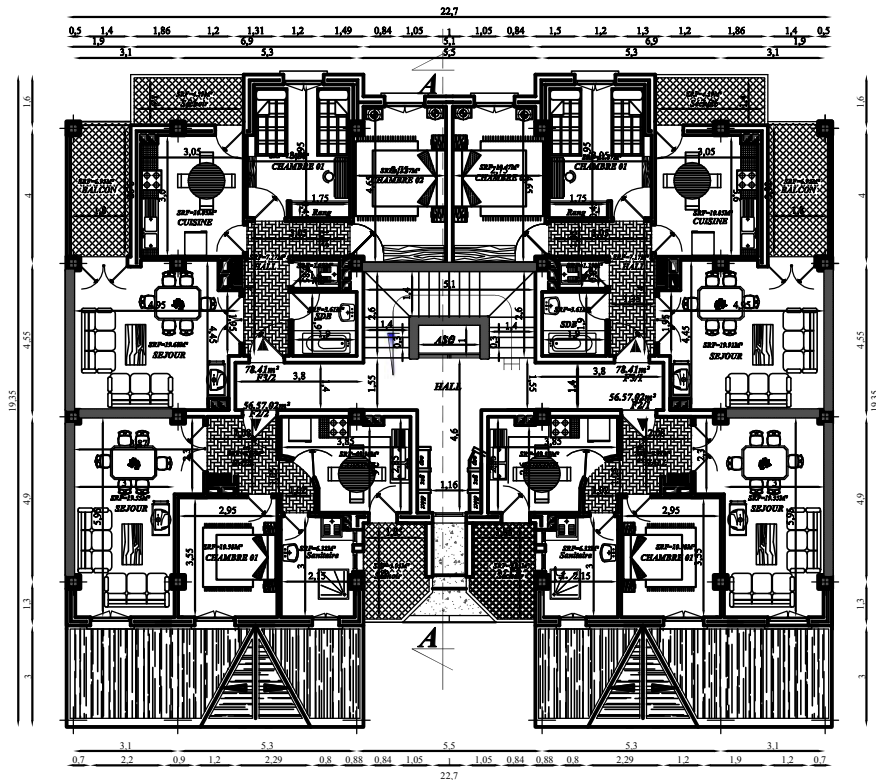


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya: <b>TIZZOUZOU</b>	<b>VISA</b>	Date: AOÛT 2009
Daira: <b>OUADHIA</b>		Ech : 1/50
Commune: <b>OUADHIA</b>		Dossier: ARCHITECTURE
Lieu: <b>AFTES</b>		
Titre: <b>BLOC "A"</b>		Projet:
PROMOTION IMMOBILIERE DE REJOINTEMENTS SOUS AUZOU DIT AFTES COMMUNE DE OUADHIA		
Maître de l'ouvrage: Mr YANES MUSTAPHA		Bureau d'Etudes d'Architecture et d'Urbanisme <b>ORIENT</b> Tours ville, zone Ouest n°03 16100000 N° TEL: 026 21 91 08
PLANCHE N° 04		

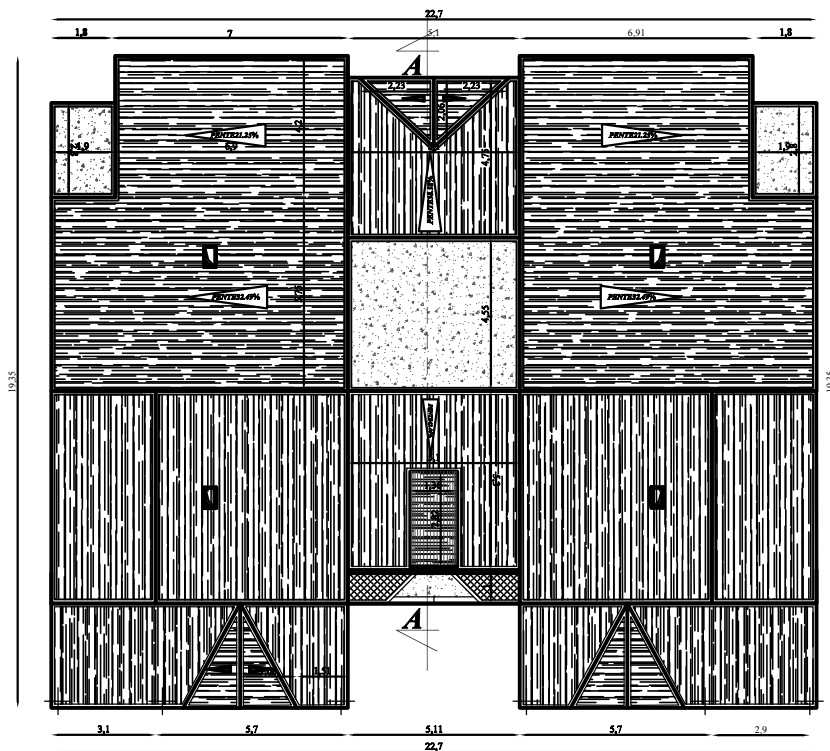


COUPE "AA"

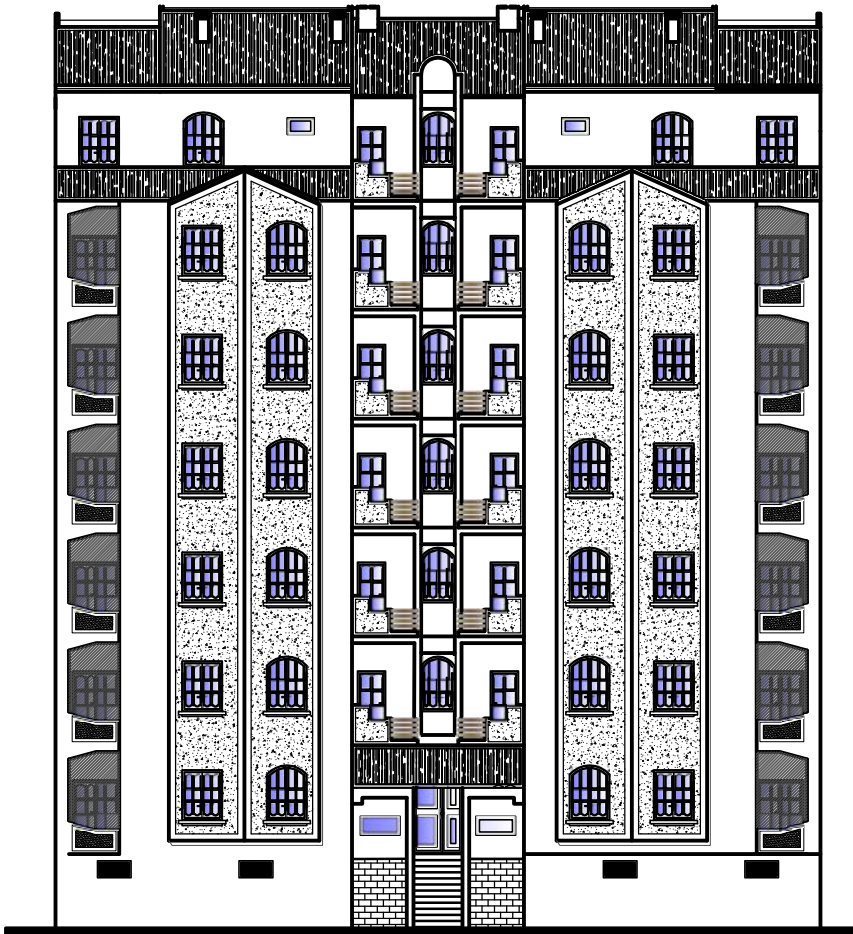
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya: <b>TIZI OUZZOU</b>	<b>VISA</b>	Date: Fevrier 2010
Daira: <b>OUADHIA</b>		Ech: 1/50
Commune: <b>OUADHIA</b>		Dossier: ARCHITECTURE
Lieu: <b>AFTIS</b>		
Titre: <b>MODIFICATIF</b>		Projet: <b>BLOC "A, B et C"</b>
COUPE "AA"		PROJET DE MAINTIEN DE ET CONSTRUCTION DE UN APPARTEMENT DE QUATRE
Maitre de l'ouvrage: Mr. YANES MUSTAPHA		Bureau d'Etudes d'Architecture S.T.P. ALGERIE <b>ORIENT</b> Tours ville, zone Ouest n° 03 115-00000 N° TEL: 026 21 98 08
PLANCHE N° 06		



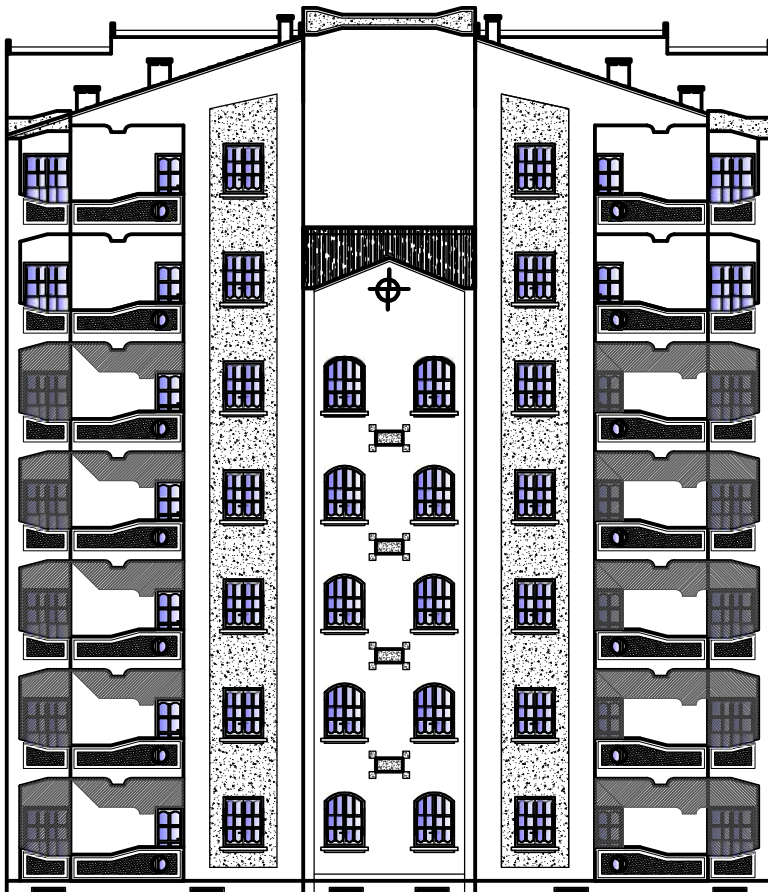
**PLAN DE L'ETAGE EN ATTIQUE**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Ville: <b>TIZE OUZOU</b> District: <b>OUADJEA</b> Commune: <b>OUADJEA</b> Lieu: <b>APTIS</b>	<b>VISA</b>	Date: Février 2010 Ech : 1/50 Dossier: ARCHITECTI
Titre : <b>MODIFICATIF</b>		Projet : <b>BLOC 'A, B et C'</b>
PLAN DE L'ETAGE EN ATTIQUE PLAN DE TOITURE		
Maître de l'ouvrage :		Bureau d'études d'Architecture <b>ORTFNT</b>



FACADE PRINCIPALE

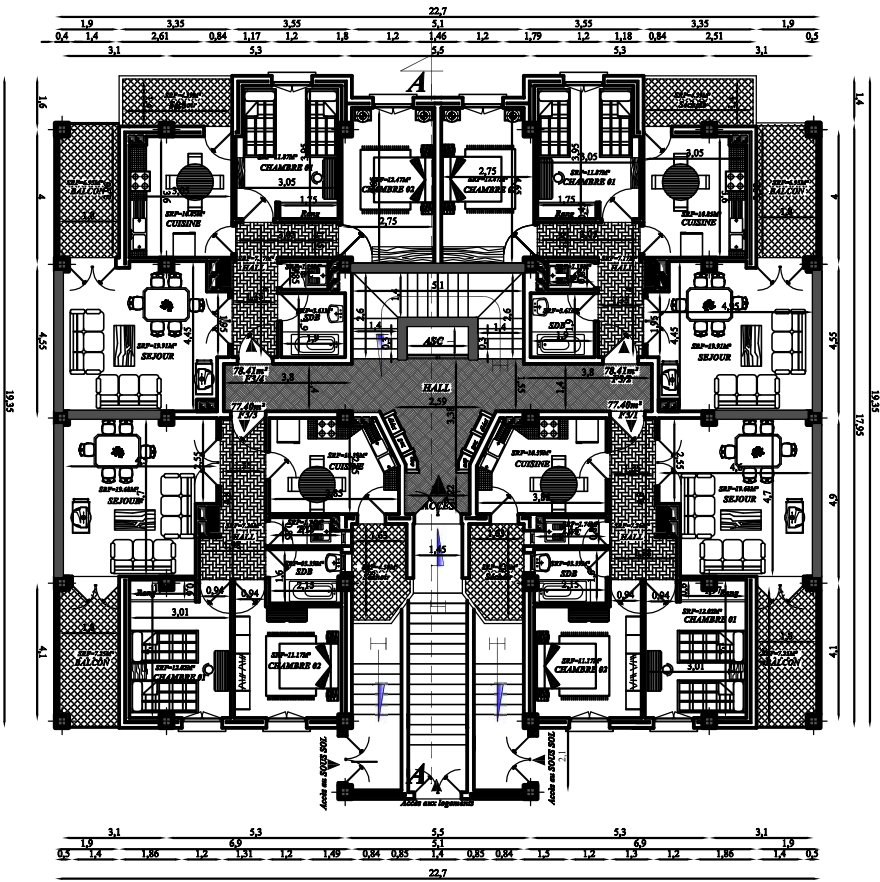


FACADE POSTERIEURE

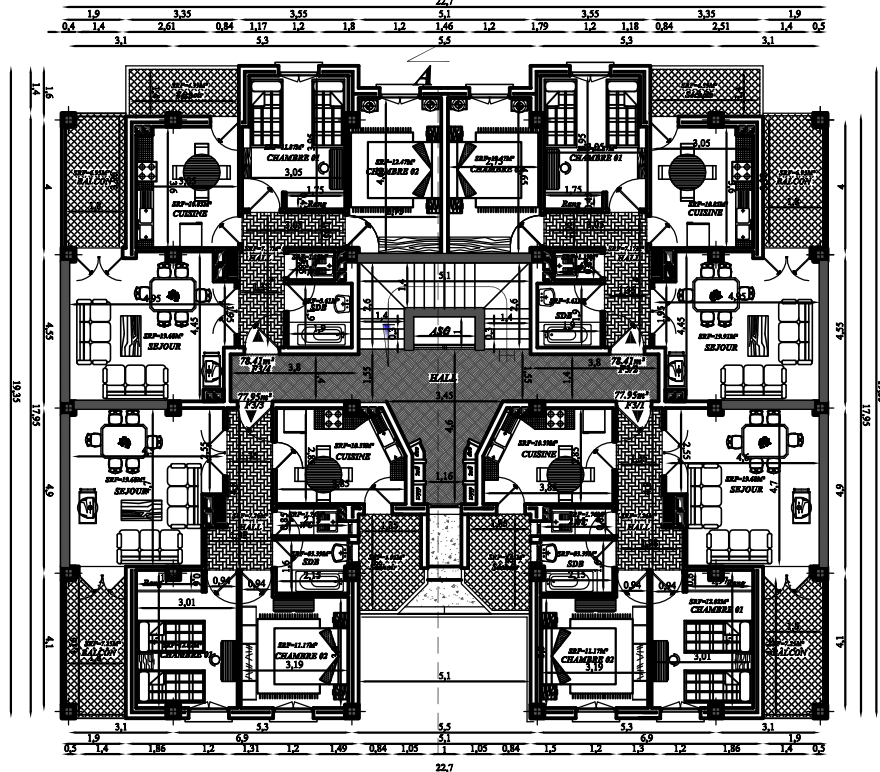


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Village : <b>TIZI OUZOU</b>	<b>VISA</b>	Date: Fevrier 2010
Commune : <b>OUADJEA</b>		Ech : 1/50
Commune : <b>OUADJEA</b>		Dossier: ARCHITECTURE
Lieu : <b>APTIS</b>		
Titre :		
<b>MODIFICATIF</b>	<b>BLOC A, B et C</b>	Projet :
FACADE PRINCIPALE		
FACADE POSTERIEURE		
PROJETION SEMICENTRIQUE DE ELEVEMENTS SUR AU LIEU DST APTIS COMMUNE DE OUADJEA		
Maître de l'ouvrage :		
Bureau d'études d'Architecture ET D'ESPANNE ORTFNT		





**PLAN DU REZ DE CHAUSSEE**

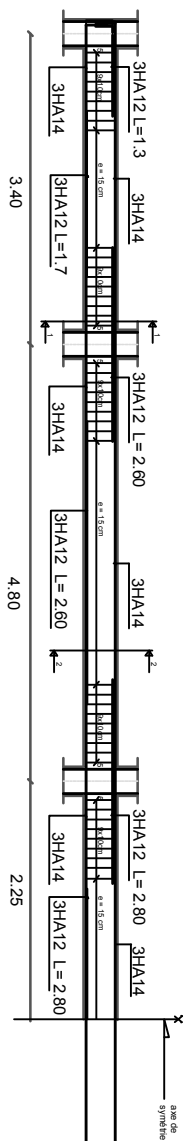


**PLAN DE L'ETAGE COURANT**

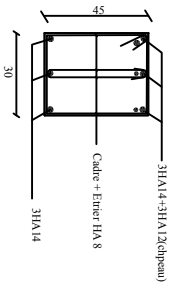


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		VTSA	
Wilaya: <b>TIZI OUZOU</b>	Date: <b>Fevrier 2010</b>		
Commune: <b>OUAGHGA</b>	Ech: <b>1/50</b>		
Quartier: <b>APTS</b>	Dossier: <b>ARCHITECTI</b>		
Titre: <b>MODIFICATIF</b>		Projet: <b>BLOC A, B et C</b>	
PROMOTION IMMOBILIERE DE LOGEMENTS DESE AU SDU. DIST APTE COMMUNE DE OUAGHGA			
Maître de l'ouvrage: <b>Mr YANES MUSTARHA</b>		Bureau d'Etudes d'Architecture: <b>ORIENT</b>	
		Travaux réalisés avec l'aide de l'Etat	
		N° TEL: 021 21 51 00	
<b>PLANCHE N° 03</b>			

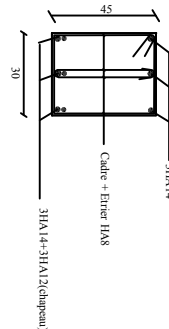
POUTRE PRINCIPALE



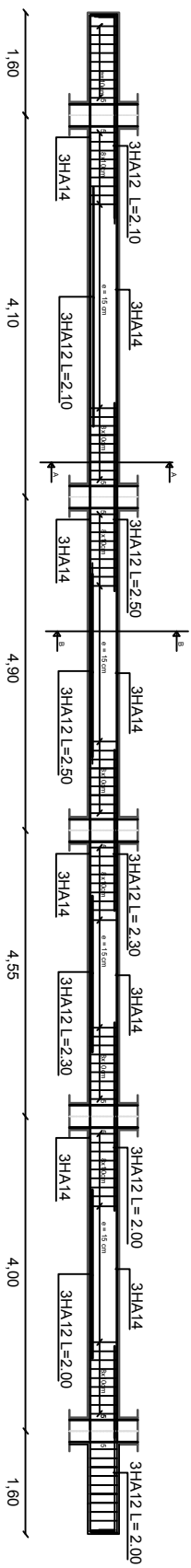
COUPE (1-1) (appuis)



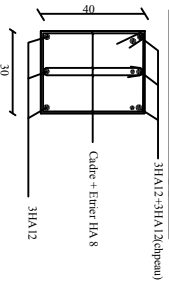
COUPE (2-2) (travées)



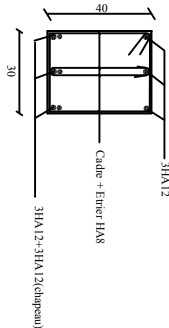
POUTRE SECONDAIRE



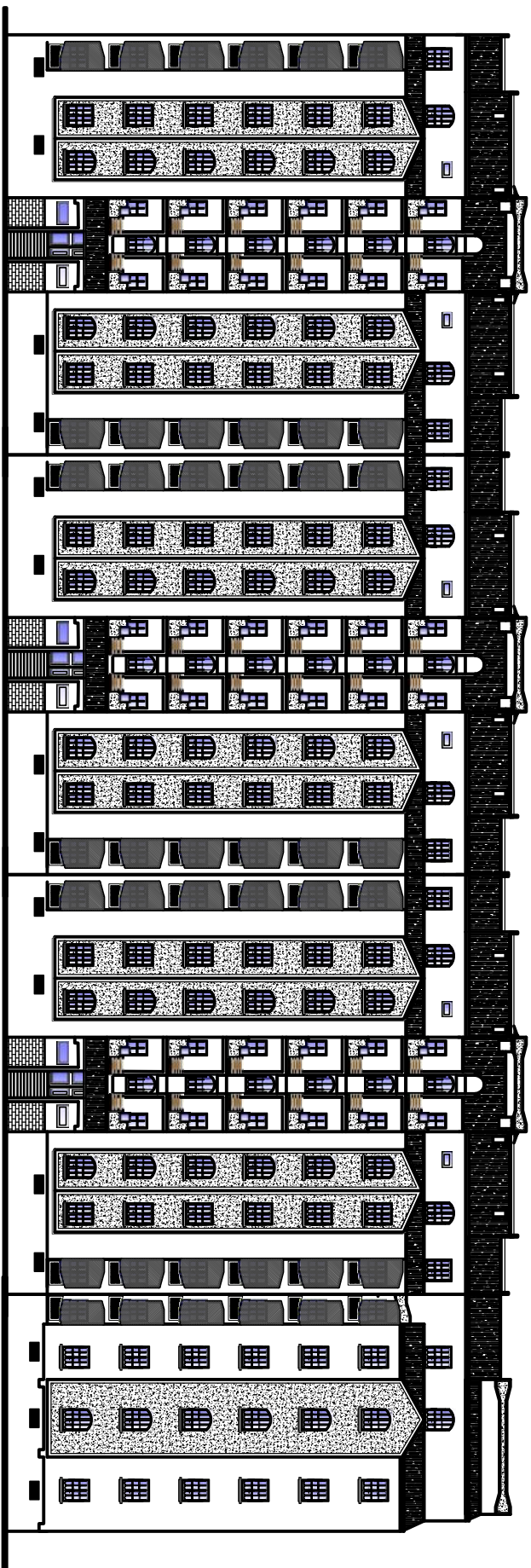
COUPE (A-A) (appuis)



COUPE (B-B) (travées)

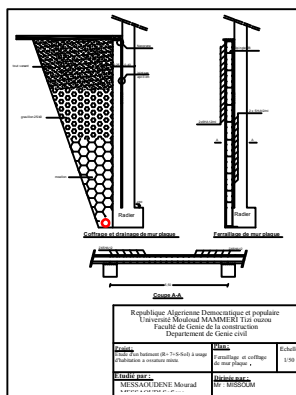


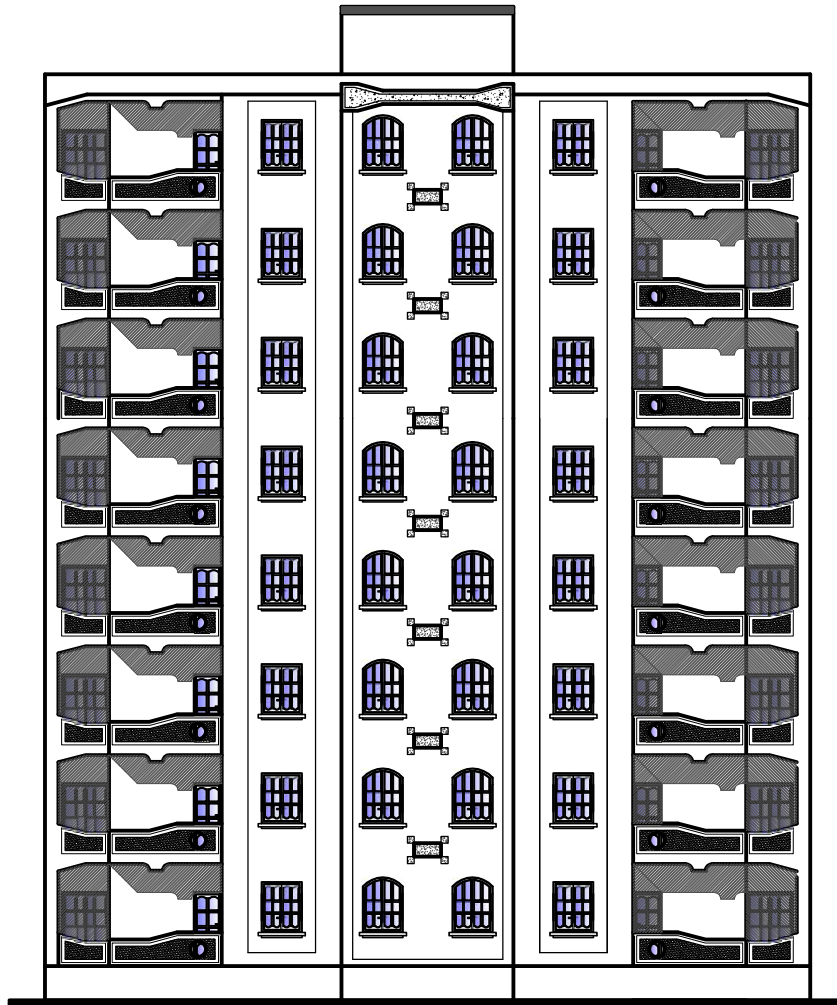
Republique Algérienne Démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERRI Tizi ouzou Faculté de Genie de la construction Département de Genie civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+7+S-Sol) à usage d'habitation a ossature mixte.	<b>Plan :</b> Ferrailage des voiles transversaux et longitudinaux	Echelle: 1/50
<b>Etudié par :</b> MESSAOUDENE Mourad MESSAOUDI Sofiane	<b>Dirigé par :</b> Mr : MISSOUM	



FACADE D'ENSEMBLE



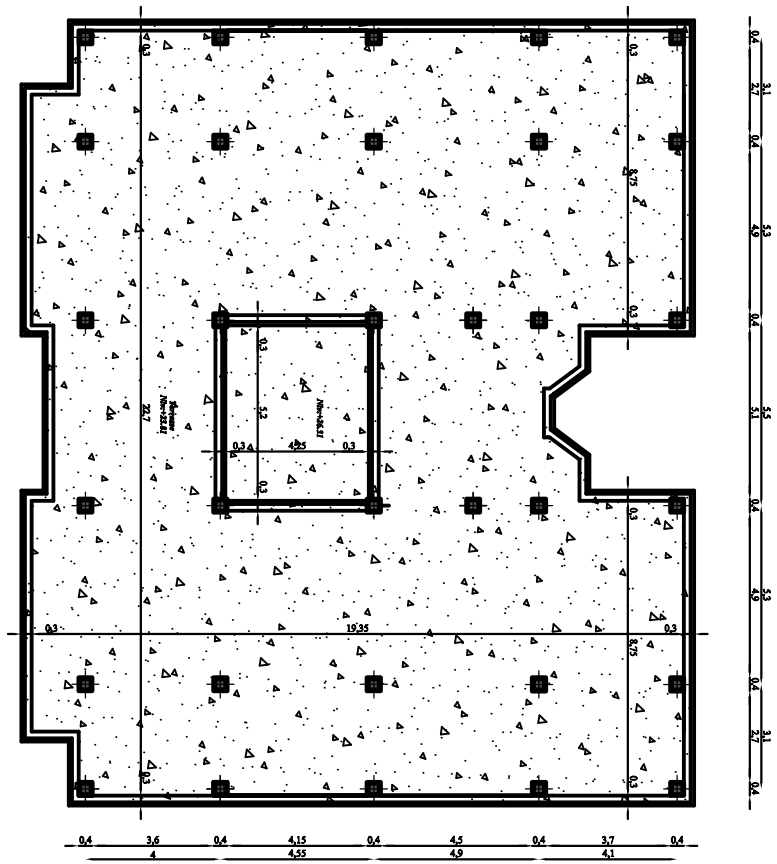


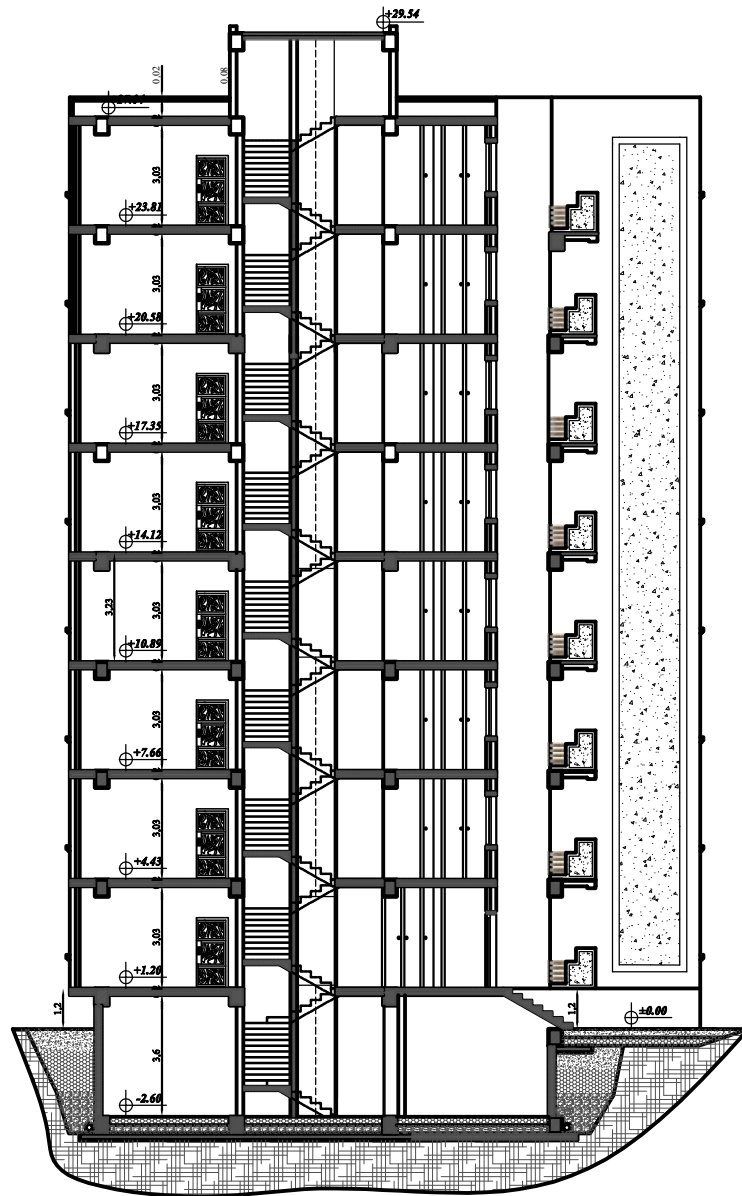


FACADE PRINCIPALE



PLAN DE LA TERRASSE

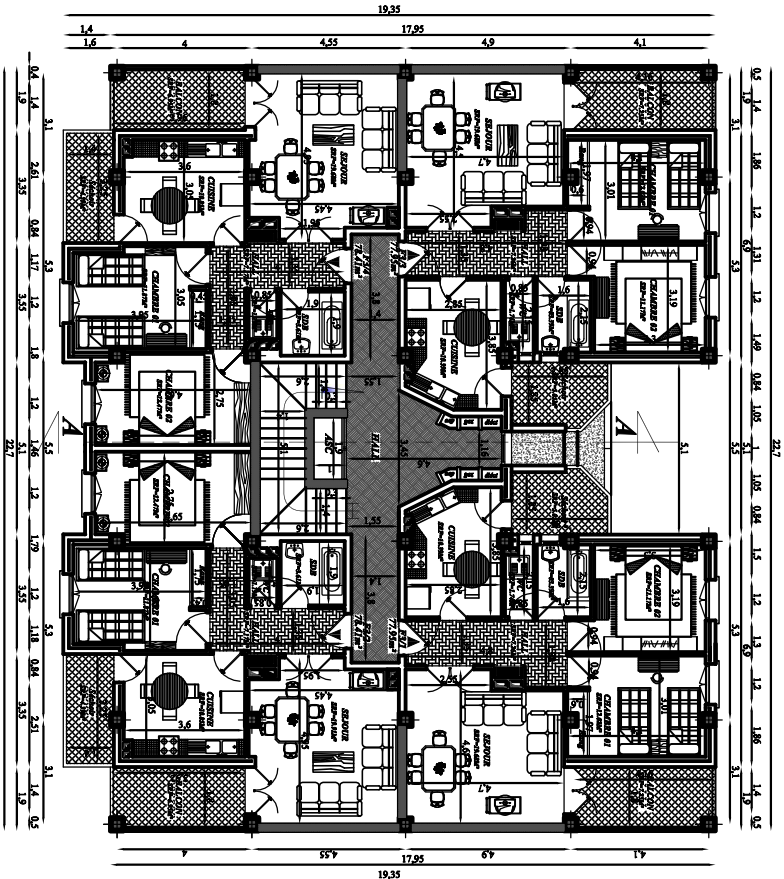




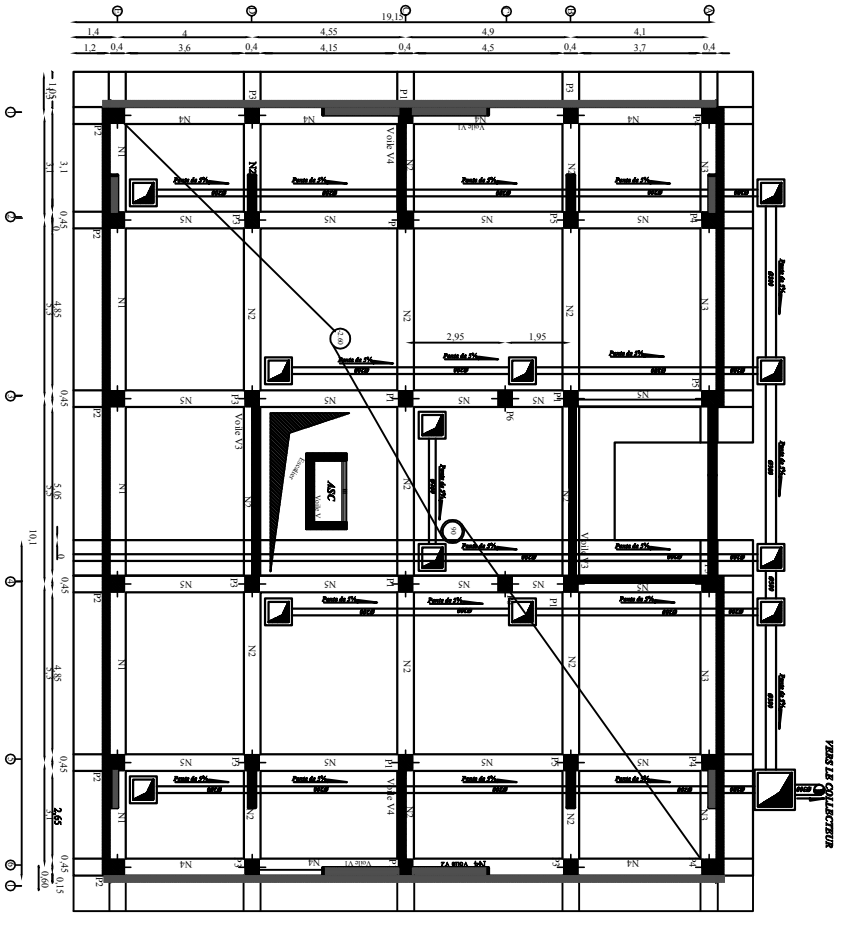
COUPE "AA"



PLAN DE L'ETAGE COURANT



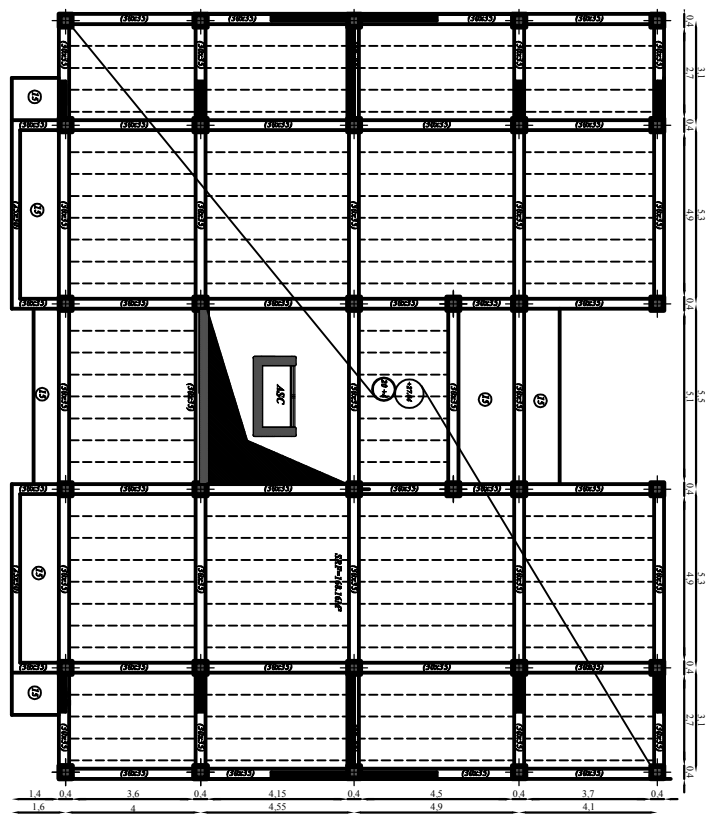
# PLAN DE FONDATIONS







# PLAN DE TERRASSE



# **Introduction générale**

# Introduction:

La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées.

Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques.

C'est précisément dans un cadre pédagogique, pour nous et pour rendre accessible au plus grand nombre de futures d'étudiants l'essentiel des méthodes de calcul d'un bâtiment et leurs modes opératoires et pour leur donner la possibilité de mieux appréhender cette discipline en général, que ce mémoire a été conçu et réalisé.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis ETAPS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment (R+7+SS) à usage d'habitation à ossature mixte contreventement par voiles.

C'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire.

# Chapitre I

## Presentation de l'ouvrage

## **I. Présentation de l'ouvrage :**

### **introduction :**

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+7+S-S), composé d'un sous sol a usage de stockage et de huit étages y compris le rez-de-chaussée à usage d'habitation.

Le projet sera implantée à Tizi-Ouzou, une région classée selon le RPA 99 modifié 2003 (règlement parasismique algérien) comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a).

Le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles porteurs).

### **I.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

❖ Longueur du bloc :	$L = 22.70$ m
❖ Largeur du bloc :	$l = 19.35$ m
❖ hauteur d'étage courant :	$h_e = 3,23$ m
❖ hauteur du RDC :	$h = 3.23$ m
❖ hauteur du S-S :	$h = 3.80$ m
❖ hauteur totale:	$H_T = 32,14$ m
❖ ancrage du projet	$h = 2.60$ m
❖ hauteur de l'acrotère :	$h_a = 0,6$ m

### **I.2 Les éléments de l'ouvrage :**

#### ❖ **L'ossature :**

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux – poutres) en béton armé coulés sur place, ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

#### ❖ **Les planchers :**

Les planchers sont constituer par des poutrelles et un hourdis sont préfabriquées en Betton et un treillis a soude pour la dalle de compression.

Le plancher terrasse sera inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

A l'exception du plancher supportant l'appareil de levage de l'ascenseur (ainsi que le plancher couvrant ce dernier) et le plancher des balcons sont prévues on dalle pleines, les

autres planchers seront en corps creux d'une épaisseur de 20 cm comportant une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur soit (20+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées.

❖ **Les escaliers :**

Notre bâtiment sera muni d'une cage d'escalier de type « escalier balancé de sous-sol au dernier étages » reliant les différents étages; Ces escaliers comporteront trois volées seront réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- *les murs extérieurs* : murs de 30 cm d'épaisseur (15+5+10), réalisés en double cloison de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm.

- *les murs intérieurs* : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

❖ **Les revêtements :**

- Mortier de ciment pour les murs de façades.

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

- Céramique pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

❖ **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment sera muni d'un ascenseur dont la cage sera réalisée en béton armé coulé sur place.

❖ **Système de coffrage :**

Le coffrage doit être suffisamment rigide et étanche afin de supporter la poussée du béton.

On opte :

Pour un système de coffrage traditionnel en bois pour toute la structure.

❖ **Les fondations :**

Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

**I.3 : Réglementation utilisée :**

L'étude de ce projet sera menée selon les règles suivantes :

- **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 VERSION 2003** (règles parasismiques algériennes).
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- **DTR-BC-2.2** (document technique réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).

## **II. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

### **Introduction :**

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grande dimension dépend d'un critère majeur qui est la résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération (prévalant souvent sur le critère précédent) tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

Le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91 sera utilisé pour cette étude ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003).

### **II.1 Le béton :**

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, par contre, sa résistance à la traction est faible (1/10 de sa résistance à la compression).

Le béton est constitué d'un mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (sable et gravier), d'eau de gâchage et, éventuellement, des produits d'addition (adjuvants).

#### **II.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  (à  $j$  jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge ( $f_{c28}$ ) est utilisée le plus souvent.

Selon l'article A.2.1-1-1 du BAEL 91, lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré, tel que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour ce projet, on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

### **II.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :**

Selon l'article A.2.1-1-2 du BAEL 91, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par ces relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

Pour  $j = 28 \text{ j}$ , on a :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ Mpa}$ .

### **II.1.3 Contrainte limite ultime de résistance à la compression:**

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article A.4.3-4-1 du BAEL91 :

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

- pour  $\gamma_b = 1,50$  (en situation courante)  $\rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$ .

- pour  $\gamma_b = 1,15$  (en situation accidentelle)  $\rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$ .

$\theta$  : coefficient tenant compte de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

➤ Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle" (Fig. 1.1).

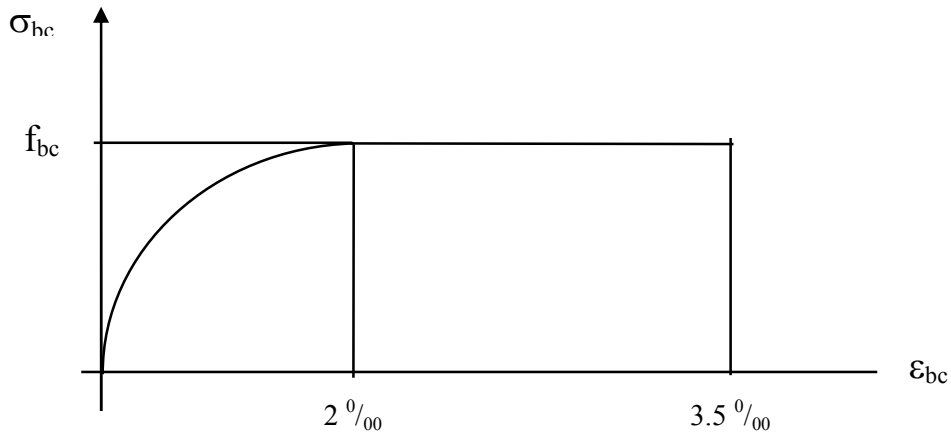
Ce diagramme est constitué :

❖ D'un tronc de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$$

❖ D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :

$$2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$$



**Fig. I.1 :** Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à L'ELU)

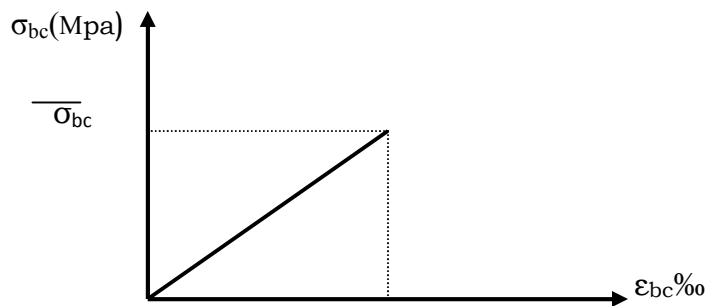
#### **II.1.4 Contrainte limite de service de résistance à la compression:**

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :



**Fig. I.2 :** Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

#### **II.1.5 Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article A.5.1-2-1 du BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ Mpa} \quad \text{cas où la fissuration est peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable ou très}$$

préjudiciable.

### **II.1.6 Module d'élasticité:**

Le module d'élasticité est défini comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. On distingue :

- **Module d'élasticité instantanée** : (Article A.2.1-2-1 du BAEL 91).

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures (chargement de courte durée), il en résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas :  $E_i = 32164,2$  Mpa.

- **Module d'élasticité différée** : Article A.2.1-2-2 du BAEL 91

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas :  $E_v = 10818,9$  Mpa.

- **Module d'élasticité transversale:**

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

Avec :

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de POISSON, c'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, tel que :

- ❖  $\nu = 0$  (cas des états limites ultimes)
- ❖  $\nu = 0,2$  (cas des états limites de service)

### **II.2 Les aciers :**

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration [ $\eta$ ]	Coefficient de scellement [ $\psi_s$ ]
<b>Aciers en Barre</b>	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
<b>Aciers en treillis</b>	Treillis soudé TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

**Tableau. I.1** : Caractéristiques des aciers utilisés

### **II.3.1 Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000$  Mpa (article A.2.2-1 du BAEL 91).

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

### **II.3.2 Coefficient de POISSON :**

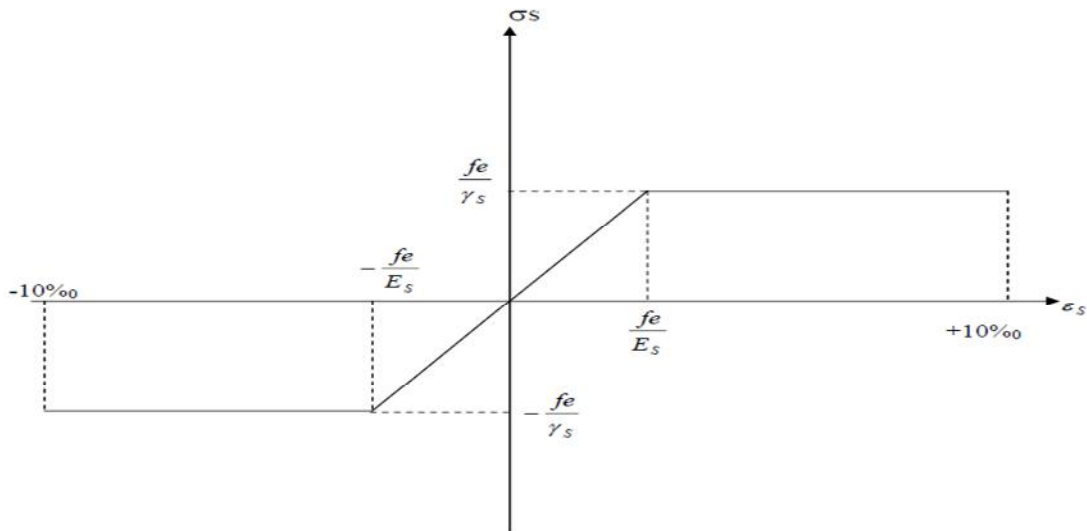
Le coefficient de POISSON des aciers est pris égal à :  $\nu = 0,3$ .

### **II.3.3 Contrainte limite de l'acier :**

- **Etat limite ultime :**

**Diagramme « contrainte – déformation » :**

Pour les calculs de béton armé à l'état limite ultime, on utilisera le diagramme conventionnel suivant :



**Fig. I.3 :** Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier (à l'ELU)

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰.
- La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par l'article A.4.3-2 du BAEL 91 :

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

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle.}$$

- pour le présent projet, en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

Pour les aciers HA (FeE400) :  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

Pour les treillis soudés TL520 :  $\sigma_s = 452,17 \text{ Mpa.}$

- **Etat limite de service :**

Les contraintes limites de l'acier à l'état limite de service sont données en fonction de l'ouverture des fissures dont il est nécessaire de limiter et ce, a cause des risques de corrosion des armatures.

Il y a trois cas de fissurations d'après les règles de l'article A.4.5-3 du BAEL 91 :

- **Fissurations peu nuisible :** Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

- **Fissurations préjudiciables :** Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ] \quad [\text{Mpa}].$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1,6$  pour les aciers (HA) si  $\phi \geq 6\text{mm}$ .

$\eta = 1,3$  pour les aciers (HA) si  $\phi < 6\text{mm}$ .

➤ On obtient donc les valeurs suivantes :

- pour les aciers (HA) si  $\phi \geq 6\text{mm}$  :  $\sigma_{St} \leq \min (266,66 ; 201,63) = 201,63$  [Mpa].

- pour les aciers (HA) si  $\phi < 6\text{mm}$  :  $\sigma_{St} \leq \min (266,66 ; 181,75) = 181,75$  [Mpa].

- **Fissurations très préjudiciables** : Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq 0,8 \cdot \bar{\sigma}_{St}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ] \quad [\text{Mpa}].$$

$\eta = 1,6$  pour les aciers (HA)

➤ On obtient donc la valeur suivante :  $\sigma_{St} \leq 161,30$  [Mpa].

### **II.3.4 Protection des armatures :**

D'après l'article A.7.2-4 du BAEL91, pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il faut veiller à ce que l'enrobage « c » des armatures soit :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II  
Descente de charge et  
Pré dimensionnement des éléments

## **II.1 pré-dimensionnement des éléments :**

### **Introduction :**

Afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape où l'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 modifié 99).

### **II.1.1 Pré-dimensionnement des planchers :**

- **Plancher en corps creux :**

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées placées parallèlement à la petite portée.

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

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article (B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ [cm]}$$

$L_{\max}$  : portée libre de la plus grande travée .

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

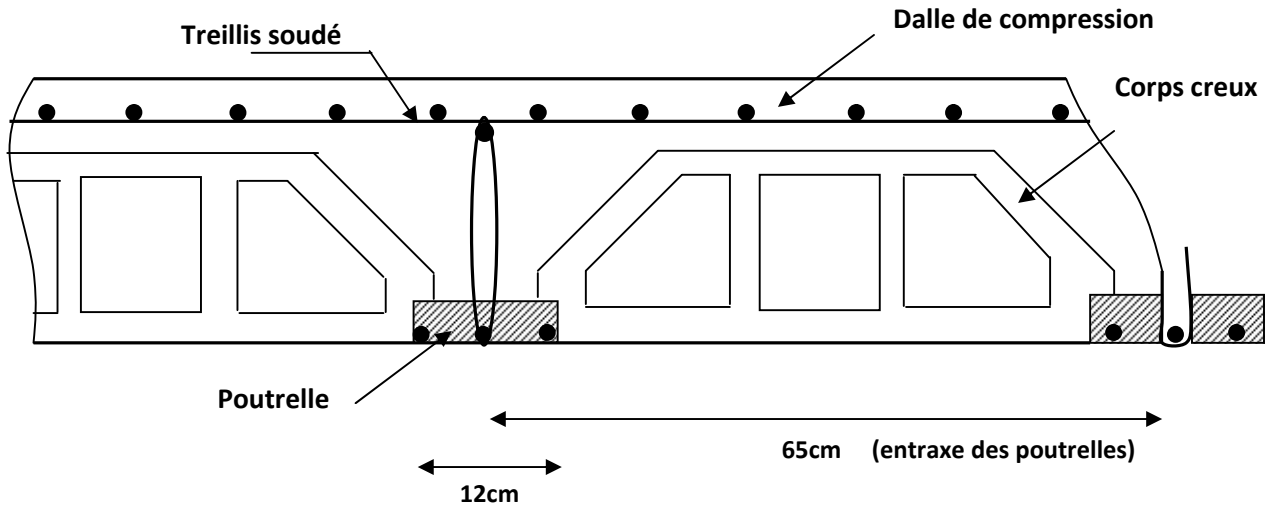
le RPA exige :

- $\min(b,h) \geq 25$  cm en zone IIa on prend  $\min = 25$  cm
- $L_{\max} = 550 - 25 = 525$  cm

$$ht \quad \frac{520}{22,5} = 23,33cm$$

Donc :  $h_t \geq 23.33 \text{ cm}$

➤ **Épaisseur adoptée** : plancher de 24cm d'épaisseur (corps creux de 20cm et dalle de compression de 4 cm).



**Fig. II.1 :** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

## II.1.2 Pré-dimensionnement des poutres :

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

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

L'article A.4.14 du BAEL 91 nous donne les conditions suivantes :

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

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

$L_{\max}$  : longueur libre entre nus d'appuis

- **Poutres principales** : Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens transversal).

$$L_{\max} = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

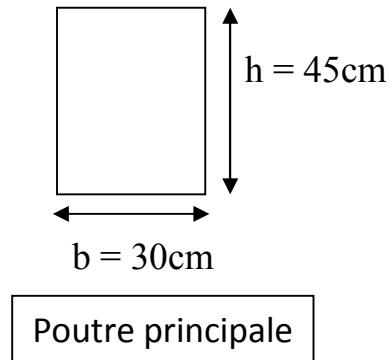
$$525/15 \leq h \leq 525/10$$

$$\text{Donc : } 35,00 \text{ cm} \leq h \leq 52,5 \text{ cm}$$

**On prend : h = 45 cm**

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 36,75 \text{ cm}$$

**On prend : b = 30 cm**



- **Poutres secondaires** : Disposées parallèlement aux poutrelles (sens longitudinal).

$$L_{\max} = 490 - 25 = 465 \text{ cm} \dots\dots\dots$$

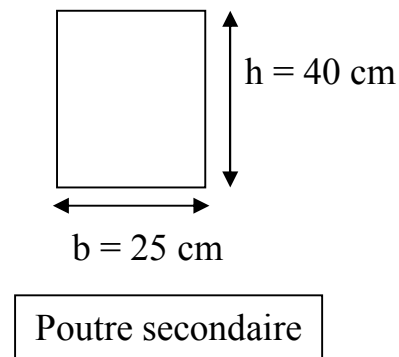
$$5/15 \leq h \leq 525/10$$

$$\text{Donc : } 31,00 \text{ cm} \leq h \leq 46,5 \text{ cm}$$

**On prend : h = 40 cm**

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

**On prend : b = 25 cm**



### Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

L'article (A.7.4-1) du RPA 99 version 2003 nous donne les dimensions des poutres à respecter :

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

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

### ▪ Poutres principales :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,50 < 4 \end{array} \right\}$$

Les conditions sont vérifiées.

### ▪ Poutres secondaires :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 < 4 \end{array} \right\}$$

Les conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion** : les sections à adopter sont :

- Poutres principales :  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires :  $(25 \times 40) \text{ cm}^2$

### II.1.3 Pré-dimensionnement des voiles :

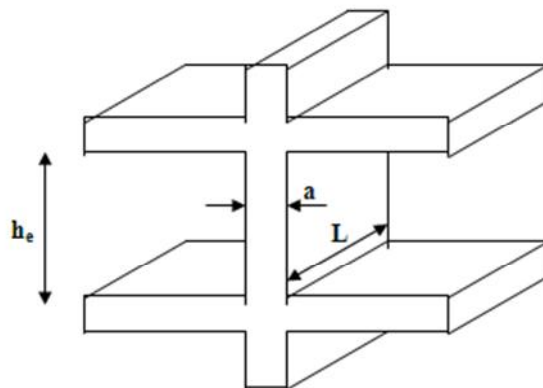
Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (A.7.7-1) du RPA 99 version 2003 :

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

$L_{\min}$  : longueur minimale des voiles.

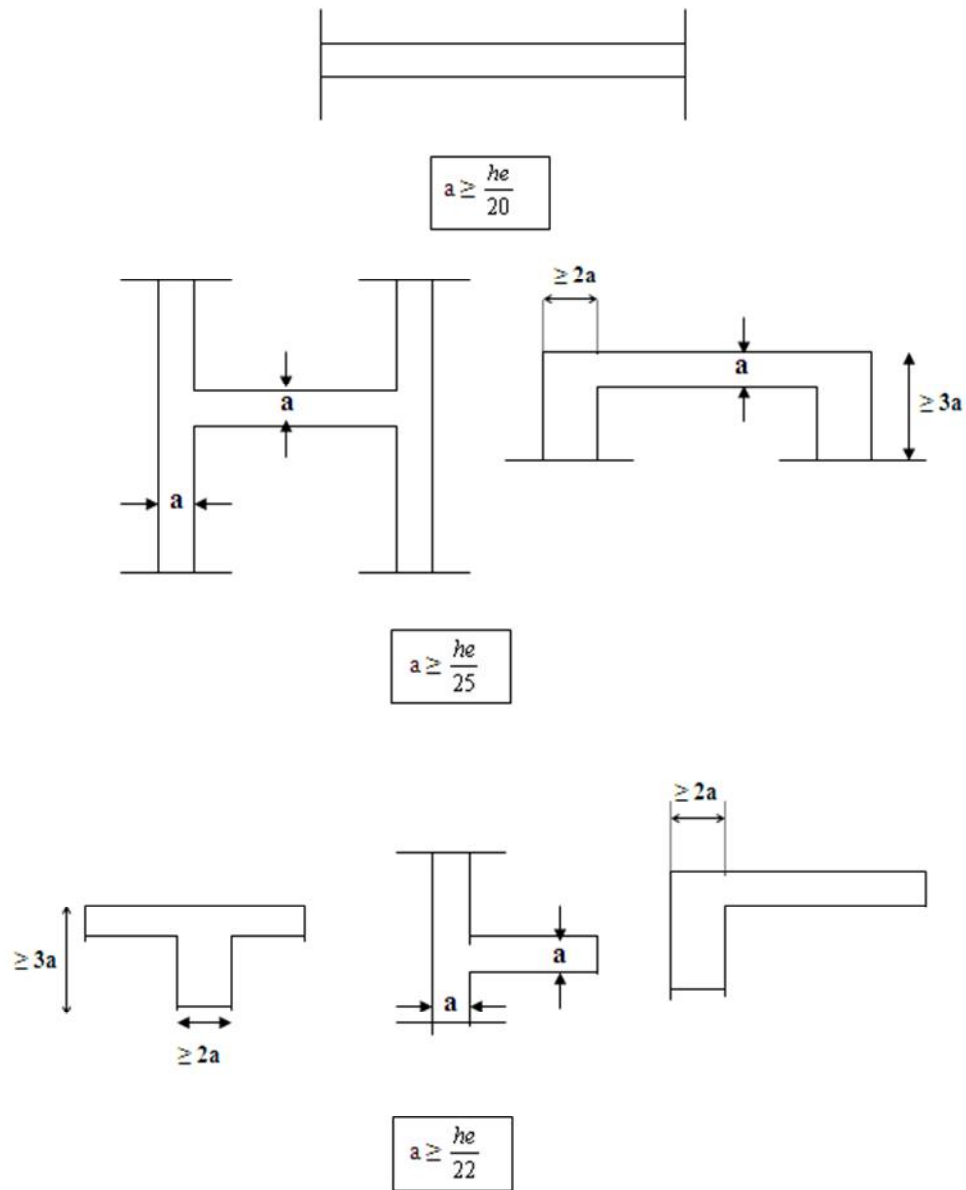
$a$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm.



## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

L'épaisseur ( $a$ ) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



Dans notre projet la hauteur max d'étages  $h_e = 380 - 24 = 356\text{cm}$ .

Par suite :

$$a \frac{356}{25} = 14,24 \text{ cm} \quad a \frac{356}{20} = 17,78\text{cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

- Longueur minimale du voile :

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

$4a = 80$  cm soit  $l_{\min} = 100$  cm  $\geq 4a$  .  $\Rightarrow$  La condition est vérifiée

### **II.1.4 Pré-dimensionnement des poteaux :**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait en fonction de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité, le dimensionnement retenu doit satisfaire les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91 modifié 99.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service (ELS) en compression simple en supposant que, seul, le béton reprend l'effort normal (N) tel que :

$$N = G + Q$$

- $\text{Min}(b, h) \geq 25$  cm (en zone II-a)
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$  (avec  $h_e = 380$  cm)
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$S = N / \bar{\sigma}_{bc}$$

N : effort de compression déterminé par la descente de charge.

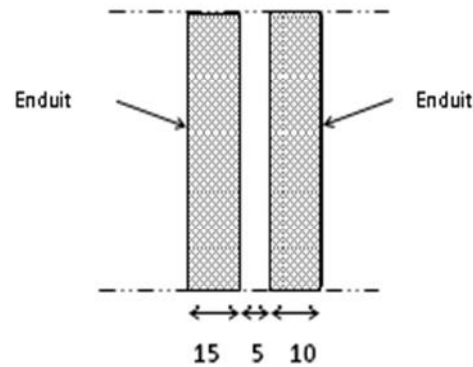
$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression tel que :

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

### **II.2 Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le document technique réglementaire (D.T.R) B.C.2-2 - charges permanentes et surcharges d'exploitation, idem pour les surcharges d'exploitation.

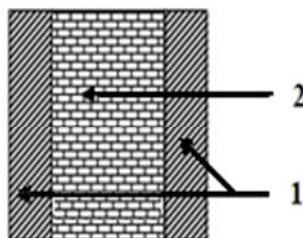
- **Charges permanentes des murs extérieurs :**



**Fig. II.2 :** Coupe transversale du mur extérieur (en double cloison)

	Eléments du mur	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit extérieur (ciment)	20	2	0,40
2	Brique creuse (12 trous)	9	15	1,35
3	Brique creuse (8 trous)	9	10	0,90
4	Enduit intérieur (plâtre)	10	2	0,20
				<b>G = 2,85 KN/m<sup>2</sup></b>

- **Charges permanentes des murs intérieurs :**

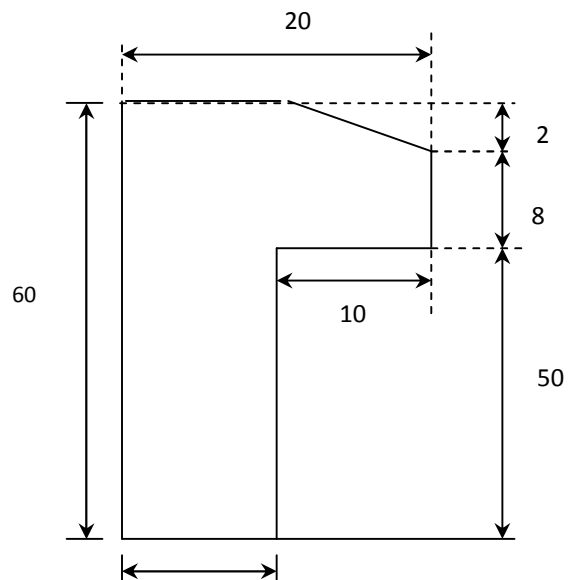


**Fig. II.3 :** Coupe transversale du mur intérieur.

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

	Eléments du mur	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de plâtre	10	4	0,40
2	Brique creuse	9	10	0,90
				<b>G = 1,30 KN/m<sup>2</sup></b>

- **Charges permanentes de l'acrotère :**



**Fig. II.4** 10 e transversale de l'acrotère

### **Surface de l'acrotère :**

$$S = (0,6 \times 0,1) + ((0,1 + 0,08) / (2)) \times 0,1 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \cdot S$$

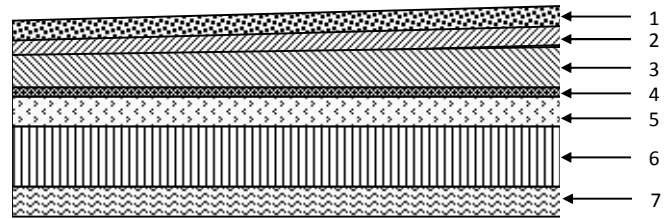
$$G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

- **Charges permanentes des planchers :**  $G = \rho \cdot e$

$\rho$  : Poids volumique :

e : l'épaisseur de l'élément

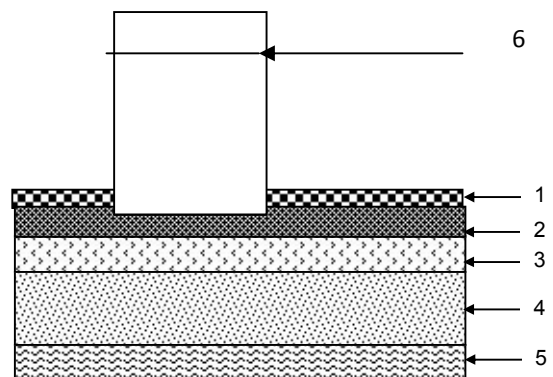
**a) Plancher terrasse (dalle pleine) :**



**Fig. II.5 :** Plancher terrasse (dalle pleine)

	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Gravillon roulé de protection	18	5	0,90
2	Etanchéité multicouche	6	2	0,12
3	Béton en forme de pente	22	10	2,20
4	Pare vapeur (feuille de polyane)	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
6	Dalle pleine	25	15	3,75
7	Enduit de plâtre	10	2	0,20
				<b>G = 7.34 KN/m<sup>2</sup></b>

**b) Plancher étage courant (dalle pleine) :**

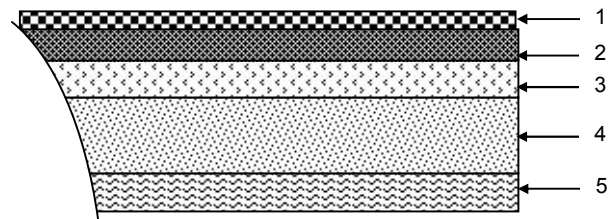


**Fig. II.6 :** Plancher étage courant (dalle pleine).

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement de carrelage	20	2	0,40
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Lit de sable	18	2	0,36
4	Dalle pleine	25	15	3,75
5	Enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Cloison en briques creuses 8 trous	9	10	0,90
				<b>G = 6,01 KN/m<sup>2</sup></b>

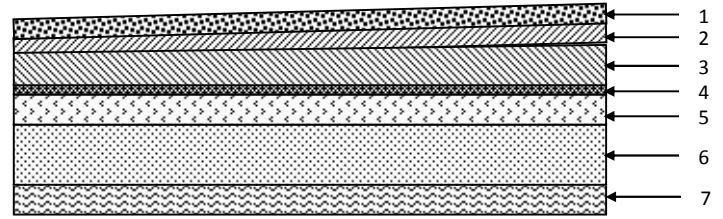
***c) Plancher balcons, séchoirs et loggias (dalle pleine) :***



***Fig. II.7 :*** Plancher balcon (dalle pleine)

	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement en carrelage	20	2	0,40
2	Mortier de pose	20	2	0,4
3	couche de sable	18	2	0,36
4	Dalle pleine	25	15	3,75
5	Enduit de ciment	22	2	0,44
				<b>G = 5,35 KN/m<sup>2</sup></b>

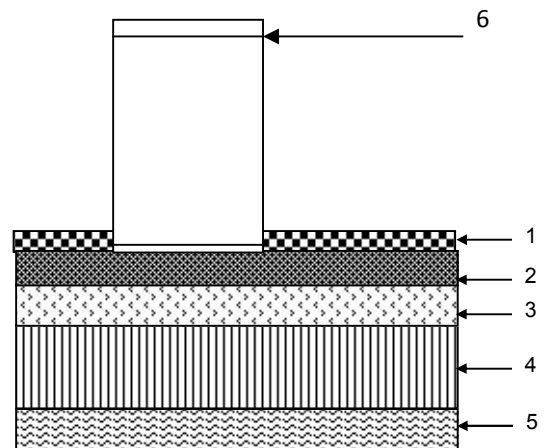
**d) Plancher terrasse (dalle en corps creux) :**



**Fig. II.8 :** Plancher terrasse (dalle en corps creux)

	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Gravillon roulé de protection	18	5	0,90
2	Etanchéité multicouche	6	2	0,12
3	Béton en forme de pente	22	10	2,20
4	Pare vapeur (feuille de polyane)	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
6	Dalle en corps creux (20+4)	/	24	3.30
7	Enduit de plâtre	10	2	0,20
				<b>G = 6.89 KN/m<sup>2</sup></b>

**e) Plancher étage courant (dalle en corps creux) :**



**Fig. II.9 :** Plancher étage courant (dalle en corps creux)

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement de carrelage	20	2	0,40
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Lit de sable	18	2	0,36
4	Dalle en corps creux (20+4)	/	24	3,30
5	Enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Cloison en briques creuses 8 trous	9	10	0,90
				<b>G = 5,56KN/m<sup>2</sup></b>

- **Charges permanentes des voiles :**

	Eléments du voile	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Béton armé	25	20	5
2	Enduit de plâtre	10	2	0,2
3	Enduit de ciment	20	2	0,40

- Voile intérieur :  $G = 5 + 0,2 \times 2 = 5,40 \text{ KN/m}^2$

- Voile extérieur :  $G = 5 + 0,2 + 0,40 = 5,60 \text{ KN/m}^2$

- **Charges permanentes des escaliers :**

**a) Charges agissant sur le palier:**

	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Poids propre	25	20	5

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

2	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	20	4	0,80
3	Poids du lit de sable	18	2	0,36
4	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,20
				<b>G = 6,36 KN/m<sup>2</sup></b>

### **b) Charges agissant sur la paillasse :**

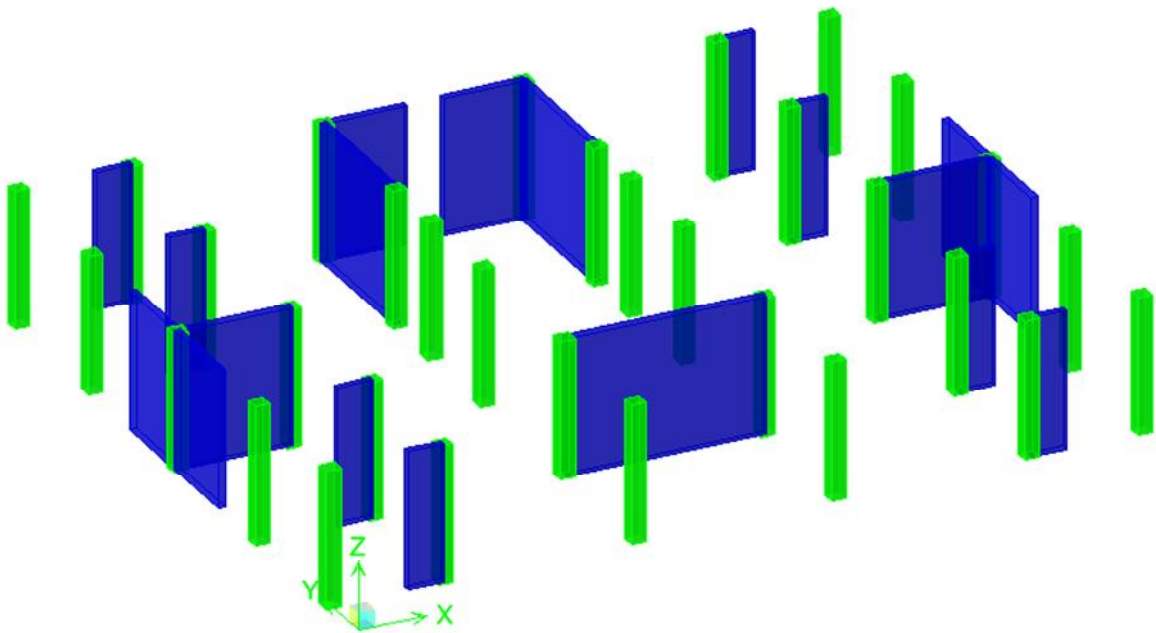
	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Poids des marches	25	0,085	2,13
2	Poids de la volée	25	0,23	5,75
3	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	20	2	0,80
4	Poids du lit de sable	18	2	0,36
5	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Poids du garde corps	/	/	0,20
				<b>G = 9,44 KN/m<sup>2</sup></b>

- **Surcharges d'exploitation :**

Désignation du plancher	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher de la terrasse inaccessible	<b>1</b>
Plancher des étages courants et rez-de-chaussée (habitations)	<b>1,50</b>
Plancher des balcons, loggias et séchoirs	<b>3,50</b>

Acrotères	1
Escaliers	2,50

- Répartition de la surface du plancher sur les voiles – Identification des voiles



## II.3 descente de charges :

La descente de charges est l'opération qui détermine, le cheminement des efforts, dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations, ce qui nous permet de pré-dimensionner les poteaux les plus sollicités de la structure.

➤ Dans notre cas, le poteau le plus sollicité est le poteau P3.

### Surface d'influence revenant au poteau B4 :

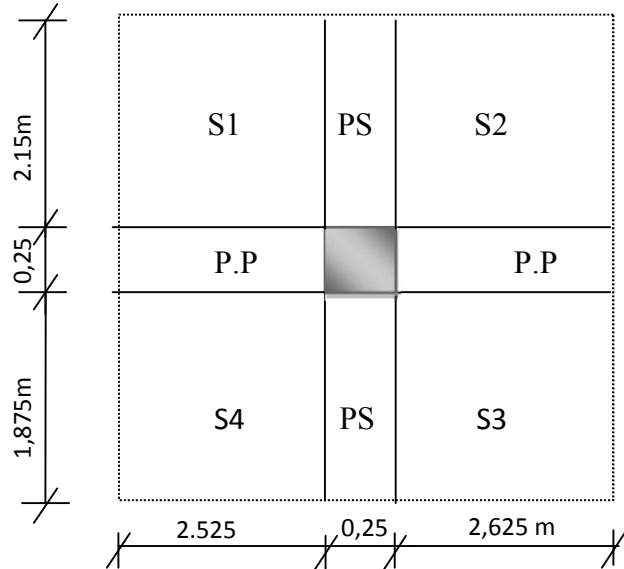
$$S_1 = 2,525 \times 2,15 = 5,428 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,625 \times 2,15 = 5,643 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,625 \times 1,875 = 4,922 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,525 \times 1,875 = 4,734 \text{ m}^2$$

$$S_T = 20,727 \text{ m}^2$$



**Fig. II.10 :** Surface d'influence revenant au poteau P3

### .Charge d'exploitation

- Plancher terrasse:
- Plancher d'étage courant et rez-de-chaussée

$$Q_0 = 1 \times 20,727 = 20,727 \text{ KN}$$

$$Q_0 = 1,5 \times 20,727 = 31,09 \text{ KN}$$

### Loi de dégression des surcharges :

Le document technique règlementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d'exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

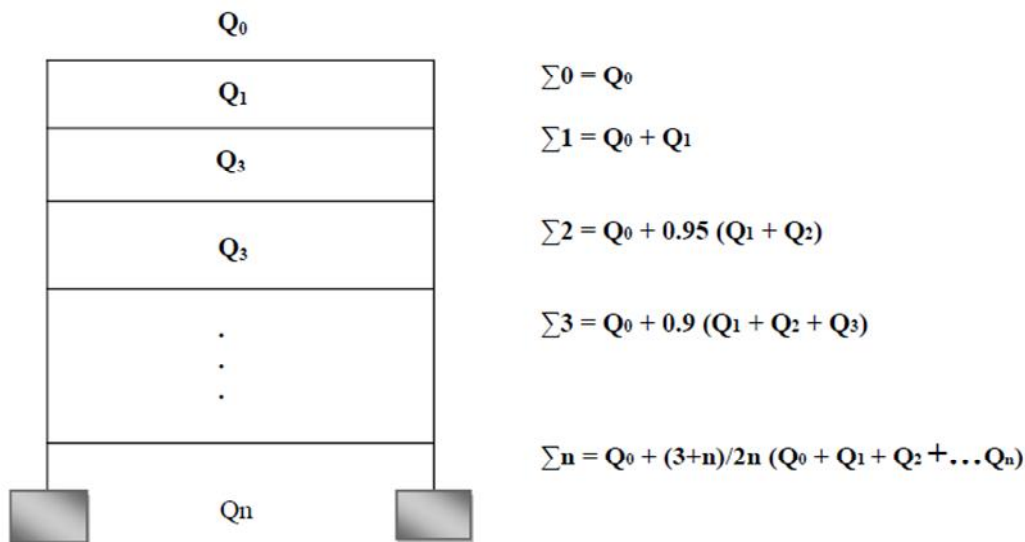
## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

( $Q_0$ ) étant la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

( $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ ) sont les surcharges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, 3, ..., n) numérotées à partir du sommet du bâtiment.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Dans notre cas, les surcharges d'exploitations sont réduites aux proportions suivantes :



**Fig. II.11 :** Loi de dégression des surcharges

### **Coefficients de dégression des surcharges :**

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69

### **Surcharges Cumulées :**

$$S_T = Q_0 = 20.727 \text{ m}^2.$$

$$S_7 = Q_0 + Q_1 = 20.727 + 31,09 = 51,817 \text{ KN}$$

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

---

$$S_6 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 14,04 + 40,01 = 79,798 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14,04 + 56,86 = 104,67 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14,04 + 71,60 = 126,43 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14,04 + 84,24 = 145,08 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14,04 + 94,77 = 160,632 \text{ KN}$$

$$S_1 = Q_0 + 0,71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14,04 + 104,67 = 175,244 \text{ KN}$$

$$S_0 = Q_0 + 0,69 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14,04 + 116,25 = 206,645 \text{ KN}$$

### Poids propre des poutres :

- Poutres principales :  $G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 25 \times 5,25 = 17,72 \text{ KN}$
- Poutres secondaire :  $G_{ps} = 0,35 \times 0,25 \times 25 \times 4,65 = 10,17 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres :  $G_p = 10,17 + 17,72 = 27,89 \text{ KN}$

### Poids propre des planchers :

- Plancher terrasse :  $G_{pt} = St \times G_{pt} = 20,727 \times 6,89 = 142,81 \text{ KN}$
- Plancher courant :  $G_{pc} = St \times G_{pc} = 20,727 \times 5,56 = 115,24 \text{ KN}$

### Poids propre des poteaux :

- Poteau d'étage courant et le rez-de-chaussée :

$$G_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,23 = 5,04 \text{ KN}$$

- Poteau du sous-sol :

$$G_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,80 = 5,94 \text{ KN.}$$

## Descente de charges sur le poteau B4 :

Niveau	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm <sup>2</sup> ]	
	plancher	poutres	poteau	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N = G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S ≥ N / $\bar{\sigma}_{bc}$	Section adoptée
7	142,81	27,89	0,00	170,70	170,70	20,727	20,727	191,42	127,61	<b>30x30</b>
6	115,24	27,89	5,04	148,17	318,87	31,09	51,817	370,68	247,12	<b>30x30</b>
5	115,24	27,89	5,04	148,17	467,04	31,09	79,798	546,838	364,55	<b>30x30</b>
4	115,24	27,89	5,04	148,17	615,21	31,09	104,67	719,88	479,92	<b>35x35</b>
3	115,24	27,89	5,04	148,17	763,38	31,09	126,43	889,81	593,20	<b>35x35</b>
2	115,24	27,89	5,04	148,17	1059,72	31,09	145,08	1204,80	803,20	<b>35x35</b>
1	115,24	27,89	5,04	148,17	1207,89	31,09	160,63	1368,52	912,34	<b>40x40</b>
<b>RDC</b>	115,24	27,89	5,04	148,17	1356,06	31,09	175,24	1531,30	1020,86	<b>40x40</b>
<b>Sous-sol</b>	115,24	27,89	5,94	149,07	1505,13	51,817	206,64	1711,77	1141,18	<b>40x40</b>

**Tableau. II.1 :** Descente de charges sur le poteau P3.

### Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :

- Poteaux d'étage courant (du 5<sup>ème</sup> au dernier étage) : poteau (30×30)

- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $\text{Min}(30, 30) \geq h_e / 20 = 16,15 \text{ cm}$ ..... Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée

- Poteaux d'étage courant (du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> étage) : **poteau (35×35)**

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

- $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 16,15 \text{ cm}$ ..... Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée

- Poteaux du Sous-sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage :

**poteau (40×40)**

- $\text{Min}(40,40) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 = 16,15 \text{ cm}$ ..... Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée

### Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

### Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ .....(1)}$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement du poteau ;

$L_f$ : Longueur de flambement ; ( $L_f = 0,7 \cdot L_0$ ) ..... (2)

$i$  : Rayon de giration ( $i = [I / A]^{1/2}$ ) .....(3)

$I$  : Moment d'inertie ( $I = bh^3 / 12$ ) .....(4)

$A$ : Section transversale du Poteau ( $B = a \cdot b$ ) .....(5)

$L_0$  : hauteur libre du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,71 L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}}} = 0,71 L_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve :  $2,42 l_0 / h$

### • Les vérifications

Pour le sous sol (poteau 40x40) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 3,40 \rightarrow \lambda = 20,61 < 50$

vérifier

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

Pour le RDC et 1<sup>er</sup> étage (poteau 40x40) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 2,83 \rightarrow \lambda = 17,15 < 50$  vérifier

Pour le 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> étage (poteau 35x35) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 2,83 \rightarrow \lambda = 19,60 < 50$  vérifier

Pour le 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage (poteau 30x30) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 2,83 \rightarrow \lambda = 22,87 < 50$  vérifier

### • Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

### Récapitulatif :

#### - Poutres :

- Poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$ .

#### - Poteaux :

- Poteaux du Sous-sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage :  $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage :  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et dernier étage :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

- Voiles : épaisseur de 20 cm.

- Plancher en corps creux : plancher de 24 cm d'épaisseur (corps creux de 20cm et dalle de compression de 4 cm).

- Plancher en dalle pleine : plancher de 15 cm d'épaisseur

# Chapitre III

## Calcul des éléments

**III Introduction :**

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

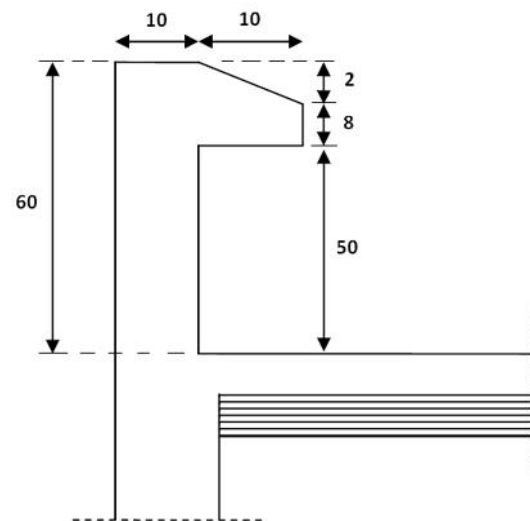
- *Les éléments porteurs principaux* : qui contribuent au contreventement directement.
- *Les éléments secondaires* : qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont tout de même considérés comme dépendants de la géométrie interne de la structure.

**III.1 Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément structural en béton armé dont le rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort latéral (Q) dû à la main courante qui engendre un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire.

**III.1.1 Etude de l'acrotère :**

**Fig. III.1.1:** Coupe verticale de l'acrotère

**III.1.1.1 Calcul des efforts :**

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N = G = \rho \cdot S$$

$\rho$  : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + (0,02 \times 0,10) / (2) = 0,069 \text{ m}^2.$$

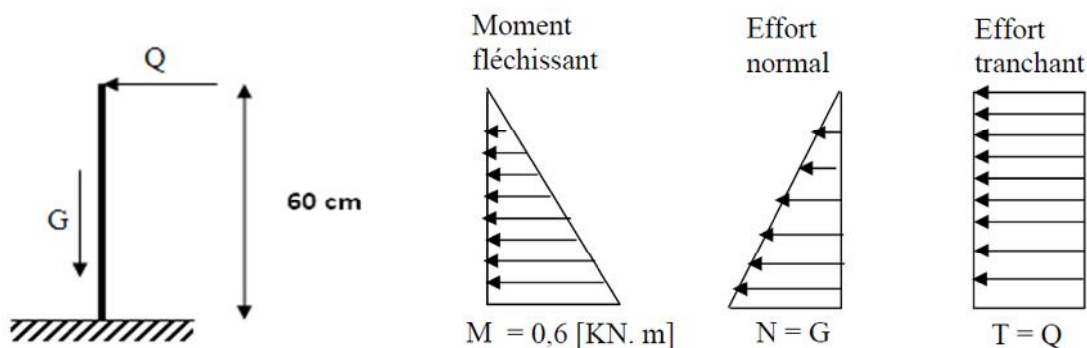
$$N = G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$Q = T = 1 \text{ KN/ml.}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 1 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$$



**Fig. III.1.2:** Schéma statique de calcul et diagramme des efforts.

### III.1.1.2 Combinaisons de charges :

#### a) A l'état limite ultime ELU :

La combinaison de charges est donnée par l'article A.3.3-2-1 du BAEL 91 : **1,35 G + 1,5 Q**

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$V_u = 1,50 \times Q = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.m}$$

#### b) A l'état limite de service ELS :

La combinaison de charges est donnée par l'article A.3.3-3 du BAEL 91 :  $G + Q$

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_s = G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

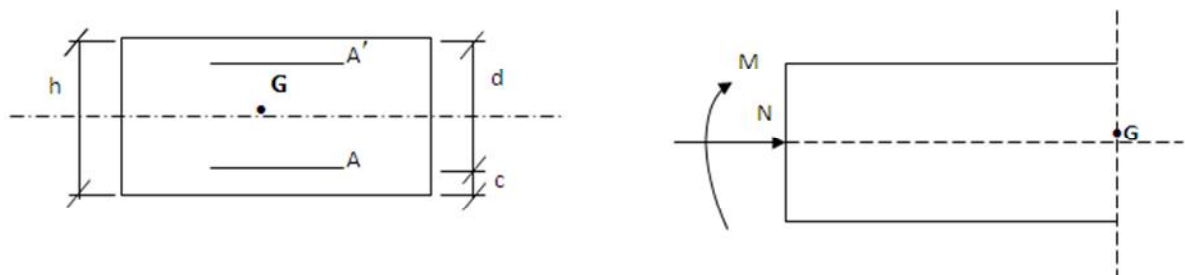
$$V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$$

### III.1.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé par l'étude d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ) soumise à la flexion composée.



**Fig. III.1.3:** Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec :

$h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur de la section).

$b = 100 \text{ cm}$  (largeur de la section).

$d = 8 \text{ cm}$  (hauteur utile).

$c = 2 \text{ cm}$  (enrobage).

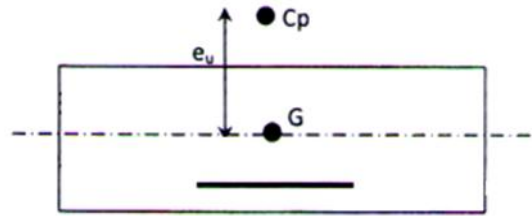
#### **a) Calcul de l'excentricité :**

Soit :  $e_u$  : l'excentricité.

$C_p$  : le centre de pression (position du point d'application de l'effort normal)

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

$$e_u = \frac{0,90}{2,33} = 0,386 \text{ m}$$



$$e_u = 38,6 \text{ cm}$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_u = 38,6 \text{ cm} > (h/2) - c = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se situe à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal ( $N_u$ ) est un effort de compression, la section est donc partiellement comprimée et sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues. On se ramènera ensuite à la flexion composée où la section réelle des armatures sera déterminée.

### b) Calcul en flexion simple :

- *Le moment fictif :*

$$M_f = M_u + N_u \times [(h/2) - c] = 0,90 + 2,33 \times 0,03 = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,97}{1 \times 0,08^2 \times 14,2 \times 1000} = 0,01067$$

$$\mu_u = 0,0107 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0107 \Rightarrow \beta = 0,995 \text{ (du tableau)}$$

- *Les armatures fictives :*

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348}$$

$$A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

### c) Calcul en flexion composée

Section réelle des armatures principales :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,33 \times 10}{348}$

$$A = 0,283 \text{ cm}^2$$

### III.1.1.3.1 Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** (Article A.2.4-1 du BAEL 91 modifié 99).

- Armatures principales :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 34,8 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \frac{34,8 - 0,455 \times 8}{34,8 - 0,185 \times 8} = 0,903 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,903 \text{ cm}^2 > A_{\text{calcul}} = 0,283 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

On adopte la section minimale:  $A = A_{\min} = 0,903 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> / ml avec espacement (S<sub>t</sub> = 20 cm).**

- Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,503 \text{ cm}^2.$$

Soit : **3HA8 / ml = 1,50 cm<sup>2</sup> / ml avec espacement (S<sub>t</sub> = 20 cm).**

b) **Vérification de l'écartement dans les barres :**

Armatures principales :  $S_t = \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

Armatures de répartition :  $S_t = \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

c) **Vérification au cisaillement :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min [0,15 (f_{c28} / \gamma_b) ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}$$

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est préjudiciable ( $\gamma_b=1,5$ ).

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = 1,50 \text{ KN/ml} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,50 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$  la condition est vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Vérification de l'adhérence des barres :** (Article A.6.1.1-3 du BAEL 91)

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

$$\tau_{se} : \text{contrainte d'adhérence, tel que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\bar{\tau}_{se}$  : contrainte limite d'adhérence

Aciers haute adhérence (HA)  $\Rightarrow \Psi_s = 1,5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ .

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

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,207 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,207 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**e) Ancrage des armatures verticales :** (Article A.6.1-2-2 du BAEL 91)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$l_s$  : Longueur de scellement droit.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

➤ Longueur de scellement adoptée :  $l_s = 30 \text{ cm}$ .

**Conclusion :** Les armatures adoptées sont vérifiées à l'ELU.

### III.1.1.3.2 Vérification des contraintes à L'E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, les aciers sont en (FeE400) de diamètre (8mm)  
 $\Rightarrow$  la fissuration est considérée comme étant préjudiciable ( $\eta = 1,6$ )

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

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

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

- **Calcul de l'excentricité «  $e_s$  » :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,348m = 34,8 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée vu que le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :** (Article A.4.5-2 du BAEL 91).

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

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \text{ et } K_1 = 47,6 \text{ (du tableau).}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft28} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 \text{ Mpa} ; 201,633 \text{ Mpa} \} = 201,633 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans l'acier :** (Article A.4.5-3-3 du BAEL 91).

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 40,56 / 47,6 = 0,85 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**III.1.1.3.3 Vérification de l'acrotère au séisme :** (Article A.6.2.3 du RPA 99 version 2003).

Pour résister à la force horizontale «  $F_p$  », l'acrotère doit être conçu de manière à ce que «  $F_p$  » soit inférieure à la surcharge «  $Q$  » donnée.

La force agissant sur l'acrotère est calculée comme suit :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p < Q = 1 \text{ KN /ml.}$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone tiré du tableau (4.1).

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

$W_p$  : poids de l'acrotère ( $W_p = 1,725 \text{ KN/ ml}$ )

$C_p$  : facteur de force horizontale (variant entre 0,3 et 0,8) tiré du tableau (6.1)

$\Rightarrow C_p = 0,8$  (élément en console)

**AN:**  $F_p = 4 \times 0,15 \times 1,725 \times 0,8 = 0,828 < Q = 1 \text{ KN /ml.}$

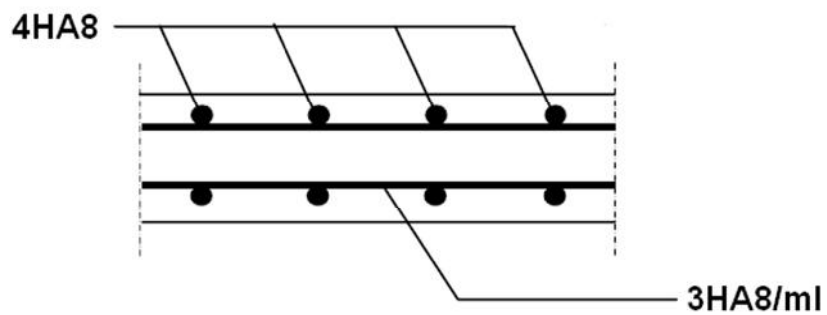
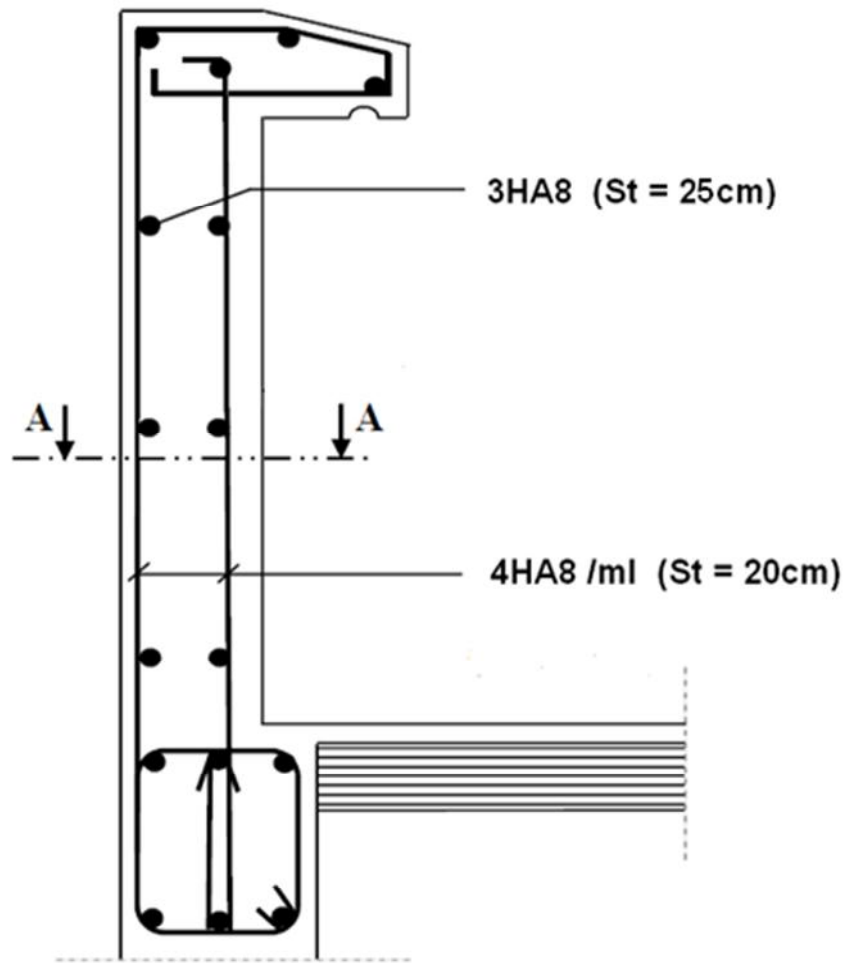
$\Rightarrow$  La condition est vérifiée, il est inutile de calculer l'acrotère au séisme vu qu'il a été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique.

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**Récapitulatif :**

- **Armatures principales : 4HA8 /ml = 2,01cm<sup>2</sup> / ml (S<sub>t</sub> = 20 cm).**
- **Armatures de répartition : 3HA8 /ml = 1,50 cm<sup>2</sup> / ml (S<sub>t</sub> = 25 cm).**

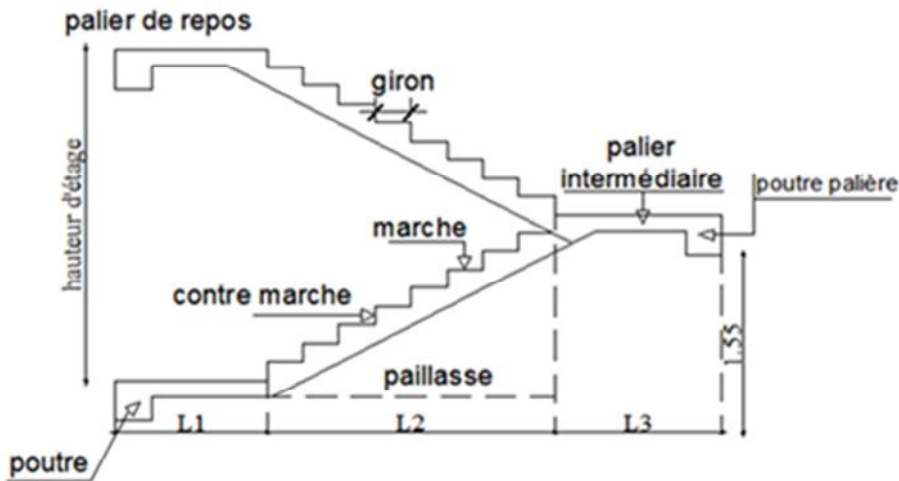


Coupe : A-A

**Fig. III.1.4:** Schéma du Ferrailage de l'acrotère.

**Les Escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

**Terminologie et définition :**

**Figure III.2.1 coup verticale d'un escalier**

- g : giron (largeur des marches)
- h : hauteur des marches
- E : emmarchement
- H : hauteur de la volée
- ep : épaisseur de la paillasse et du palier
- L1 : longueur du palier de départ
- L2 : longueur projeté de la volée
- L3 : longueur du palier d'arrivée.

❖ Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux ,ceux-ci seront réaliser en béton arme coule sur place .

L'escalier de notre immeuble est de type balancé pour tous les niveaux, il est composé de trois (03) volées droite set de deux courbes dites quartiers tournant, son calcul s'effectuera comme suite :

**III.2.2 Dimensionnement :**

Le dimensionnement des marches et contre marches sera détermine a partir de la formule de BLONDEL qui donne la proportion agréable entre la hauteur (h)des marches et la valeur du giron(g) par la formule suivante :

$$g+2h =60 \text{ à } 66 \text{ cm .....(1)}$$

cela a fin d'assurer le confort et éviter la fatigue des usage

la condition est vérifier en optant pour une hauteur des marche  $h = 17\text{cm}$  et un giron  $g = 30\text{cm}$ .

❖ **Calcul du nombre de contre marche et de marches :**

Soit  $n$  le nombre de contre marche et  $m$  le nombre de marche.

$H_{\text{tot}} = 323\text{cm}$  ;  $h = 17\text{cm}$  ; donc :  $n = 19$  contre marche.

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3 :**  $n = 5$  contre marche ; **Donc :**  $m = n - 1 = 4$  marches.
- **Volée 2 :**  $n = 7$  contre marches ; **Donc :**  $m = n - 1 = 6$  marche.
- **Quartiers tournant 1 et 2 :**  $n = 3$  contre marches ; **Donc :**  $m = n - 1 = 2$  marches.

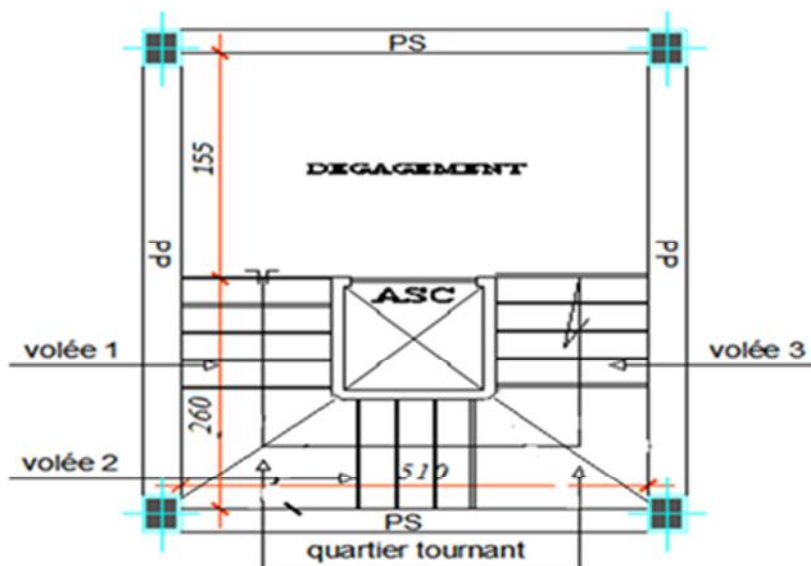


Figure III.2.2 : Présentation schématique de la cage d'escalier

Comme les volées 1 et 3 sont identiques, nous aurons donc à étudier deux paillasse comme suite :

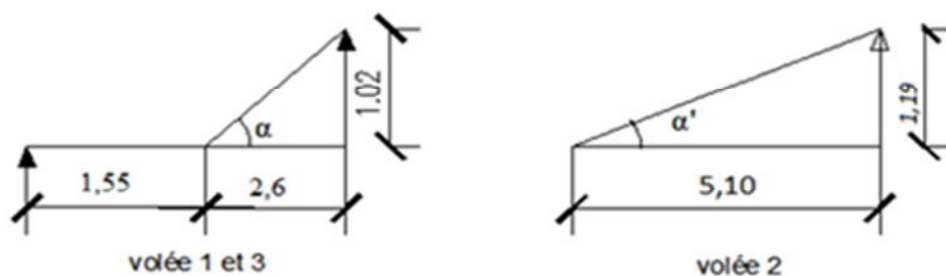


Figure III.2.3: Schéma Statique

❖ **détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

la relation résultant des condition de vérification de la flèche pour le pré dimensionnement de la paillasse de l'escalier est la suivante:

$$l/30 \leq e_p \leq l/20 \text{ [cm]}$$

L:longueur entre nus d'appuis ,  $e_p$  : épaisseur de la paillasse

• **volée 1 et 3**

$$L = L_1 + \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,02}{2,60} = 0,39 \longrightarrow \alpha = 22^\circ$$

$$\text{Donc : } L = 1,55 + \frac{2,60}{\cos 22} = 4,35 \text{ m}$$

$$435/30 \leq e_p \leq 435/20$$

$$\longrightarrow 14,5 \leq e_p \leq 21,75$$

❖ **Conclusion:**

on opte pour une paillasse d'épaisseur

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

• **volée 2**

$$L = \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,19}{5,10} = 0,23 = 13^\circ$$

$$\text{Donc: } L = \frac{5,10}{\cos 13} = 5,23 \text{ m}$$

$$523/30 \leq e_p \leq 523/20$$

$$\longrightarrow 17,43 \leq e_p \leq 26,15$$

**Conclusion:**

on opte pour une paillasse d'épaisseur

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

Nous adapterons une épaisseur de paillasse identique pour toutes les volées et tout les niveaux qui est égale  $e_p = 20 \text{ cm}$

❖ **Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera pour 1ml d'emmarchement et pour une bonde de 1ml de projection horizontale. Ainsi, l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

**A) La volée :**

- Poids des marches ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ) .....  $25 \times 1 \times 0,17/2 = 2,125 \text{ KN/m}$
- Poids de la paillasse ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ) .....  $25/\cos 22 = 5,39 \text{ KN/m}$
- Lit de sable ( $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$ ;  $e = 0,02$ ) .....  $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ( $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$ ;  $e = 0,02$ ) .....  $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$
- Carreaux grés Céram ( $\rho = 20 \text{ KN/m}^3$ ;  $e = 0,01$ ) .....  $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$
- Poids du garde corps .....  $0,20 \text{ KN/m}$
- Enduit de plâtre ( $\rho = 10 \text{ KN/m}^3$ ;  $e = 0,02$ ) .....  $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}$

$$\mathbf{G = 8,9 \text{ KN/m}}$$

**B) Le palier :**

- Poids propre du palier .....  $0,20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/m}$
  - Poids total du revêtement .....  $0,36 + 0,44 + 0,2 + 0,2 = 1,2 \text{ KN/m}$
- G = 6,2 KN/m**

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR , et elle est la même pour la volée et le palier **Q= 2,5 KN/m**

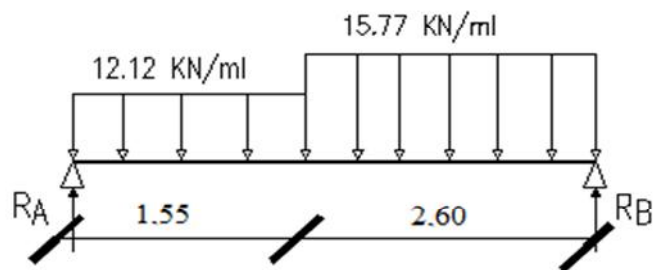
### III.2.3 : Calcul des efforts internes à l'ELU :

#### A) Combinaison de charges :

- Volée : **15,77 KN / m**
- Palier: **12,12 KN / m**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, en fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

#### B) Etude des paillasse 1 et 3 :



#### B- 1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 12,12 \times 1,55 + 15,77 \times 2,6 = 59,79 \text{ KN}$$

$$\sum M/b=0 \rightarrow -R_a \times 4,15 + 12,12 \times 1,55 \times (2,60 + 1,55/2) + 15,77 \times 2,60 \times (2,60/2) = 0$$

$$\text{Donc : } R_a = 28,12 \text{ KN.}$$

$$R_b = 31,67 \text{ KN.}$$

**B-2) Calcul des efforts internes :**❖ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1.55\text{m}$ ✓ **Moments fléchissant :**

$$\Sigma M/A=0 \quad M_z = 12.12 x^2 / 2 + 28.12 x$$

- Pour :  $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour :  $x = 1.55 \rightarrow M_z = 29.03 \text{ KN.m}$

✓ **Efforts tranchants :**

$$T_y = -12.12 x + 28.12$$

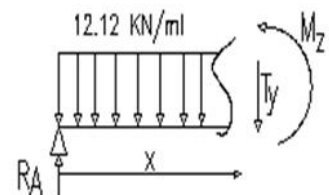
- pour :  $x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 28.12 \text{ KN.}$
- pour :  $x = 1.55 \text{ m} \rightarrow T_y = 9.33 \text{ KN.}$

✓ **moment maximum :**

$$T_y = 0 \rightarrow M_z = \text{max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow x = 2.32 \text{ m}$$

$$M_z(2.32) = 32.62 \text{ KN.m}$$

❖ **2<sup>eme</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 2.60\text{m}$ ✓ **moment fléchissant :**

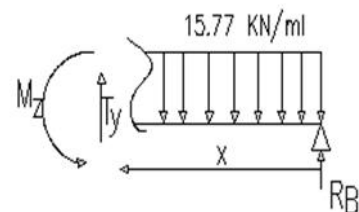
$$M/B=0 \quad M_z = 15.77 x^2 / 2 + 31.67 x$$

- pour :  $x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ m.}$
- pour :  $x = 2.60 \text{ m} \rightarrow M_z = 29.03 \text{ KN.m}$

✓ **Efforts tranchant :**

$$T_y = +15.77 x + 31.67$$

- Pour :  $x = 0 \rightarrow T_y = 31.67 \text{ KN.}$
- pour :  $x = 2.60 \text{ m} \rightarrow T_y = 9.33 \text{ KN.}$



**Note :** a fin de tenir compte des semi encastrement aux extrimités , on multiplie les valeurs de  $M_z^{\text{max}}$  par des coefficients de correction , on obtient ainsi :

$$M_{za}^{\text{max}} = -0.3 \times 29.02 = -8.71 \text{ KN.m} \quad M_{zt}^{\text{max}} = 0.85 \times 29.02 = 24.67 \text{ KN.m}$$

B-3) diagrammes efforts internes :

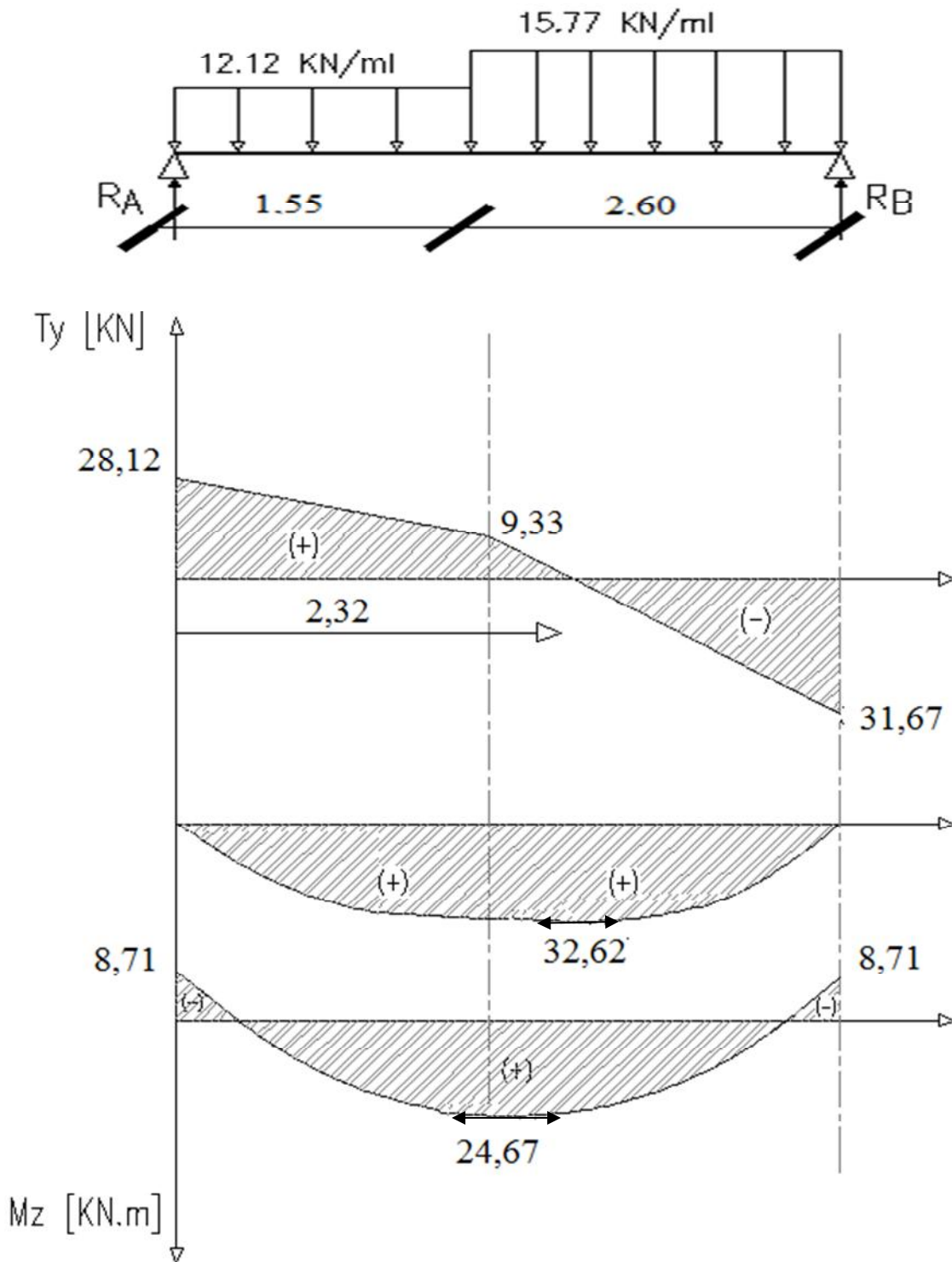
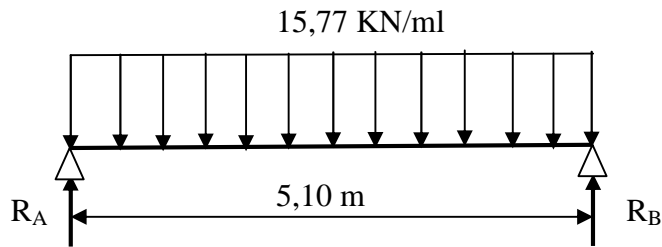


Figure III.2.4: diagramme des efforts internes à (paillasse 1&3)

## C) Etude de paillasse2 :



## C-1) Calcul des réactions d'appuis ;

$$R_A = R_B = \frac{q \times L}{2} = \frac{5,10 \times 15,77}{2} = 40,21 \text{ KN.}$$

## C-2) Calcul des efforts internes :

❖ tronçon 1 : 0 X 5,10 m

✓ moments fléchissant

- pour  $X = 0 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$
  - pour  $X = 5,10 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$
- Atteints sa valeur maximale à :  $X = 5,10/2 = 2,55 \text{ m}$

$$M_{\text{MAX}} = \frac{q \times L^2}{2} = 51,27 \text{ KN.m}$$

- pour  $X = 0 \longrightarrow T_Y = -40,21 \text{ KN}$
- pour  $X = 5,10 \longrightarrow T_Y = 40,21 \text{ KN}$

Afin de tenir compte l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_Z^{\text{MAX}}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

$$M_{a2} = -0,3 \cdot M_Z^{\text{MAX}} = -0,3 \times 51,27 = -15,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 0,85 \cdot M_Z^{\text{MAX}} = 0,85 \times 51,27 = 43,57 \text{ KN.m}$$

## C-3) Diagrammes efforts internes :

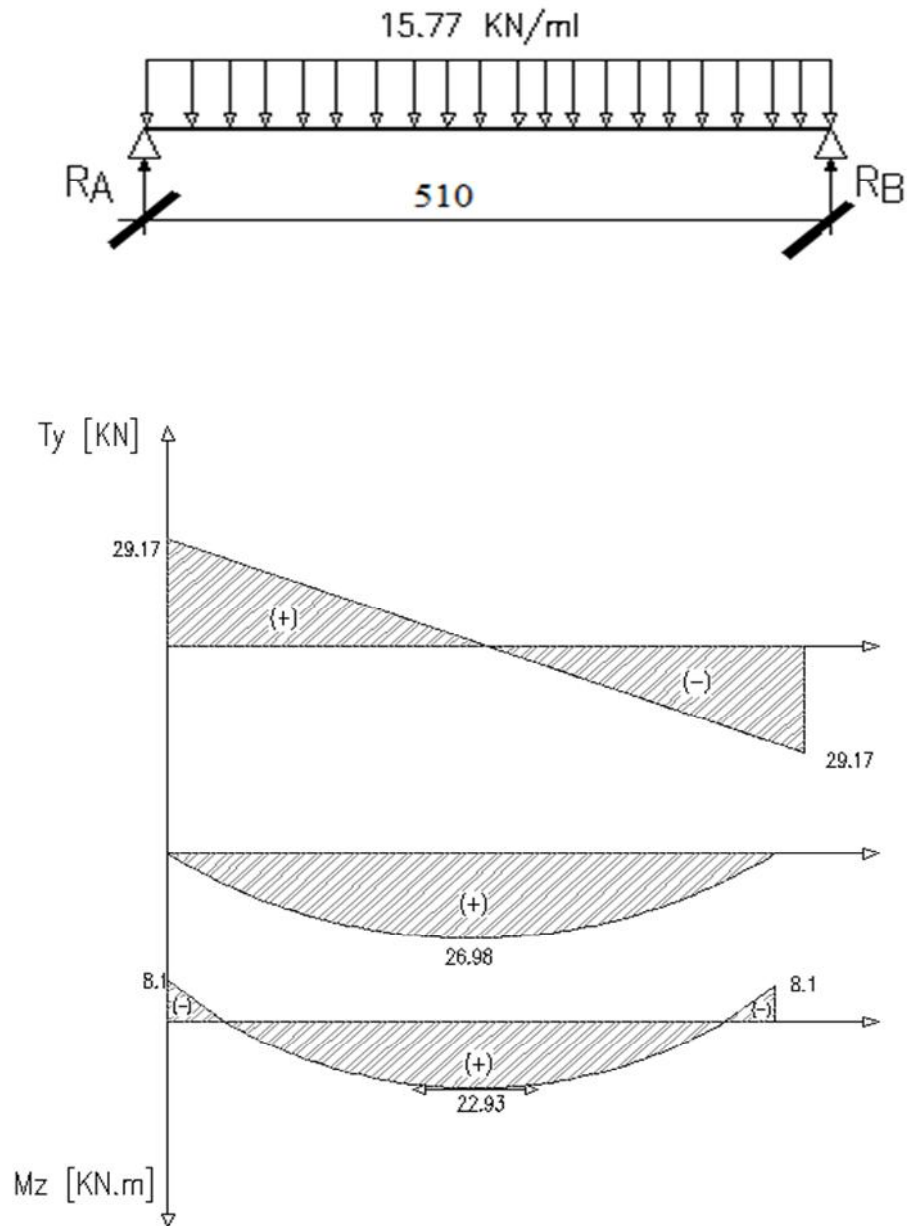


Figure III.2.5:diagrammes des efforts internes à l'ELU(paillasse2)

### III.2.4 :ferraillage des paillasse1 et3:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $e_p=20\text{cm}$ ).

#### 1- Armatures longitudinal:

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{24.67 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 180^2} = 0,053 \quad 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,053 \implies = 0,972$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot b} = \frac{24,67 \times 10^6}{348 \times 18 \times 0,972} = 4,05 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> /ml** soit **1HA12 tous les 20 cm**.

## 2. Armatures de répartition :

$$A_{sr} = \frac{A_{st1et3}}{4} = \frac{5,65}{2} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10 = 4,71 cm<sup>2</sup> /ml** soit **1HA10 tous les 15 cm**.

### III.2.5 Ferrailage de paillasse 2 :

#### 1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{\mu f_b d^2} = \frac{43,57 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 180^2} = 0,0947 < 0,39 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,0947 \implies \beta = 0,951$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} d \beta} = \frac{43,57 \times 1000}{348 \times 18 \times 0,951} = 7,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA14 = 7,70 cm<sup>2</sup> /ml** soit **1HA14 tous les 20 cm**.

#### 2-Armatures de répartition :

$$A_{st} = \frac{A_{st2}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml** soit **1HA10 tous les 25 cm**

### III.2.6 Vérification à l'ELU :

#### A) Espacement des armatures :

L'espacement de la barre d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales**  $\implies S_t \text{ min (3h ; 33cm)}$

$S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures de répartition**  $\implies S_t \text{ min (4h ; 45 cm)}$

$S_t = 25 \text{ cm}$

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

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

- ❖ Paillasse 1 et 3 :  $A_{ad} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$       **condition vérifiée**
- ❖ Paillasse 2 :  $A_{ad} = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$       **condition vérifiée**

**c) contrainte tangentielle : (Art A.5.1.1/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b \times d}$$

❖ **Calcul de  $\tau_u$  :**

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$

❖ **Calcul  $\tau_u \max$**

$V_{\max} = 40,21 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b \times d} = \frac{40,21 \times 1000}{1000 \times 180} = 0,223 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**D) Entrainement des barres : (Art.A.6.1.3/BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barre il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de  $\tau_{se}$  :

❖ Paillasse 1 et 3 :

$\mu_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\mu_i = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,67 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,03 \quad \text{DONC : } \tau_{se} = 1,03 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  ..... **pas de risque d'entrainement des barre .**

❖ **Paillasse 2 :**

$u_i$  : somme des périmètres utiles .

$$u_i = 3,14 \times 5 \times 14 = 219,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40,21 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 219,8} = 1,12 \quad \text{DONC : } \tau_{se} = 1,12 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  ..... **pas de risque d'entrainement des barre .**

**E) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313/ BAEL 91)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \quad \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 37,43 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} < \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b} \text{ condition vérifiée}$$

**F) Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1, 312/BAEL91)**

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

**❖ Paillasse 1 et 3 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{31,67 \cdot 10^3}{348,100} = 0,91 \text{ cm}^2; A_{st \text{ min à ancrer}} = 9,65 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

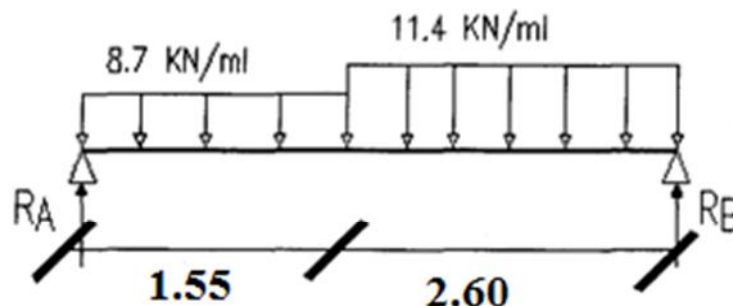
**❖ Paillasse 2 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{40,21 \cdot 10^3}{348,100} = 1,15 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 7,70 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

**III-2-7- Calcul à l'ELS :****A) Combinaison de charges à l'ELS :**

- Volée :  $q_s^v = (8,9 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,4 \text{ KN/m}$
- Palier :  $q_s^p = (6,2 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 8,7 \text{ KN/m}$

**B) Etude des paillasse 1 et 3 :**

**B-1) Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 8.7 \times 1.55 + 11.4 \times 2.60 = 43.12 \text{ KN}$$

$$M/B = 0 \quad -R_A \times 4,15 + 8,7 \times 1,55 \times (2,60 + 1,55/2) + 11,4 \times 2,60(2,60/2) = 84,04$$

$$\text{Donc : } R_A = 20,25$$

$$R_B = 22,87 \text{ KN}$$

**B-2) Calcul des efforts internes :**

$$\diamond \text{ 1}^{\text{er}} \text{ tronçon : } 0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$$

✓ **Moments fléchissant :**

$$M/\delta = 0 \quad M_z = -8.7 x^2/2 + 20.25x$$

- Pour  $x = 0 \quad M_z = 0$
- Pour  $x = 1.55 \quad M_z = 20.93 \text{ KN.m}$

✓ **Efforts tranchants :**

$$T_y = -8.7 x + 20.25$$

- Pour  $x=0 \quad T_y = 20.25 \text{ KN}$
- Pour  $x=1.55 \quad T_y = 6.76 \text{ KN}$

✓ **Moment maximum**

$$T_y = 0 \quad M_z = \text{max}$$

$$T_y = 0 \quad x = 2.32$$

$$M_z(2.32) = 23.56$$

$$\diamond \text{ 2}^{\text{eme}} \text{ tronçon : } 0 \leq x \leq 2.60$$

✓ **Moments fléchissant**

$$M/\delta = 0 \quad M_z = -11.4 x^2/2 + 22.87x$$

- Pour  $x = 0 \quad M_z = 0$
- Pour  $x = 2.60 \quad M_z = 20.93 \text{ KN.m}$

✓ **Efforts tranchants :**

$$T_y = +11.4 x - 22.87$$

- Pour  $x=0 \quad T_y = -22.87 \text{ KN}$
- Pour  $x=2.60 \quad T_y = 6.76 \text{ KN}$

**Note :** a fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on multiplie les valeurs de  $M_z^{\text{max}}$  par des coefficients de correction, on obtient ainsi:

$$M_z^{\text{ap}} = -0.3 \times 23.56 = -7.06 \text{ KN.m} \quad M_z^{\text{t}} = 0.85 \times 23.56 = 20.02 \text{ KN.m}$$

**B-3) Diagrammes efforts internes :**

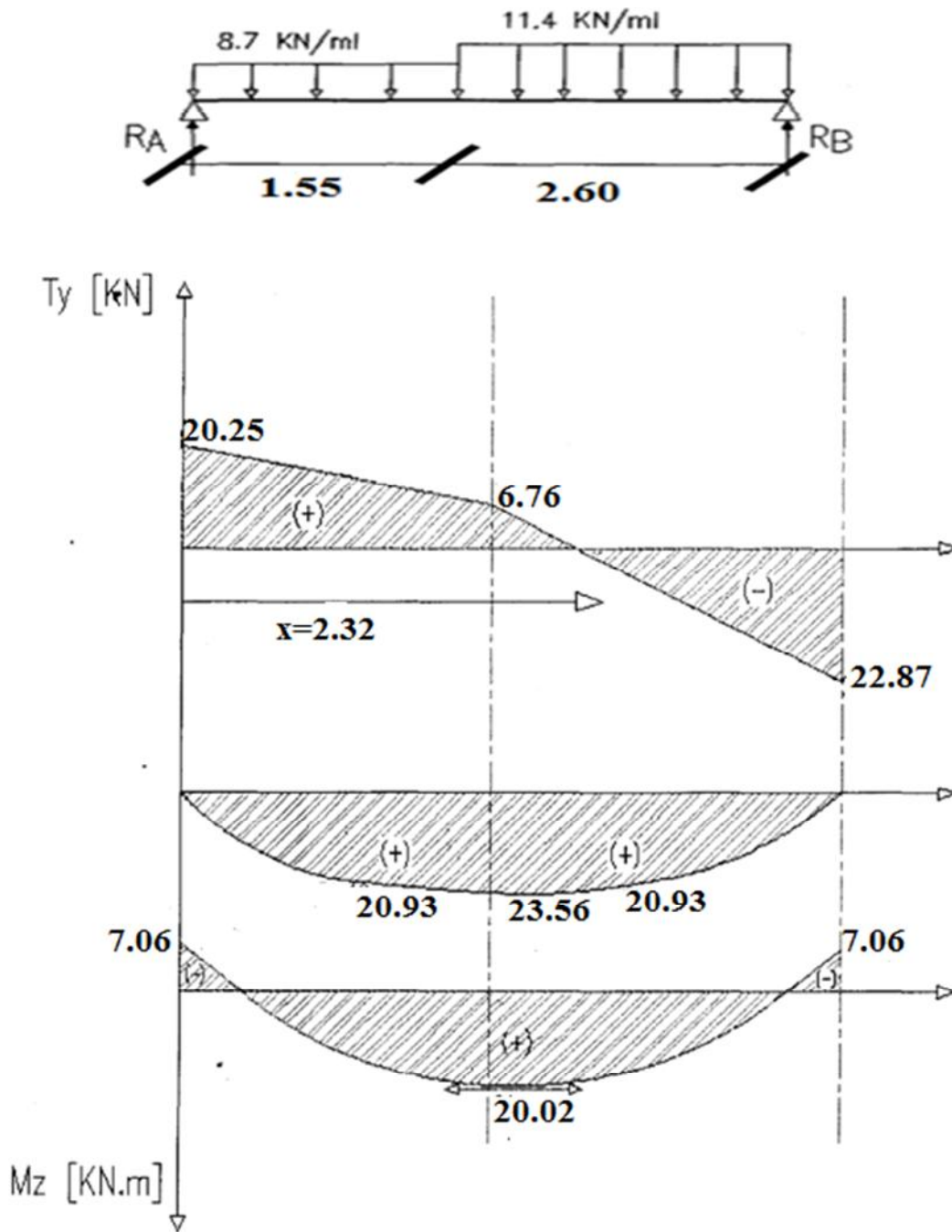
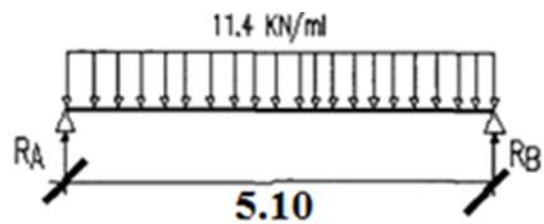


Figure III.2.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS (paillasse 1 et 3)

**C) Etude de paillasse 2 :**



C-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2} = \frac{11.4 \times 5.10}{2} = 29.07 \text{ KN}$$

### C-2) Calcul des efforts internes :

❖ **Tronçon 1 : 0  $x$  5.10 m**

✓ **Moments fléchissant :**

- Pour  $x = 0$   $M_z = 0 \text{ KN.m}$
- Pour  $x = 5.10$   $M_z = 0 \text{ KN.m}$

$M_z$  atteints sa valeur maximale à  $x = 5.10/2 = 2.55 \text{ m}$

$$M_z^{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{11.4 \times 5.10^2}{8} = 37.06 \quad M_z^{max} = 37.06 \text{ KN.m}$$

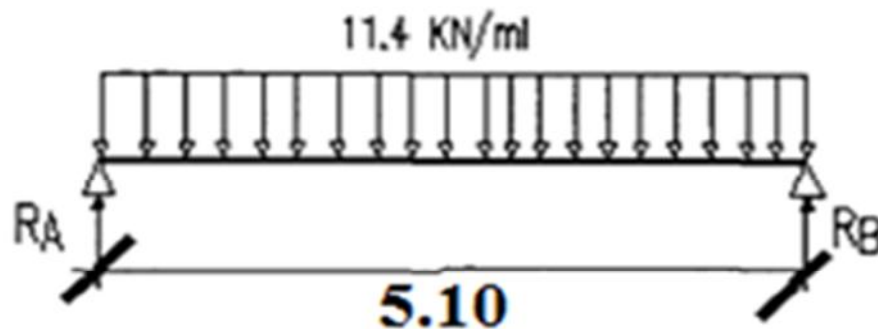
- Pour  $x=0$   $T_y = -29.07 \text{ KN}$
- Pour  $x=3.70$   $T_y = 29.07 \text{ KN}$

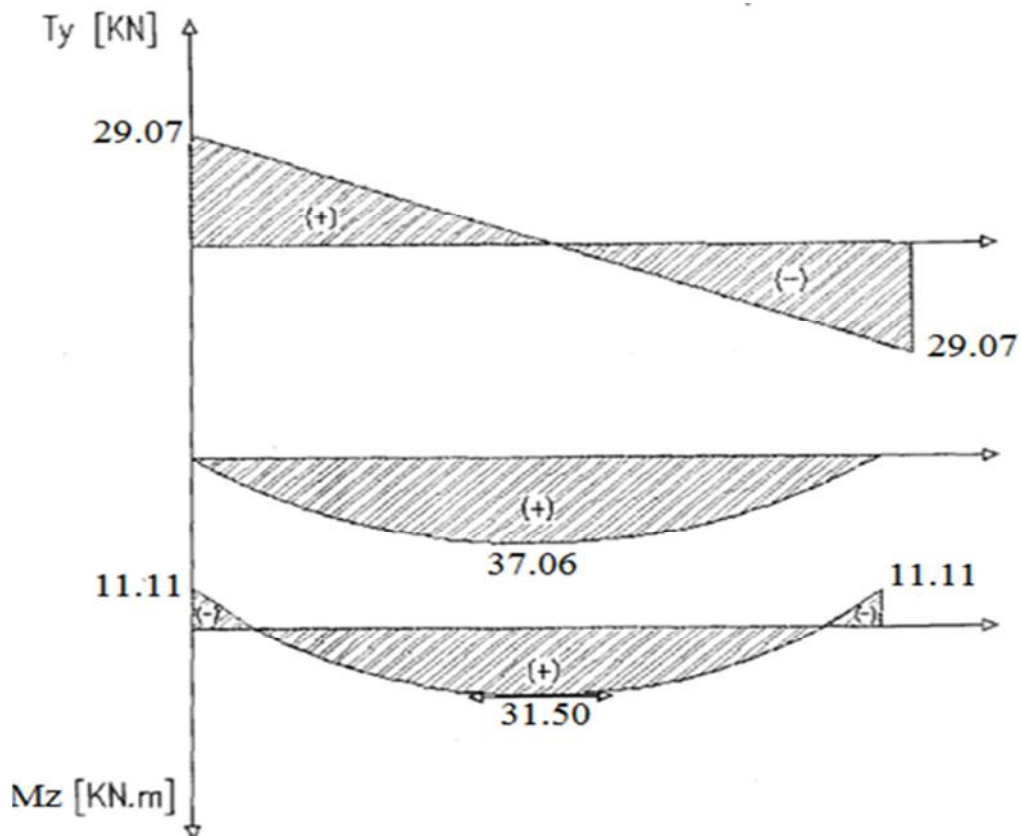
a fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on multiplie  $M_z^{max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants:

$$M_{a2} = -0.3 \quad M_z^{max} = -0.3 \times 37.06 = -11.11 \text{ KN}$$

$$M_{t2} = 0.85 \quad M_z^{max} = 0.85 \times 37.06 = 31.50 \text{ KN}$$

### C-3) Diagrammed efforts interns :





Figures III.2 .7 : Diagramme des efforts internes à l'ELS (paillasse 2)

### III.2.8 : Vérification à l'ELS :

#### A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3.2/ BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

#### B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5.2/BAEL 91)

##### ❖ Paillasse 1 et 3 :

##### • Contraint dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 18} \times 100 = 0.313$$

$$\rho_1 = 0.313 \quad K_1 = 41.82 \quad \text{et} \quad B_1 = 0.912$$

$$\rho_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{20.02 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565}$$

$$\rho_{st} = 125.84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 215.84 \quad \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### • Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \quad \overline{\sigma_{bc}}$$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{215,84}{41,82} \text{ Donc ; } \sigma_{st} = 5,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,16 \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Paillasse 2 :**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7,70}{100 \times 18} \times 100 = 0,427$$

$$\rho_1 = 0,427 \quad K_1 = 35 \quad \text{et} \quad B_1 = 0,900$$

$$\rho_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{31,50 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 770}$$

$$\rho_{st} = 252,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 252,52 \quad \overline{\sigma_s} = 0,900 \text{ Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{252,52}{35} \text{ Donc ; } \sigma_{st} = 7,21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,21 \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Condition vérifiée}$$

**C) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424/ BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4,2}{f_e}; \quad \frac{h}{L} = \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{415} = 0,04$$

$$\frac{l}{l_0} = 0,0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

❖ **Paillasse 1&3 :**

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \bar{f}$$

$$\text{La flèche admissible est : } \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4150}{500} = 8,3 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

E : Module de déformation différée = 10819 Mpa (voir chapitre 1)

$M_t$  : Moment fléchissant max à l'ELS

$I_f$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée ;  $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

$\mu, \lambda_v$  : Coefficients.

❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = bxh + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65$$

$$B_0 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = 21525,5 \text{ cm}^3$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \text{ cm} ; \text{ Donc : } V_1 = 10,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm} ; \text{ Donc : } V_2 = 9,68 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (10,32^3 + 9,68^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (9,68 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870,22 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,003$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,003 \times (2 + 62,54)} = 0,54$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 0,21$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 215,84 + 2,1} = 0,67$$

$$\mu = 0,67$$

❖ **Calcul de l'inertie fictive  $I_f$  :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 71870,22}{1 + 0,21 + 0,67} = 69305,90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 69305,90 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{20,02 \times 4,50^2}{10819 \times 69305,90} = 4,59 \text{ mm}$$

$$f = 4,59 \text{ mm}$$

$$f = 4,59 \text{ mm} < \bar{f} = 8,3 \text{ mm} \implies \text{la flèche admissible}$$

❖ **Paillasse 2 :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5q1^4}{384.E.I_{fv}} \quad \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \bar{f} = 10,2 \text{ mm}$$

❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = bxh + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 7,70$$

$$B_0 = 2115,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,70 \times 15 = 21732,5 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = 21732,5 \text{ cm}^3$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{21732,5}{2115,5} = 10,27 \text{ cm} ; \text{ Donc : } V_1 = 10,27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,27 = 9,73 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (10,27^3 + 9,73^3) \frac{100}{3} + 15 \times 7,70 (9,73 - 2)^2$$

$$I_0 = 73713,92 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{5 \times 11,4 \times 10^3}{384 \times 10819 \times 73713,72 \times 10^8} = 1,39 \text{ mm}$$

$$f = 1,39 \text{ mm}$$

$$f = 1,39 \text{ mm} < \bar{f} = 10,2 \text{ mm}$$

Flèche admissible

Schéma de ferrailage de paillasse : 1

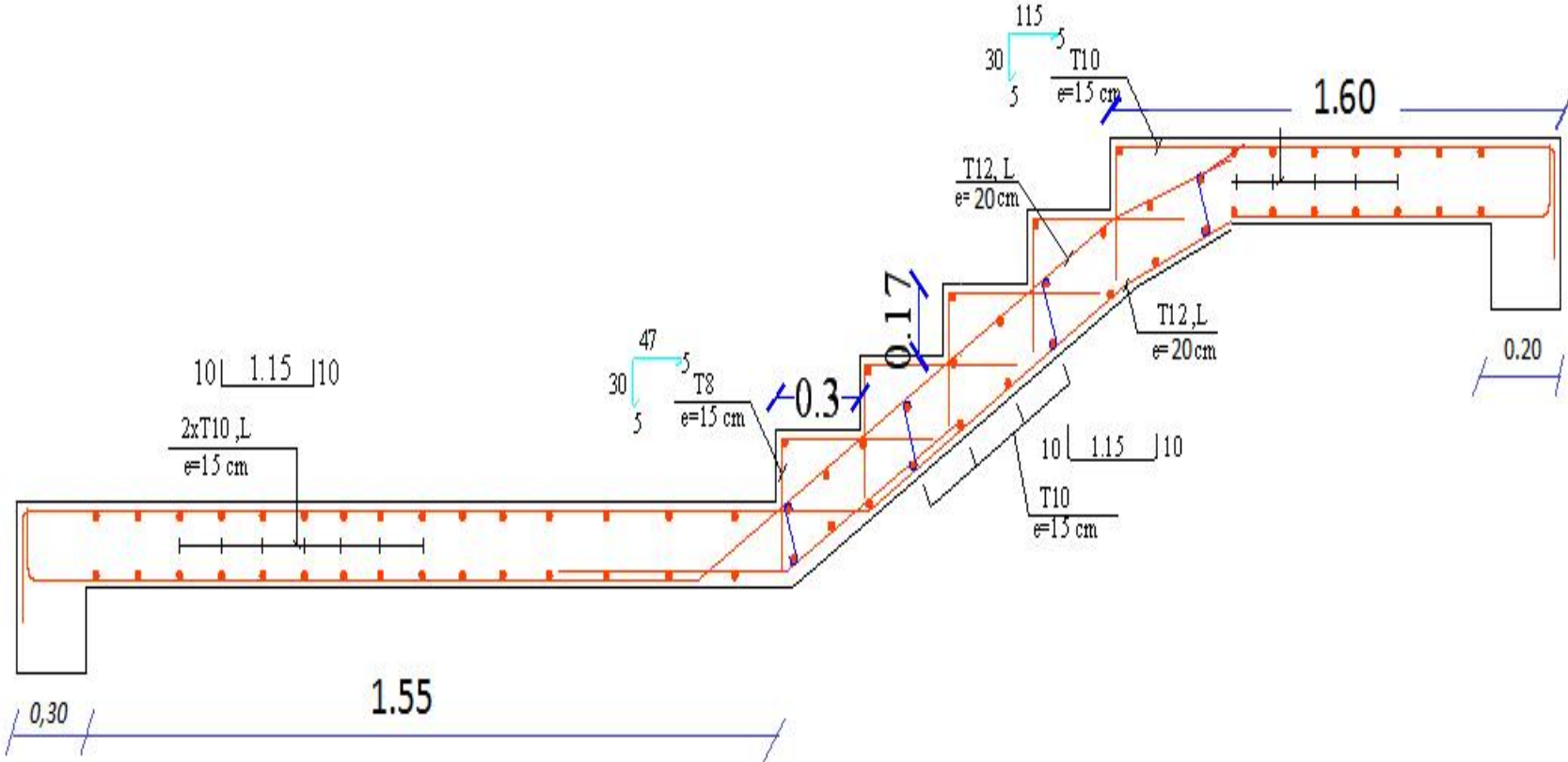


Schéma de ferrailage paillasse : 2

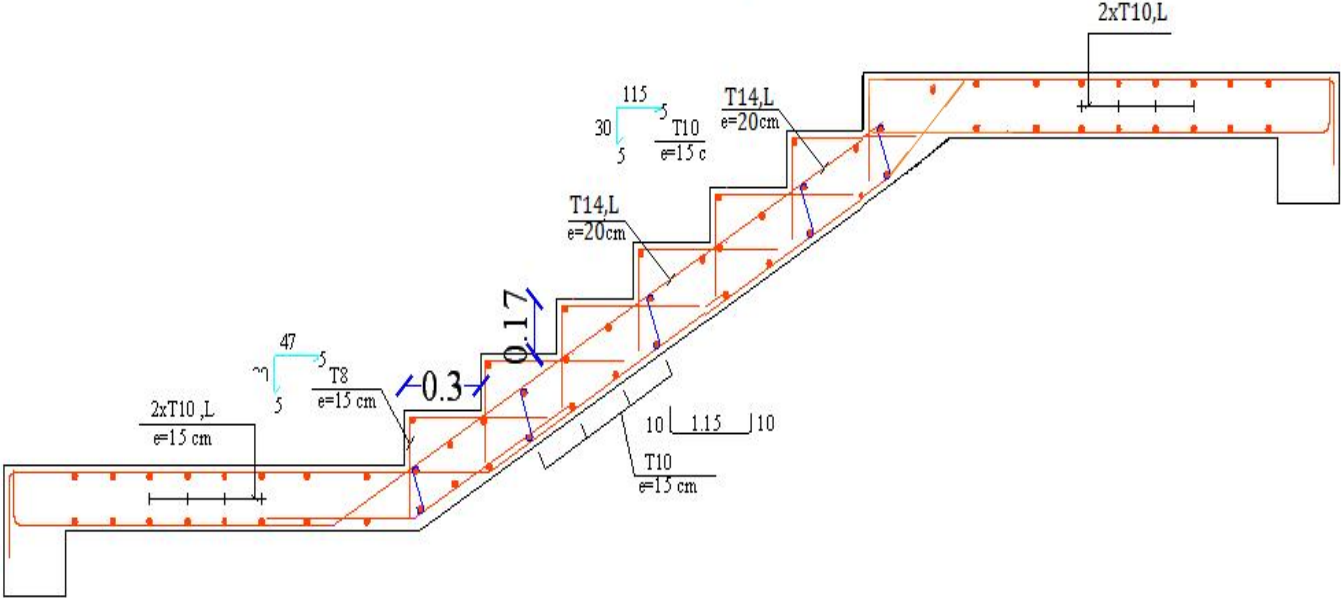
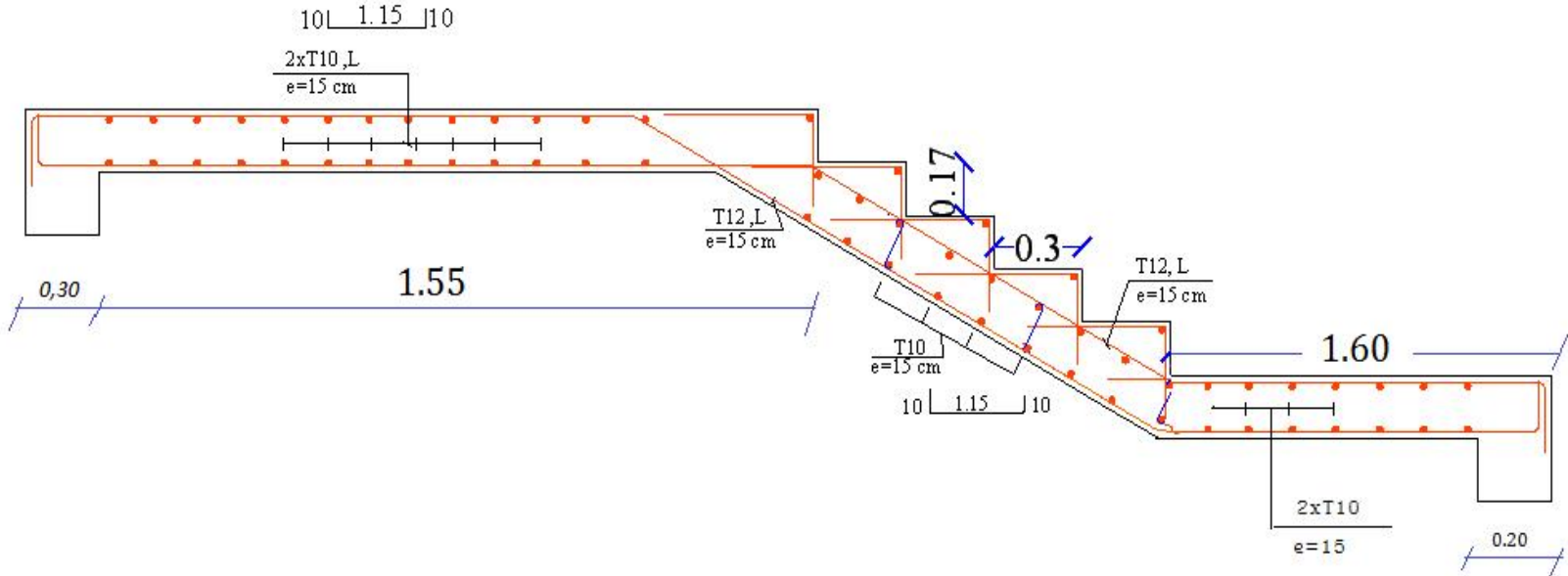


Schéma de ferrailage paillasse : 3



**III. 3 : Plancher en corps creux :**

La structure comporte un plancher en corps creux (20+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens de la petite portée sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, c'est-à-dire, celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants ( $Q = 1,5$  KN/ml) dont la poutrelle est continue sur 4 travées, ainsi que le plancher de la terrasse (poutrelle continue à 4 travées) qui supporte la charge d'exploitation ( $Q = 1$  KN/ml), puis on adoptera le même ferrailage pour les deux cas.

**III.3.1 : Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4 cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité ( $F_e = 520$  Mpa) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifié 99 [Article B.6.8-4-2-3]

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

La poutrelle assure la fonction de portance, elle est calculée comme une poutre en T, il est nécessaire de définir la largeur efficace ( $b_1$ ) de la table de compression car elle définit la dimension ( $b$ ) de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur ( $b_1$ ) de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- $b_1 \leq L / 2$  ..... (1)
- $b_1 \leq L_1 / 10$ ..... (2)
- $b_1 \leq 8 h_0$  ..... (3)

Avec :

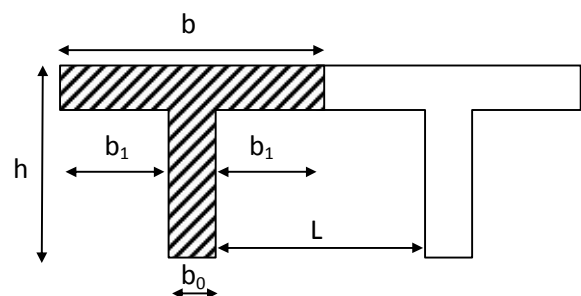
$L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ( $L = 65 - 12 = 53$ cm).

$L_1$ : portée libre de la poutrelle ( $L_1 = 460$  cm).

$b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm).

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$d$  : hauteur utile ( $d = 22$  cm).



c : enrobage (c = 2cm).

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq 53 / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 460 / 10 = 46 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 8 \times 4 = 32 \text{ cm}$$

$b_1 = \min(1,2,3)$  donc on prend :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$D' \text{ où : } b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

### III.3.1.1 : Calcul des armatures :

Le quadrillage d'armatures a pour but de :

- limiter les risques de fissuration par retrait.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- réaliser un effet de répartition, entre poutrelles voisines, des charges localisées (surcharges).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

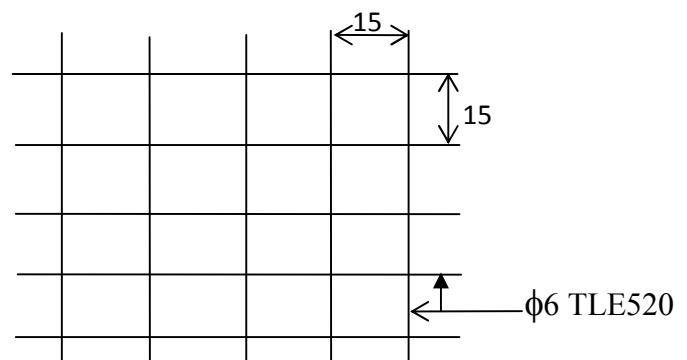
$$A_{\perp} = 4 L / f_c = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte soit : **6Φ6 / ml = 1,7 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec **S<sub>t</sub> = 15cm.**

Treillis soudé de (15x15) cm



- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,70 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte la même section que précédemment

Soit : **6Φ6 / ml = 1,7 cm<sup>2</sup>/ml**

S<sub>t</sub> = 15cm

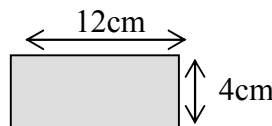
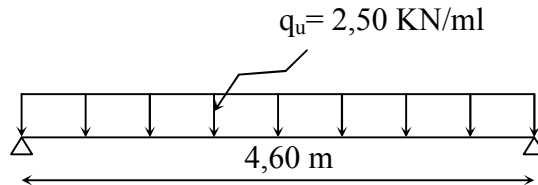
**Conclusion :** On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x 6x 150x150) mm<sup>2</sup>.

### III.3.1.2 : Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

**1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

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



• **Chargement :**

Poids propre .....  $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux .....  $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre.....  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

• **Ferraillage à l'ELU :**

La combinaison de charge à considérer :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$

Le moment en travée :

$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 2,50 \times (4,60)^2 / 8 = 6,61 \text{ KN/ml}$

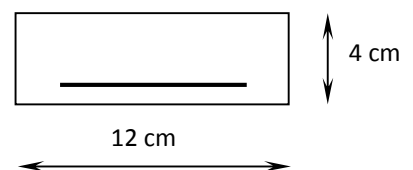
L'effort tranchant :

$T = q_u \times L / 2 = 2,50 \times (4,60) / 2 = 5,75 \text{ KN/ml}$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,61 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 9,70$$

$\mu_b = 9,70 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA)



Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour que la poutrelle puisse supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

### 2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression :

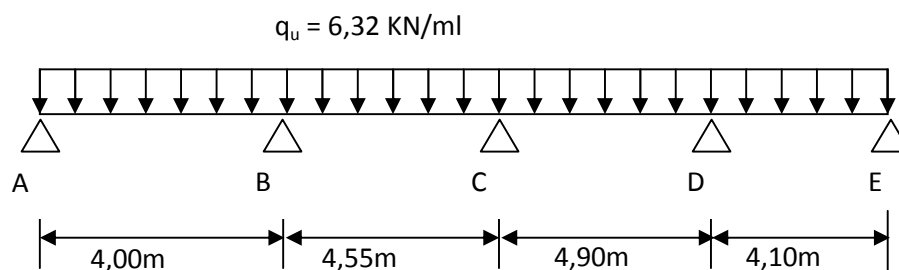
La dalle de compression et la poutrelle travaillent comme monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérés semi encastrés tandis que les autres appuis sont considérés comme des appuis simples, la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q ».

#### III.3.1.2.1 Plancher étage courant : (poutrelle continue à quatre travées)

- poids du plancher :  $G = 5,56 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- A l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,32 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS :  $q_s = G + Q = 4,58 \text{ KN/ml}$



**Fig. III.3.1** : Schéma statique de la poutrelle.

#### III.3.2.1.1: Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces méthodes usuelles :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.
- **Méthode forfaitaire** :

**Domaine d'application de la méthode forfaitaire** : [Article A.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN}\}$$

$$Q = 0,97 \text{ KN} < 2G = 7,22 \text{ KN}$$

$$Q = 0,97 \text{ KN} < 5 \text{ KN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

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

⇒ La condition est vérifiée.

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$L_i / L_{i+1} = 4 / 4,55 = 0,88$$

$$L_i / L_{i+1} = 4,55 / 4,90 = 0,93 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$L_i / L_{i+1} = 4,90 / 4,10 = 1,20$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

⇒ La condition est vérifiée.

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

#### Exposé de la méthode (Article 3.III4)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

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

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \text{ dont } L \text{ longueur entre nus des appuis.}$$

- $M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

- $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [ (1 + 0,3\alpha)M_0, 1,05M_0 ]$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$  dans une travée de rive

$M_t$  : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$M_w$  : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_e$  : Moment en valeur absolue sur l'appui de droite de la travée considérée.

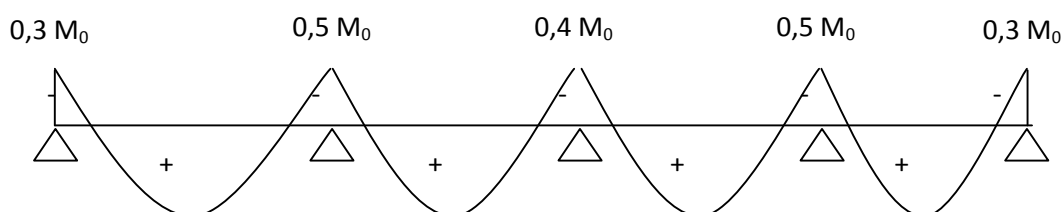
$M_0$  : moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- $0.6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés

#### Application de la méthode :

$$\alpha = \frac{0,97}{3,61 + 0,97} = 0,211 \text{ Donc : } \left( 0 < \alpha = 0,211 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$



**Fig. III.3.2 :** Coefficients forfaitaires sur appuis.

$$M_{0I} = 6,32 \times \frac{(4,00)^2}{8} = 12,64 \text{ KN.m} \quad M_{01} = M_{0I} = 12,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 6,32 \times \frac{(4,55)^2}{8} = 16,35 \text{ KN.m} \quad M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 16,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 6,32 \times \frac{(4,90)^2}{8} = 18,97 \text{ KN.m} \quad M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 18,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 6,32 \times \frac{(4,1)^2}{8} = 13,27 \text{ KN.m} \quad M_{04} = 13,27 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 \quad M_{01} = 3,79 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \quad M_{02} = 8,17 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \quad M_{03} = 7,58 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 \quad M_{03} = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 \quad M_{04} = 3,98 \text{ KN.m}$$

AN :

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

a – Travée de rive ( 1,2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,063 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,66 M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65 M_0 \end{array} \right.$$

On prend  $M_t = 0,66 M_0$

b- Travée intermédiaire ( 2 , 3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,063 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,61 M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,60 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53M_0$$

On prend  $M_t = 0,61 M_0$

c- Travée intermédiaire ( 3 , 4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,063M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,61M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53M_0 \end{array} \right.$$

On prend  $M_t = 0,61 M_0$

d – Travée de rive ( 4,5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,66M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \end{array} \right.$$

On prend  $M_t = 0,66 M_0$

### **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_e - Mw}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u L$$

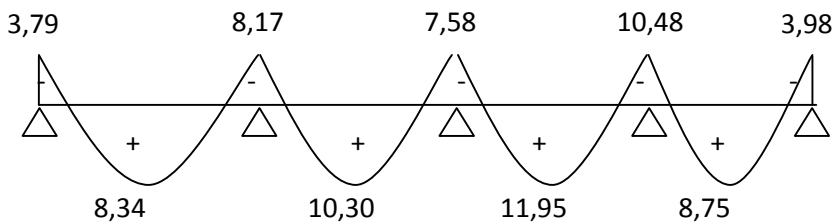
Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui.

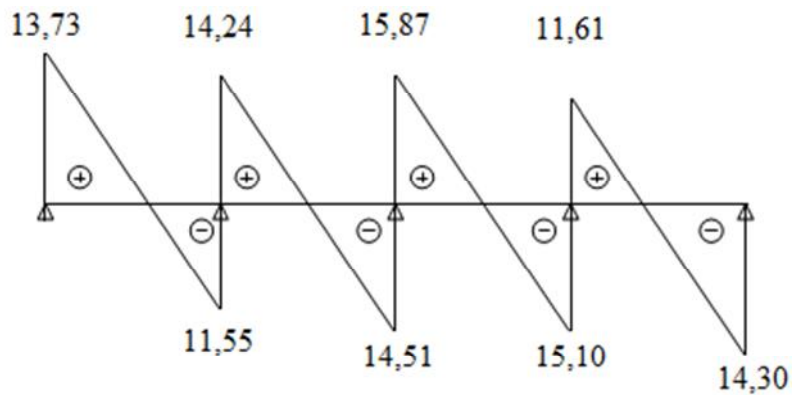
$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w$ [KN.m]	- 3,79	- 8,17	- 7,56	- 9,48
$M_e$ [KN.m]	-8,17	- 7,56	- 9,48	- 3,98
$T_w$ [KN]	13,73	14,24	15,87	11,61
$T_e$ [KN]	- 11,55	- 14,51	- 15,10	- 14,30
$M_t$ [KN.M]	8,34	10,30	11,95	8,75



**Fig. III.3.3:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]



**Fig. III.3.4 :** diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

### **III.3.1.2: Calcul à l'ELU (étage courant) :**

Le calcul se fait avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

#### **Armatures longitudinales :**

➤ **En travée :**

- Le moment maximal en travée :  $M_{\max}^t = 11,95 \text{ KN.m}$
- Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b x h_0 x \left( d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,22 - 0,04 / 2) \times 14,2 \times 10^3 = 73,84 \text{ KN.m}$$

$$M = 73,84 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t = 11,95 \text{ KN.m} \leq M = 73,84 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 × 24) cm<sup>2</sup>.

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,95 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{11,95 \times 10^3}{0,987 \times 22 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

La table de compression se situe dans la partie tendue de la section, alors nous étudierons une section rectangulaire de  $(b \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$ .

Le moment max aux appuis :  $M_a^{\max} = 10,48 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,48 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,2} = 0,127 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,127 \Rightarrow \beta = 0,9315$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{10,48 \times 10^3}{0,9315 \times 22 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_a = 1 \text{ HA } 14 = 1,54 \text{ cm}^2$

### III-3.1.3 Vérifications à l'ELU :

**a) Vérification de la condition de non fragilité du béton :** (Article A.4.2-1 du BAEL 91) :

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 22 \frac{2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

• **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**b) Vérification de l'effort tranchant :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$T_u^{\max} = 15,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15,87 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,601 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,601 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{15,87 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 3,14 \times (3 \times 14)} = 0,607 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,607 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**e) Vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage :** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont ancrées sur une longueur :

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

$l_s$  = longueur de scellement droit.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à  $\ll 0,4 l_s \gg$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 49,29 = 19,71 \text{ cm}$$

**f) Influence de l'effort tranchant sur le béton :**(Article A.5.1-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

Avec :  $a \leq 0,9d$

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,22 \times 10^3 \times 25 = 158,59 \text{ KN.}$$

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 158,59 \text{ KN}$$

- Appuis de rive :

$$T_u^{\max} = 15,87 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$T_u^{\max} = 15,87 + 14,51 = 30,38 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**(Article A.5.4-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 15,87 - \frac{10,48}{0,9 \times 0,22} \right) = -1,06 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2 \geq -1,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**h) Armatures transversales :**(Article A.7.2-2 du BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{240}{35}, \frac{120}{10}, 14 \right\} = \min \{ 6,85; 12; 14 \} = 5,70 \text{ mm} = 0,57 \text{ cm}$$

$\phi_l^{\max}$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Soit :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre de  $\Phi_6$  donc :  $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

**i) Espacement des armatures transversales :**(Article A.5.1-2-2 du BAEL 91)

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à la plus petite des deux valeurs : (0,9d ; 40cm).

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

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(0,9 \times 22; 40cm) = 19,8 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 15\text{cm}$

**j) Section minimale d'armatures d'âme :**

Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$ , on doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{Mpa} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b_0}{f_e} S_t$$

$$A_t \geq 0,4 \frac{12}{400} 15 = 0,18 \text{ cm}^2$$

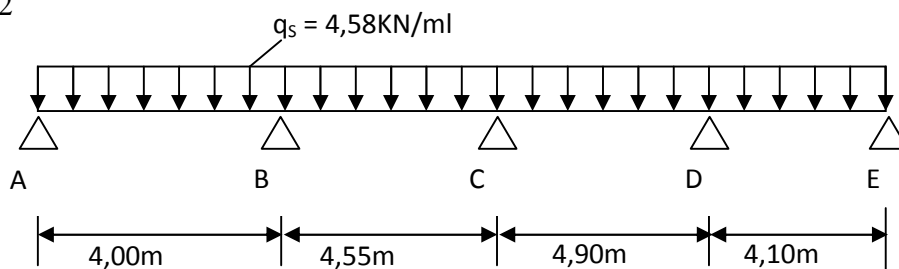
$$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 \geq 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

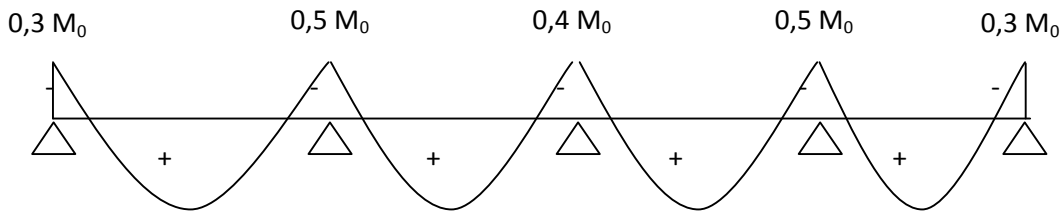
**III.3.1.4: Calcul à l'ELS :****a) Plancher terrasse (poutrelle continue à quatre travées) :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats

de calcul à L'ELU par le coefficient  $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$ .

$$\left(\frac{q_s}{q_u}\right) = \frac{4,58}{6,32} = 0,72$$





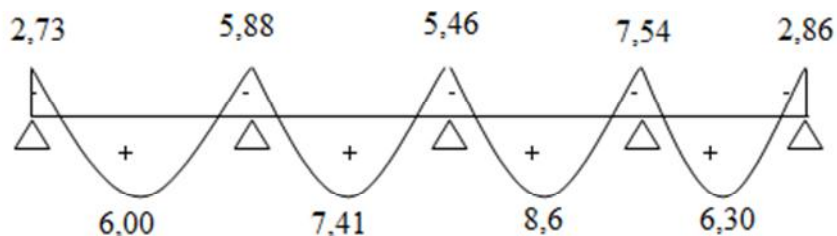
**Fig. III.3.5 :** Schéma statique de la poutrelle.

$$\alpha = \frac{0,97}{4,58} = 0,211 \text{ Donc : } \left( 0 < \alpha = 0,211 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

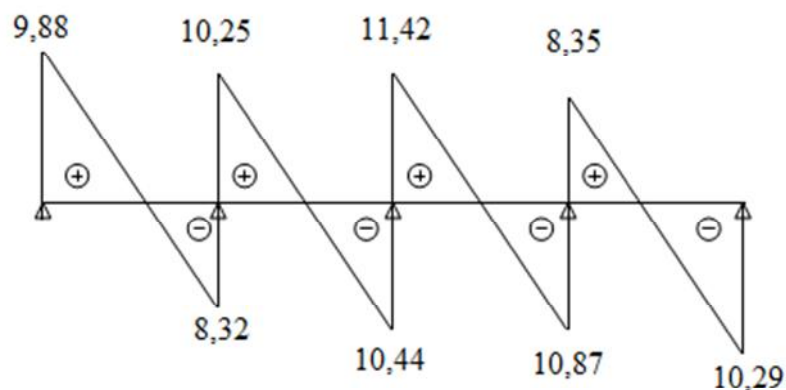
**Calcul des efforts tranchants :**

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w$ [KN.m]	- 2,73	- 5,88	- 5,46	- 7,54
$M_e$ [KN.m]	- 5,88	- 4,46	- 7,54	- 2,86
$T_w$ [KN]	9,88	10,25	11,42	8,35
$T_e$ [KN]	- 8,32	-10,44	- 10,87	- 10,29
$M_t$ [KN.M]	6,00	7,41	8,60	6,30



**Fig. III.3.6 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m].



**Fig. III.3.7 :** diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELS [KN].

### **III.3.1.5: Vérification des contraintes à l'ELS :**

**a) Etat limite de résistance du béton en compression :** (Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travées :**  $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 22} = 1,75$$

$$\rho = 1,75 \Rightarrow \beta_1 = 0,830, \alpha_1 = 0,510 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,510 \Rightarrow K = 0,069$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{8,60 \times 10^3}{4,62 \times 0,830 \times 22} = 101,94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,069 \times 101,94 = 7,03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,03 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis** :  $A_a = 1,54 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 22} = 0,58$$

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \beta_1 = 0,887, \alpha_1 = 0,339 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,339 \Rightarrow K = 0,034$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A \cdot \beta d} = \frac{7,54 \times 10^3}{1,54 \times 0,887 \times 22} = 250,90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,034 \times 250,90 = 8,53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,53 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

### **b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

### **c) Etat limite de déformation :**

Les règles du BAEL 91 (Article B.6.5-2) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{24}{490} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

**Calcul de la flèche :** (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4900}{500} = 9,80 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

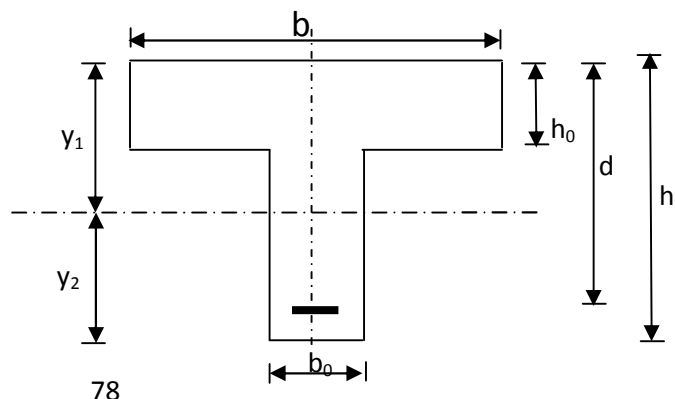
$E_V$  : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

$B_0$  : la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 9,09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 24 - 9,09 = 14,51 \text{ cm}$$

$$\text{On aura : } I_0 = 38659,77 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 22} = 0,0175$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0175} = 0,939$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,549 ; 0 \} = 0,549$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{8,60 \times 10^3}{4,62 \times 0,977 \times 22} = 86,60 \text{ Mpa}$$

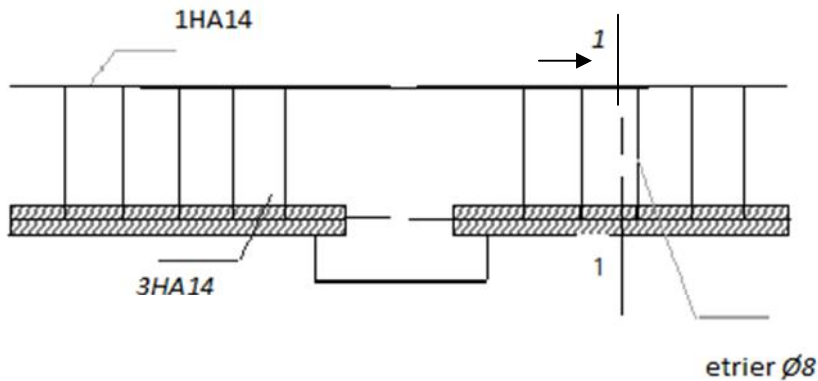
$$I_{JV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 38659,77}{1 + 0,939 \times 0,549} = 28060,33 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche :

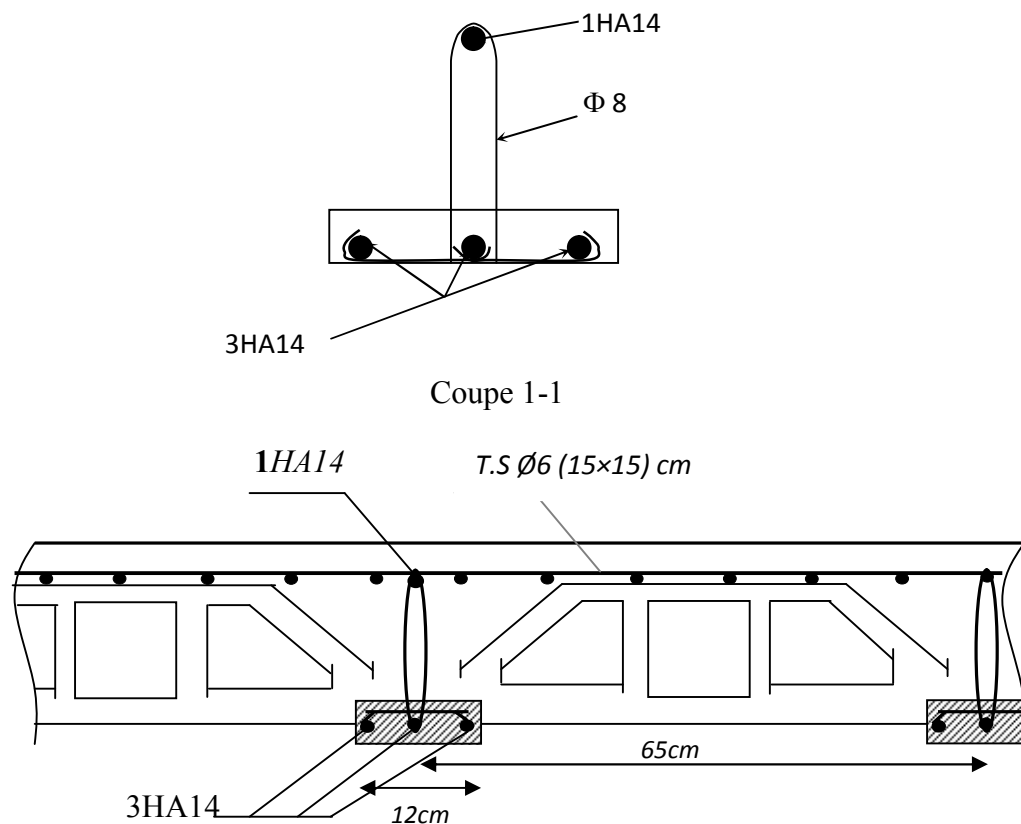
$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{8,60 \times 10^6 \times 4900^2}{10 \times 10818,87 \times 28060,33 \times 10^4} = 6,80 < \bar{f} = 9,80$$

⇒ La condition est vérifiée, la flèche est admissible.



**Fig. III.3.8** :Schéma du ferrailage de la poutrelle.



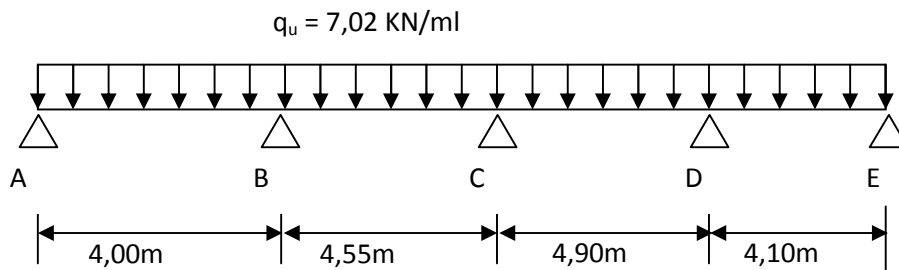
**Fig. III.3.9**:Détails du ferrailage du plancher en corps creux.

**III.3.2 Plancher terrasse :** (poutrelle continue à quatre travées)

- poids du plancher :  $G = 6,89 \times 0,65 = 4,48 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

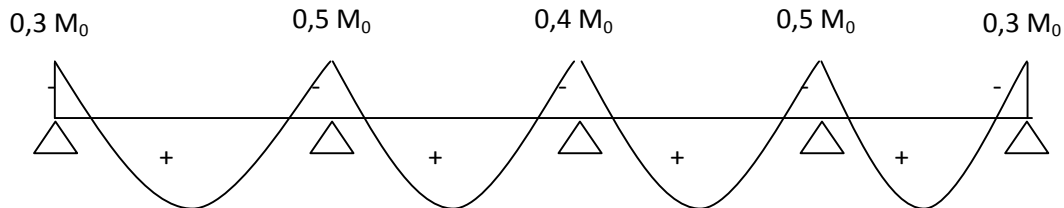
La combinaison de charge :

- A l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,02 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS :  $q_s = G + Q = 5,13 \text{ KN/ml}$



**Fig. III.3.10 :** Schéma statique de la poutrelle.

$$\alpha = \frac{0,65}{4,48 + 0,65} = 0,127 \quad \text{Donc : } \left( 0 < \alpha = 0,127 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$



**Fig. III.3.11 :** Coefficients forfaitaires sur appuis.

$$M_{0I} = 7,02 \times \frac{(4,00)^2}{8} = 14,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{0I} = 14,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 7,02 \times \frac{(4,55)^2}{8} = 18,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 18,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 7,02 \times \frac{(4,90)^2}{8} = 21,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 21,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 7,02 \times \frac{(4,1)^2}{8} = 14,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = 14,74 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 4,21 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 9,08 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 8,43 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 M_{04} = 10,53 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 M_{04} = 4,42 \text{ KN.m}$$

**AN :**

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,62 \qquad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,52$$

a – Travée de rive ( 1,2 ) :

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62 M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,642M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \end{array} \right.$$

On prend  $M_t = 0,65 M_0$

b- Travée intermédiaire ( 2 , 3 ) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,592M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52M_0 \end{array} \right.$$

On prend  $M_t = 0,60 M_0$

c- Travée intermédiaire ( 3 , 4 ) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,592M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52M_0 \end{array} \right.$$

On prend  $M_t = 0,60 M_0$

d – Travée de rive ( 4,5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62 M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,642 M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65 M_0 \end{array} \right.$$

On prend  $M_t = 0,65 M_0$

**Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u L$$

Avec :

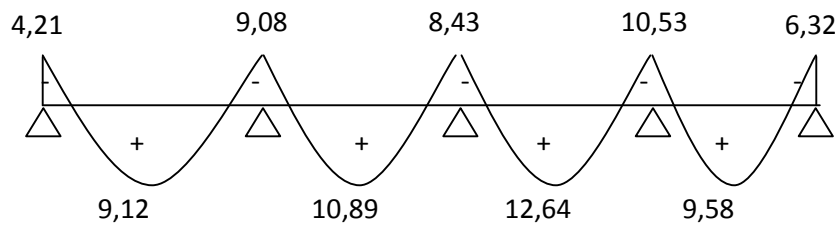
$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui.

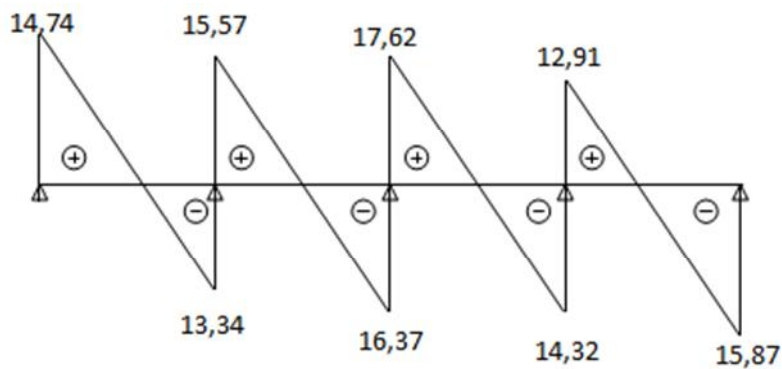
Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w$ [KN.m]	- 4,21	- 9,08	- 8,43	- 7,38

$M_e$ [KN.m]	-7,02	- 7,26	- 10,54	- 4,43
$T_w$ [KN]	14,74	15,57	17,62	12,91
$T_e$ [KN]	- 13,34	- 16,37	- 14,32	- 15,87
$M_t$ [KN.M]	9,12	10,89	12,64	9,58



**Fig. III.3.12:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]



**Fig. III.3.13 :** diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

**III.3.2.1 : Calcul à l'ELU (plancher terrasse) :**

Le calcul se fait avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

### Armatures longitudinales :

#### ➤ En travée :

- Le moment maximal en travée :  $M_{\max}^t = 12,64 \text{ KN.m}$

- Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = bxh_0x\left(d - \frac{h_0}{2}\right)xf_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,22 - 0,04 / 2) \times 14,2 \times 10^3 = 73,84 \text{ KN.m}$$

$$M = 73,84 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t = 12,64 \text{ KN.m} \leq M = 73,84 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 × 24) cm<sup>2</sup>.

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,64 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{12,64 \times 10^3}{0,986 \times 22 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

#### ➤ Aux appuis :

La table de compression se situe dans la partie tendue de la section, alors nous étudierons une section rectangulaire de ( $b \times h$ ) = (12 × 24) cm<sup>2</sup>.

Le moment max aux appuis :  $M_a^{\max} = 10,53 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,53 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,2} = 0,128 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,128 \Rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{10,53 \times 10^3}{0,931 \times 22 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_a = 1 \text{ HA } 14 = 1,54 \text{ cm}^2$

### III.3.5) Vérifications à l'ELU :

**a) Vérification de la condition de non fragilité du béton :** (Article A.4.2-1 du BAEL 91) :

- *En travée :*

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 22 \frac{2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

- *Aux appuis :*

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**b) Vérification de l'effort tranchant :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$T_u^{\max} = 17,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17,62 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,667 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,667 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{17,62 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 3,14 \times (3 \times 14)} = 0,67 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,67 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**e) Vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage :** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont ancrées sur une longueur :

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

$l_s$  = longueur de scellement droit.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à  $\ll 0,4 l_s \gg$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 49,29 = 19,71 \text{ cm}$$

**f) Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (Article A.5.1-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

Avec :  $a \leq 0,9d$

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,22 \times 10^3 \times 25 = 158,59 \text{ KN.}$$

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 158,59 \text{ KN}$$

- Appuis de rive :

$$T_u^{\max} = 15,87 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$T_u^{\max} = 17,62 + 16,37 = 33,99 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :** (Article A.5.4-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d})$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (17,62 - \frac{10,53}{0,9 \times 0,22}) = -1,02 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2 \geq -1,02 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**h) Armatures transversales :** (Article A.7.2-2 du BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{240}{35}, \frac{120}{10}, 14 \right\} = \min \{6,85; 12; 14\} = 5,70 \text{ mm} = 0,57 \text{ cm}$$

$\phi_l^{\max}$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Soit :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre de  $\Phi_6$  donc :  $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

**i) Espacement des armatures transversales :** (Article A.5.1-2-2 du BAEL 91)

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à la plus petite des deux valeurs : (0,9d ; 40cm).

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

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 22; 40\text{cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 15\text{cm}$

**j) Section minimale d'armatures d'âme :**

Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$ , on doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b_0}{f_e} S_t$$

$$A_t \geq 0,4 \frac{12}{400} 15 = 0,18 \text{ cm}^2$$

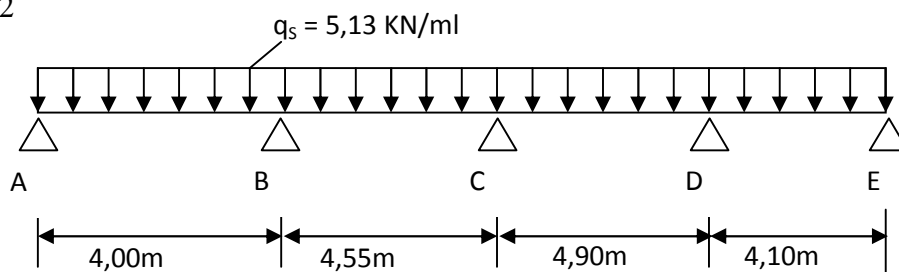
$$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 \geq 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**III.3.2.2 : Calcul à l'ELS :****a) Plancher terrasse (poutrelle continue à quatre travées) :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les

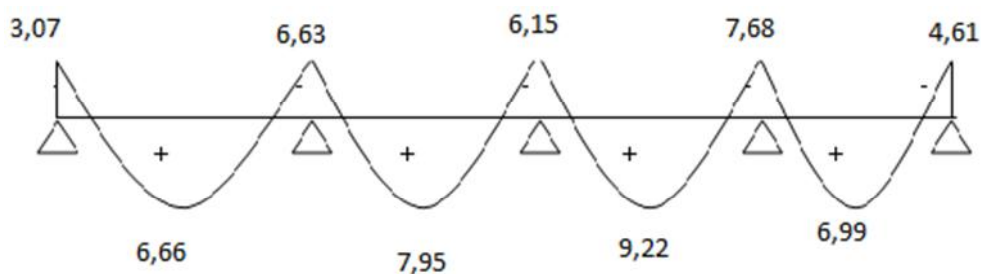
résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$ .

$$\left(\frac{q_s}{q_u}\right) = \frac{5,13}{7,02} = 0,73$$



**Fig. III.3.14 :** Schéma statique de la poutrelle.

$$\alpha = \frac{0,65}{5,13} = 0,127 \quad \text{Donc : } \left(0 < \alpha = 0,127 < \frac{2}{3} = 0,67\right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

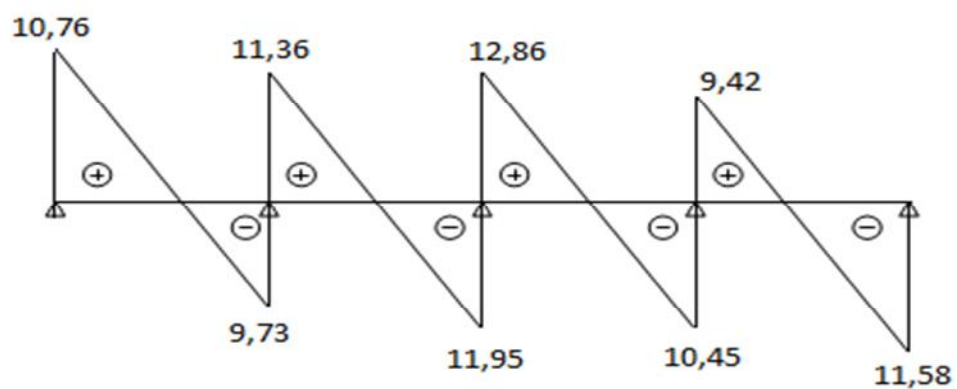


**Fig. III.3.15:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m].

**Calcul des efforts tranchants :**

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w$ [KN.m]	- 3,07	- 6,63	- 6,15	- 7,68
$M_e$ [KN.m]	- 6,63	- 6,15	- 7,68	- 4,61
$T_w$ [KN]	10,76	11,36	12,86	9,42
$T_e$ [KN]	- 9,73	-11,95	- 10,45	- 11,58
$M_t$ [KN.M]	6,66	7,95	9,22	6,99



**Fig. III.3.16 :** diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELS [KN].

### III.3.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS :

**a) Etat limite de résistance du béton en compression :** (Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travées :**  $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 22} = 1,75$$

$$\rho = 1,75 \Rightarrow \beta_1 = 0,830, \alpha_1 = 0,510 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,510 \Rightarrow K = 0,069$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A.\beta d} = \frac{9,22 \times 10^3}{4,62 \times 0,830 \times 22} = 109,29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,069 \times 109,29 = 7,54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,54 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**  $A_a = 1,54 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 22} = 0,58$$

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \beta_1 = 0,887, \alpha_1 = 0,339 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,339 \Rightarrow K = 0,034$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A.\beta d} = \frac{7,69 \times 10^3}{1,54 \times 0,887 \times 22} = 255,89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,034 \times 255,89 = 8,70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

**b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

**c) Etat limite de déformation :**

Les règles du BAEL 91 (Article B.6.5-2) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} & \bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ & \bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ & \bullet \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{24}{490} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

**Calcul de la flèche :** (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4900}{500} = 9,80 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

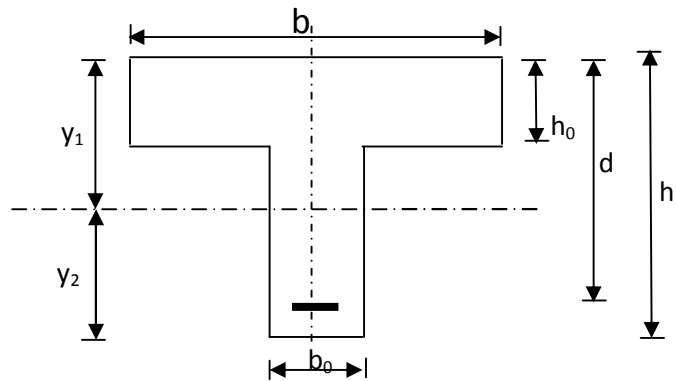
$E_V$  : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

$B_0$  : la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 9,09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 24 - 9,09 = 14,51 \text{ cm}$$

$$\text{On aura : } I_0 = 38659,77 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 22} = 0,0175$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0175} = 0,939$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0,572; 0 \} = 0,572$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{9,22 \times 10^3}{4,62 \times 0,977 \times 22} = 92,84 \text{ Mpa}$$

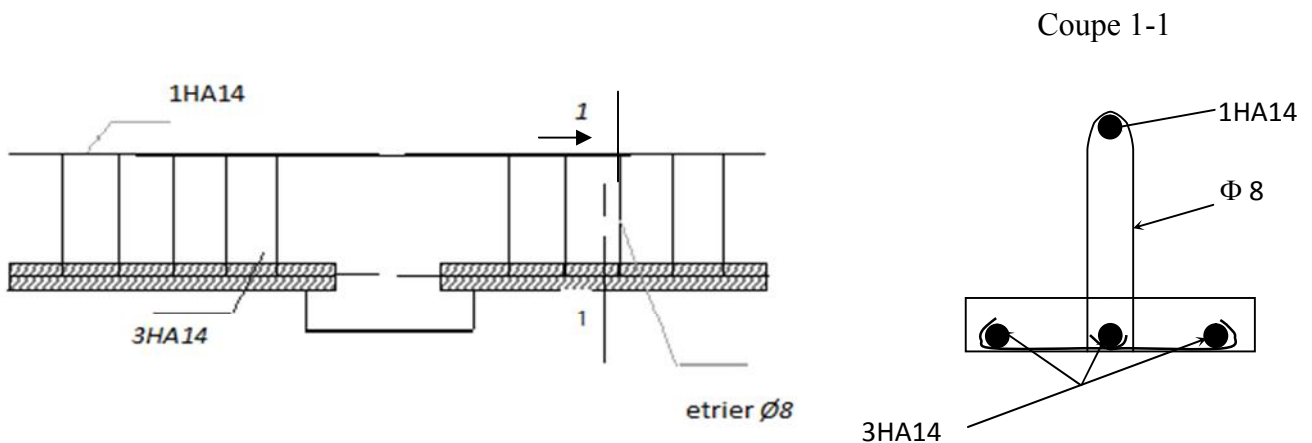
$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 38659,77}{1 + 0,939 \times 0,572} = 27666,07 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche :

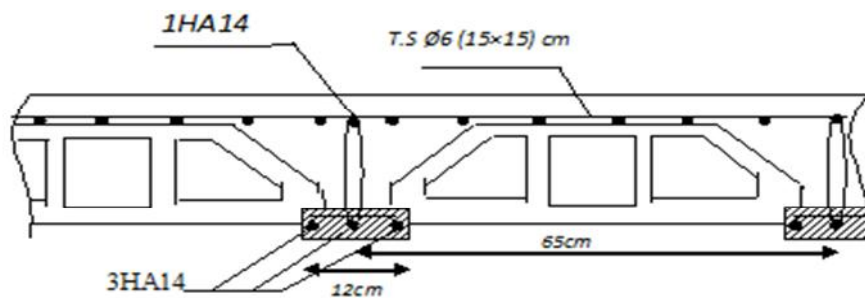
$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{9,22 \times 10^6 \times 4900^2}{10 \times 10818,87 \times 27666,07 \times 10^4} = 7,40 < \bar{f} = 9,80$$

⇒ La condition est vérifiée, la flèche est admissible.



**Fig. III.3.17** : Schéma du ferrailage de la poutrelle.



**Fig. III.4.18** : Détails du ferrailage du plancher en corps creux.

### III.4 Calcul des planchers

#### III.4.1 Dalle pleine

##### Introduction

L'ascenseur, appareil qui sert à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

Il est muni d'un dispositif de sécurité.

Les tous premiers modèles s'appelaient Mont de charge. Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, un ascenseur est constitué d'une plate-forme ou d'une cabine qui se déplace le long de la glissière verticale dans une cage, appelée Cage d'ascenseur.

##### Les caractéristiques de l'ascenseur :

Ces appareils sont repartis en trois groupes leur capacité moyenne de transport.

Notre ascenseur est du groupe I (charge minimale 400 Kg).

Pour déterminer la charge de celui-ci on a besoin :

- **Poids de la cabine** (cabine + porte automatique) estimer à 1600 Kg.
- **Contre poids** (élément fente + suspension) estimer à 1600 kg .
- **Charge nominale** estimé à 450 kg .

##### - Charges et surcharges :

- **Poids propre de dalle**  $P_p = 0,20 \times 25 + 0,05 \times 25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$
- **Poids propre de revêtement**  $p_r = 0,90 \text{ KN/m}^2$
- **La charge d'exploitation**  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- **La charge localisé due à l'ascenseur est comme suit :**

$$P = k ( P_{\text{Cabine}} + Q ) + P_{\text{contre poids}} = 2 \times (1640 + 450) + 1600 = 5780 \text{ Kg} = 5,78 \text{ tonnes}$$

##### III.4.1.1 Calcul de la dalle pleine du local machine

La dalle repose sur quatre(04) appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

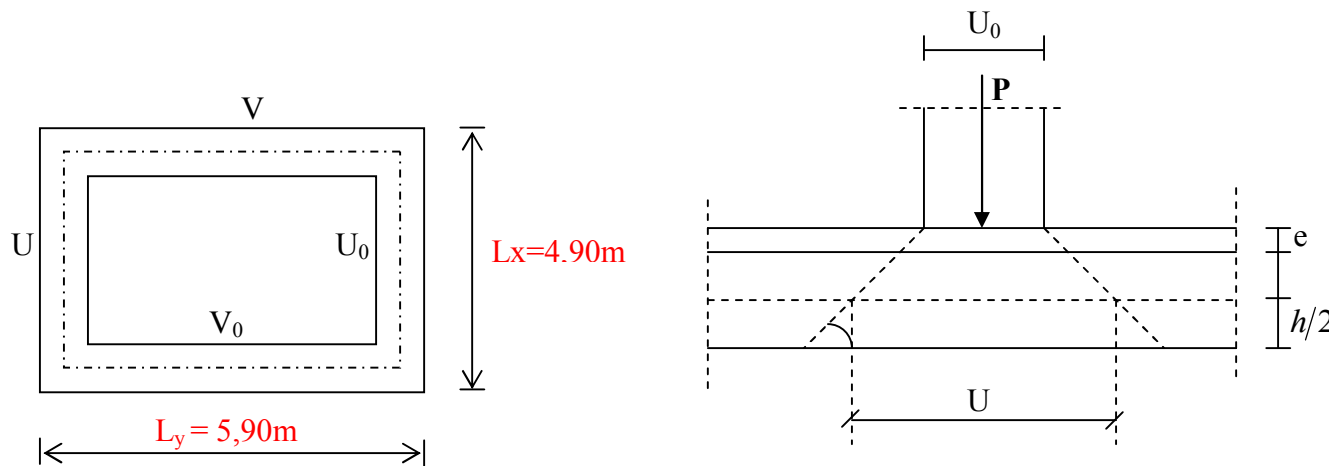


Figure.III.4.1 schéma statique de la salle machine

### III.4.1.2 Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = h_t \geq \frac{490}{30} = 16,33 \text{ cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12 cm (selon le RPA), on prend  $e_p=20$  cm.

Épaisseur du revêtement :  $e=5$ cm.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{490}{590} = 0,830 \rightarrow 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,83 \leq 1.$$

La dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} u = x_0 + k e + h_0 \\ v = y_0 + k e + h_0 \end{cases}$$

$h_0$  : Épaisseur de la dalle ( $h_0 = 20$  cm)

Avec :  $k=2$  pour un revêtement en béton.

$$U = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

### III.4.1.3 Vérification au poinçonnement (BAEL91/Art : A.5.2.42)

$$Q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\overline{Q}_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$U_c$  : Périmètre du contour

$h$  : Epaisseur de la dalle

$$U_c = 2(U + V) = 4,4m$$

$$\overline{Q}_u = \frac{0,0045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,20 \times 25000}{1,5} = 660 \text{ KN}$$

$$Q_u = 0,65 \times \overline{Q}_u = 660 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### III.4.1.4 évaluation des moments $M_x$ et $M_y$ du au système de levage

$$M_x = q(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu M_1)$$

Avec  $\nu$  : coefficient de poisson

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$  et  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$  dans les abaques de

PIGEAUD

##### a. Calcul des efforts

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,83 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{110}{490} = 0,22 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{110}{590} = 0,19 \end{array} \right. \quad \text{D'où } M_1 = 0,184, M_2 = 0,139 \quad (\text{tableau de PIGEAUD})$$

##### b. À l'ELU

$$\nu = 0$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 1,35G$$

$$q_u = 1,35 \times 57,8 = 78,03 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 78,03 \times 0,184 = 14,36 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{y1} = 78,03 \times 0,139 = 10,84 \text{ KN} \cdot m$$

##### b.1 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle $M_{x2}$ et $M_{y2}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{490}{590} = 0,83 > 0,4$$

$$\alpha = 0,83 \Rightarrow u_x = 0,0531; u_y = 0,649$$

$$q_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times 0,20 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1 = 9,74 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = U_x \times q_u \times l^2$$

$$M_{y2} = U_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,0531 \times 9,74 \times (4,90)^2 = 12,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 12,42 \times 0,649 = 8,060 \text{ KN.m}$$

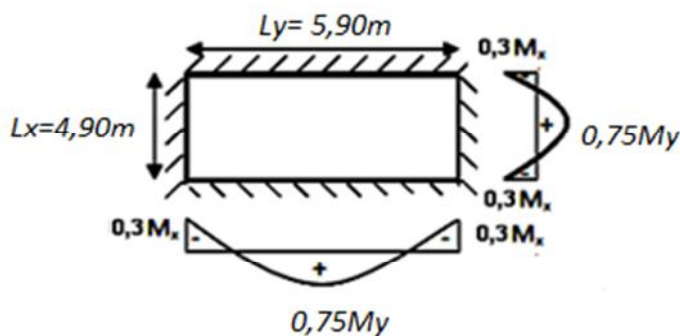
## b.2 Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,36 + 12,42 = 26,78 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,84 + 8,060 = 18,90 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

### Remarque

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le **coefficient (0,75)** et en appuis par **(0,3)** pour tenir compte de la continuité des voiles.



**Fig. III.4.2:** Distribution des moments sur le panneau.

### III.4.1.5 Ferrailage

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur. Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront :

#### A. Sens x-x

##### A.1 Aux appuis

$$Ma = 0,3M_x = 0,3 \times 26,78 = 8,03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$h_t - 2 = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,03 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0174 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,017 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,03 \times 10^3}{0,991 \times 0,18 \times 348 \times 10^6} = 0,696 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

### A.2 En travée

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 26,78 = 20,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{20,09 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{20,09 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2 \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

### III.4.1.6 Vérification à l'ELU

#### A. Condition de non fragilité (Art : B.7.4/BAEL91)

$$A \geq bh \frac{\rho_o}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A \geq bh \frac{\rho_o}{2} (3 - \rho)$$

$$\rho_o = 0,8\% \quad \text{Pour les HA400}$$

$$A \geq 100 \times 18 \times \frac{0,0008}{2} (3 - 0,83) = 1,404 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A > 1,56 \text{ cm}^2$$

#### B. Diamètre minimal des barres (art A-8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

$$\text{Direction la plus sollicitée : } S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm})$$

$$\text{Direction perpendiculaire : } S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$\text{Armatures supérieures : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures inférieures : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

**C. Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_U \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $Q_U$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$h$  : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$\mu_c = 2(1,10 + 1,10) = 4,4 \text{ m}$$

$$P_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P_u \leq \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,20 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 660 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times 57,8 = 78,03 \text{ KN} \leq 660 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**. Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$  Au milieu de

$U$  on a Donc :

$$V_u = \frac{P}{(2U + V)}$$

$$V_u = \frac{57,8}{2 \times 1,10 + 1,10} = 17,52 \text{ KN}$$

Au milieu de  $V$  on a :

$$V_u = \frac{P}{3U}$$

$$V_u = \frac{57,8}{3 \times 1,1} = 17,52 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{17,52 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,134 \dots \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,134 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée

**III.4.1.7 Vérification à l'ELS****A. Evaluation des moments****A.1 Les moments engendrés par le système de levage**

**\*À l'ELS :**  $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

avec :

$$q_s = Q = 57,8 \text{ KN}$$

$$M_1 = 0,184$$

$$M_2 = 0,0139$$

$$M_{x1} = 57,8 \times (0,184 + 0,2 \times 0,0139) = 10,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y1} = 57,8 \times (0,0139 + 0,2 \times 0,184) = 2,93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**A.2 Les moments engendrés par le poids propre de la dalle**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

avec :

$$q = G + Q = 6,10 + 1 = 7,10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\mu_x = 0,06$$

$$\mu_y = 0,750$$

$$M_{x2} = 0,06 \times 7,10 \times (4,90)^2 = 10,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = 0,75 \times 10,23 = 7,67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,79 + 10,23 = 21,02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,93 + 7,67 = 10,60 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**A.3 Superposition des moments****Remarque**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

**B. Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,16}{100 \times 13} = 0,473$$

$$\rho_1 = 0,473 \rightarrow \beta_1 = 0,896 \rightarrow \alpha_1 = 0,312$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,312}{15(1-0,312)} = 0,030$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau

Zone	Sens	$M_s [KN.m]$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	Obse
Sur appuis	X-X	6,31	0,473	0,896	0,030	63,51	1,91	Vérifiée
	Y-Y	3,18	0,473	0,896	0,030	32,00	0,960	Vérifiée
En travée	X-X	15,76	0,473	0,896	0,030	158,63	4,76	Vérifiée
	Y-Y	7,95	0,473	0,896	0,030	80,02	2,40	Vérifiée

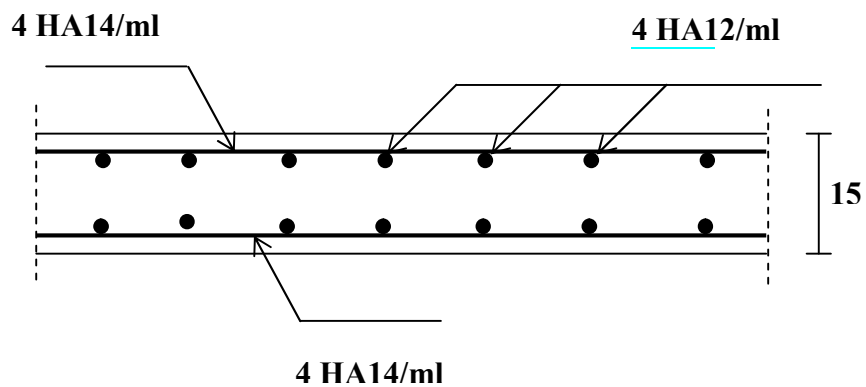
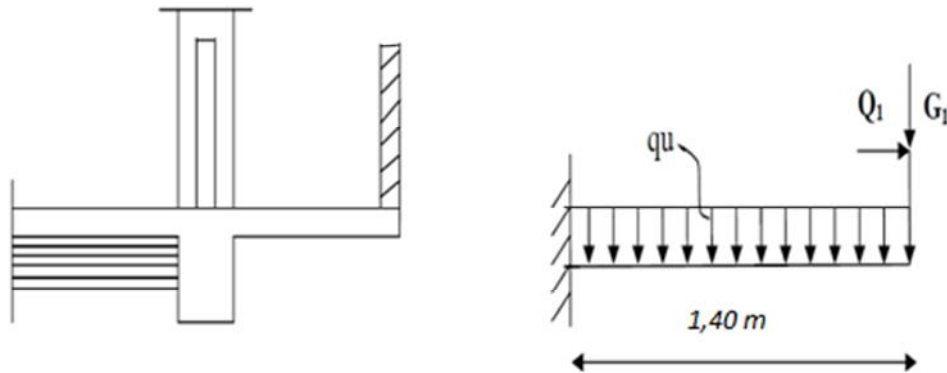


Figure III.4.3 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

**III.5 Calcul des dalles pleines de type « console » :**

Le bâtiment comprend des dalles pleines considérées comme des consoles en béton armé encastées à leur extrémité (poutre de rive), ayant un garde corps de hauteur ( $h = 1$  m) en brique creuse de 10cm d'épaisseur : les balcons, les loggias et le coté postérieur de la cuisine.

**III.5.1 Dimensionnement du balcon :**

**Fig. III.5.1** : Schéma statique de la dalle pleine de type « console ».

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :  $e_p \geq \frac{l}{10}$

$l$  : Largeur du balcon.

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

Epaisseur choisie :  $e_p = 15 \text{ cm}$

**III.5.2 Détermination des charges et des surcharges :**

- **Charges et surcharges du plancher en dalle pleine :**

$$G = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Charges et surcharges revenant au garde corps :**

$$G_1 = 1,5 \text{ KN / ml}$$

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

**III.5.3 Combinaisons de charges :****• A'ELU :**

- La dalle :

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5) \times 1$$

$$q_u = 13,27 \text{ KN/ml}$$

- Le garde corps :

$$q_{u1} = 1,35 G_1 \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 2,03 \text{ KN / ml}$$

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

**• A'ELS :**

- La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5,35 + 3,5) \times 1 = 8,85 \text{ KN / ml}$$

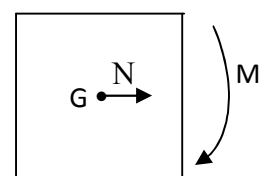
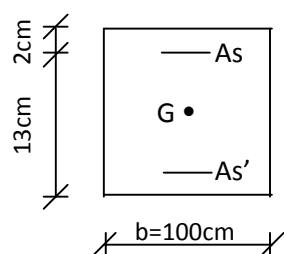
- Le garde corps :

$$q_{s1} = G_1 \times 1 \text{ m} = 1,5 \times 1 \text{ m} = 1,50 \text{ KN / ml}$$

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

**III.5.4 ferrailage :**

Le ferrailage se fera en considérant une section rectangulaire d'un mètre de largeur, et ce, en flexion composée.

**a) Calcul du moment fléchissant :**

• **A'ELU :**

- le moment provoqué par la charge ( $q_u$ ) de la dalle pleine :

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-13,27 \times 1,4^2}{2} = -13,00 \text{ KN.m}$$

- le moment provoqué par la charge ( $N_u$ ) du garde corps :

$$M_{u1} = -q_{u1} \times l = -2,03 \times 1,4 = -2,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{u2} = -q_{u2} \times H = -1,5 \times 1 = -1,50 \text{ KN.m}$$

- le moment total :

$$M_u = M_{qu} + M_{u1} + M_{u2} = -17,34 \text{ KN.m}$$

Remarque : le signe (-) signifie que les fibres supérieures sont tendues.

• **A'ELS :**

- le moment provoqué par la charge ( $q_s$ ) de la dalle pleine :

$$M_{qs} = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-8,85 \times 1,4^2}{2} = -8,67 \text{ KN.m}$$

- le moment provoqué par la charge ( $N_s$ ) du garde corps :

$$M_{s1} = -q_{s1} \times l = -1,50 \times 1,4 = -2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{s2} = -q_{s2} \times H = -1 \times 1 = -1 \text{ KN.m}$$

- le moment total :

$$M_s = M_{qs} + M_{s1} + M_{s2} = -11,77 \text{ KN.m}$$

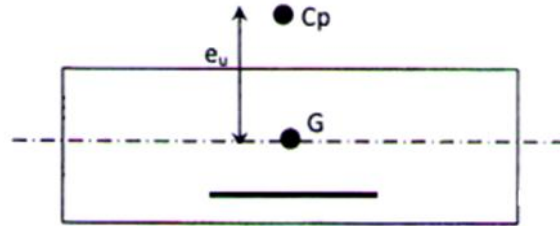
**b) Calcul de l'excentricité :**

Soit :  $e_u$  : l'excentricité.

$C_p$  : le centre de pression (position du point d'application de l'effort normal)

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

$$e_u = \frac{17,34}{1,50} = 11,56 \text{ m}$$



$$h/2 - c = (0,15 / 2) - 0,02 = 0,055 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e_u = 11,56 \text{ m} > (h / 2) - c = 0,055 \text{ m}$$

Le centre de pression se situe à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal (N) est un effort de compression, la section est donc partiellement comprimée (SPC) et sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues. On se ramènera ensuite à la flexion composée où la section réelle des armatures sera déterminée.

### c) Calcul des armatures en flexion simple :

#### - Moment fictif :

$$M_f = N_u \left( e_u + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,5 (11,56 + 0,055) = 17,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,42 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,72$$

$$\mu_b = 0,072 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{ la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,072 \Rightarrow \beta = 0,963$$

#### - Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{17,42 \times 10^3}{0,963 \times 13 \times 348}$$

$$A_f = 3,99 \text{ cm}^2$$

### d) Calcul en flexion composée :

- Section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A = 3,99 - \frac{1,5 \times 10}{348} = 3,95 \text{ cm}^2$$

Section adoptée:      **A = 4HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup>/ml**      **S<sub>t</sub> = 25 cm.**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit:      **A<sub>r</sub> = 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml**      **S<sub>t</sub> = 25cm**

### III.5.5 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (Article A.4.3-2-1 du BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23bdx \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{11,77}{1} = 1177 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} \times \frac{1177 - 0,455 \times 13}{1177 - 0,185 \times 13}$$

$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_{\text{calcul}} = 6,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Vérification au cisaillement :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

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

$$V_u = q_u \times l + q_{u1} + q_{u2} = 13,27 \times 1,4 + 2,03 + 1,5 = 22,11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22,11 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,17 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification de l'adhérence des barres :** (Article A.6.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 17,58 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,11 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 175,84} = 1,07 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,07 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'ancrage des barres :** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau_s} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,84} = 492,95 \text{ mm} \quad \text{on adopte : } l_s = 50 \text{ cm}$$

Pour les aciers HA, la longueur de recouvrement d'après le BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3)

$$\text{est : } l_a = 0,4 \times l_s$$

$$l_a = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'écartement des barres :**

- armatures principales :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- armatures de répartition :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**III.5.6 Vérifications à l'ELS :**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ (2/3) f_e ; \text{Max} [0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft_{28}}] \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 \text{ Mpa} ; \text{Max} [200 \text{ Mpa} ; 201,633 \text{ Mpa}] \} = 201,633 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 6,16}{100 \times 13} = 0,472 \Rightarrow \beta_1 = 0,896 \text{ et } K_1 = 33,08 \text{ (du tableau)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{11,77 \times 10^3}{0,896 \times 13 \times 6,16} = 164,03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 164,03 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Etat limite de résistance à la compression du béton :** (Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

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

- $\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

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

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 164,03 / 33,08 = 4,96 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :** (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,107 > \frac{8,67}{10 \times 8,67} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,16}{100 \times 13} = 0,0047 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :** les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

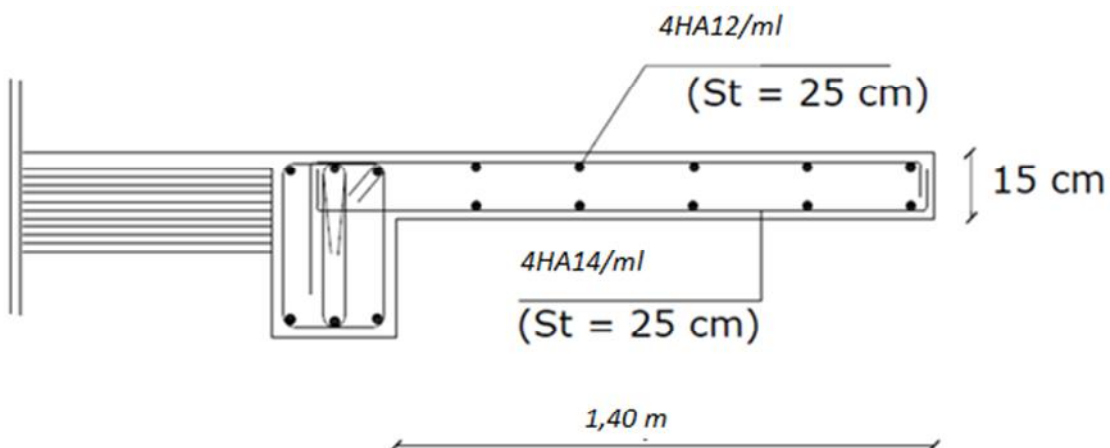
**Récapitulatif des sections d'aciers adoptées :**

- Section réelle des armatures :

$$A = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25\text{cm}$$



**Fig. III.5.2 :** Ferrailage de la dalle pleine .

# Chapitre IV

## Conterventements

**.Introduction :**

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

- Le type de la construction, c.-à-d. l'usage (ex. habitation).
- Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
- La zone sismique (ex. zone IIa).
- La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.
- Un **pré-dimensionnement (reste à vérifier)** offrant à la structure, une rigidité en élévation plus ou moins uniforme et une interaction verticale et horizontale admissible entre les voiles et les portiques.

## VI.1. Caractéristiques géométriques des voiles :

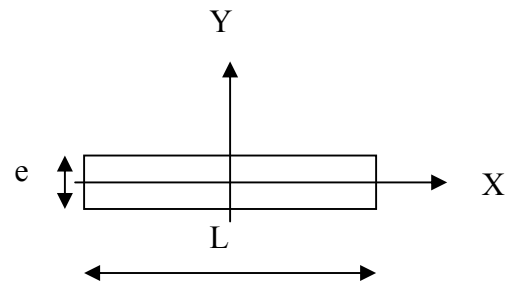
### VI.1.1. Inertie des voiles :

- Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \lll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)



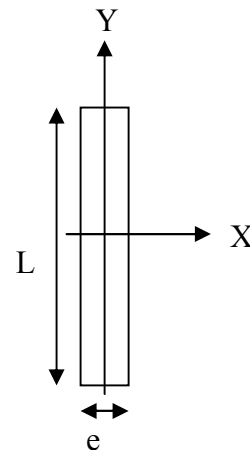
**Refend**

- Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \lll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)



**Refend**

### **Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveau ou la section des poteaux est de (30X30).

**Tableau VI.1** : Calcul de l'inertie des voiles sens transversal.

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme (m <sup>4</sup> )
S.SOL - 7	VT1	4,5	0,20	1,520	4,868
	VT2	3,8	0,20	0,914	
	VT3	3,8	0,20	0,914	
	VT4	4,5	0,20	1,520	

**Tableau VI.2** : Calcul de l'inertie des voiles sens longitudinal.

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme (m <sup>4</sup> )
S.SOL - 7	VL1	0,95	0,2	0,014	3,187
	VL2	0,95	0,2	0,014	
	VL3	2,80	0,2	0,366	
	VL4	0,95	0,2	0,014	
	VL5	0,95	0,2	0,014	
	VL7	5,20	0,2	2,343	
	VL9	0,95	0,2	0,014	
	VL10	0,95	0,2	0,014	
	VL11	2,80	0,2	0,366	
	VL12	0,95	0,2	0,014	
	VL13	0,95	0,2	0,014	

### **VI.1.1.1. 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 **(1)tonne**, par exemple, 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[m<sup>4</sup>]**, 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 refonds et pour les portiques.

### VI.1.1.2 Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie  $I = 1 \text{ [m}^4\text{]}$ , 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 (V.3), au dessous est donnée par :

$$f = \frac{S_i X_i}{EI}$$

Avec :

$S_i$  : surface du trapèze.

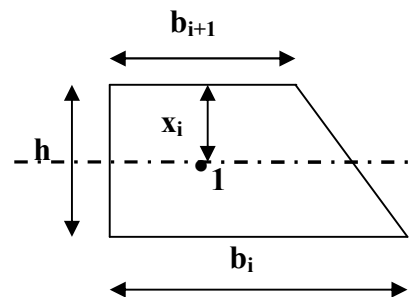
$X_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$

**Flèche dans les refonds (Moments des aires) :**



**Tableau VI.3 :** Flèche dans les refonds (Moments des aires)

Niveau	H(m)	b <sub>i</sub> (m)	b <sub>i+1</sub> (m)	d <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> × S <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	∑S <sub>i</sub> × d <sub>i</sub> = EI · f <sub>i</sub>
9	3,23	3,23	0,00	2,153	5,216	11,233	34074,140
8	3,23	9,69	3,23	1,884	20,866	39,315	39033,412
7	3,23	19,38	9,69	1,794	46,948	84,246	24031,998
6	3,23	32,30	19,38	1,750	83,463	146,026	19137,296
5	3,23	48,45	32,30	1,723	130,411	224,655	14450,399
4	3,23	67,83	48,45	1,705	187,792	320,134	10106,102
3	3,23	90,44	67,83	1,692	255,606	432,461	6272,895
2	3,23	116,28	90,44	1,682	333,853	561,638	3152,968
1	3,80	145,92	116,28	1,972	498,180	982,209	982,209

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{982,209}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{3152,968}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{6272,895}{EI}$$

$$f_4 = \frac{10106,102}{EI} \quad f_5 = \frac{14450,399}{EI} \quad f_6 = \frac{19137,296}{EI} \quad f_7 = \frac{24031,998}{EI}$$

$$f_8 = \frac{29033,412}{EI} \quad f_9 = \frac{34074,140}{EI}$$

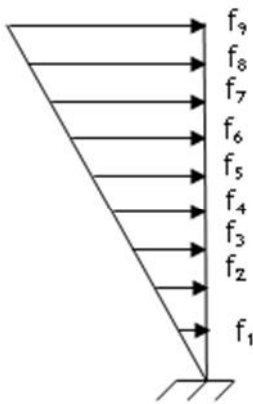


Fig VI.1 : Schématisation de la flèche.

## VI.2. Calcul du déplacement des portiques :

❖ La translation est donnée par :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h \text{ Avec :}$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{p_n}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}.$$

$h$  : Hauteur d'étage considéré en (m)

$\sum K_{p_n}$  : Somme des raideurs des poteaux au niveau « n » en (m<sup>3</sup>).

$$\sum K_{p_n} = \sum \frac{I_{p_n}}{h} ;$$

$I_{p_n}$  : Inertie des poteaux du niveau « n ».

$M_n$  : Moment d'étage en (KN.m).

$$M_n = T_n \times h ;$$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

❖ **La rotation est donnée par :**

**Pour les niveaux supérieurs :**

$$E\theta_{\text{sup}} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_t} .$$

**Pour le premier niveau :**

$$E\theta_{1er} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p2}} \quad (\text{Poteau encasté à sa base}).$$

$\sum K_{t_n}$  : Somme des raideurs des poutres au niveau « n » en (m<sup>3</sup>).

$$\sum K_{t_n} = \sum \frac{I_{t_n}}{L} ;$$

$I_{t_n}$  : Inertie des poutres du niveau « n ».

$L$  : Portée libre des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont **résumées** dans les tableaux suivants.

## INERTIE FICTIVE DES PORTIQUE LONGITUDINAUX

niv	portique	$M_{n+1}$	$M_n$	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_n \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_n \times 10^3$	$EF_i$	$I_{eiy}(m^4)$	$\Sigma I_{eiy}(m^4)$
9	A-A	0	3,23	1,253	2,278	0,059	0,333	1,076	28,679	64216,676	2,239	11,932
	B-B	0	3,23	1,253	2,278	0,059	0,333	1,076	28,679		1,847	
	C-C	0	3,23	4,179	0,438	0,307	0,679	2,193	94,644		1,847	
	D-D	0	3,23	1,253	2,278	0,059	0,333	1,076	27,842		1,847	
	E-E	0	3,23	1,253	2,278	0,059	0,333	1,076	27,842		1,847	
	F-F	0	3,23	1,253	2,278	0,059	0,333	1,076	27,842		2,306	
8	A-A	3,23	6,46	1,253	2,278	0,177	0,666	2,151	27,604	56508,649	2,047	10,812
	B-B	3,23	6,46	1,253	2,278	0,177	0,666	2,151	27,604		1,664	
	C-C	3,23	6,46	4,179	0,438	0,922	1,358	4,386	92,451		1,664	
	D-D	3,23	6,46	1,253	2,278	0,177	0,666	2,151	26,767		1,664	
	E-E	3,23	6,46	1,253	2,278	0,177	0,666	2,151	26,767		1,664	
	F-F	3,23	6,46	1,253	2,278	0,177	0,666	2,151	26,767		2,111	
7	A-A	6,46	9,69	1,253	2,278	0,295	0,948	3,063	25,453	48834,050	1,919	9,9392216
	B-B	6,46	9,69	1,253	2,278	0,295	0,948	3,063	25,453		1,509	
	C-C	6,46	9,69	4,179	0,438	1,536	2,027	6,548	88,065		1,509	
	D-D	6,46	9,69	1,253	2,278	0,295	0,948	3,063	24,616		1,509	
	E-E	6,46	9,69	1,253	2,278	0,295	0,948	3,063	24,616		1,509	
	F-F	6,46	9,69	1,253	2,278	0,295	0,948	3,063	24,616		1,984	
6	A-A	9,69	12,92	2,323	3,019	0,312	0,820	2,649	22,390	41250,184	1,842	9,2658883
	B-B	9,69	12,92	2,323	3,019	0,312	0,820	2,649	22,390		1,377	
	C-C	9,69	12,92	7,743	0,442	2,131	2,575	8,317	81,517		1,377	
	D-D	9,69	12,92	2,323	3,019	0,312	0,820	2,649	21,553		1,377	
	E-E	9,69	12,92	2,323	3,019	0,312	0,820	2,649	21,553		1,377	

	<i>F-F</i>	9,69	12,92	2,323	3,019	0,312	0,820	2,649	21,553		1,914	
<b>5</b>	<i>A-A</i>	12,92	16,15	2,323	3,019	0,401	1,025	3,311	19,741	33843,009	1,714	8,3968216
	<i>B-B</i>	12,92	16,15	2,323	3,019	0,401	1,025	3,311	19,741		1,223	
	<i>C-C</i>	12,92	16,15	7,743	0,442	2,740	3,219	10,396	73,200		1,223	
	<i>D-D</i>	12,92	16,15	2,323	3,019	0,401	1,025	3,311	18,904		1,223	
	<i>E-E</i>	12,92	16,15	2,323	3,019	0,401	1,025	3,311	18,904		1,223	
	<i>F-F</i>	12,92	16,15	2,323	3,019	0,401	1,025	3,311	18,904		1,790	
<b>4</b>	<i>A-A</i>	16,15	19,38	2,323	3,019	0,490	1,226	3,960	16,430	26727,135	1,627	7,6473049
	<i>B-B</i>	16,15	19,38	2,323	3,019	0,490	1,226	3,960	16,430		1,077	
	<i>C-C</i>	16,15	19,38	7,743	0,442	3,349	3,845	12,418	62,804		1,077	
	<i>D-D</i>	16,15	19,38	2,323	3,019	0,490	1,226	3,960	15,593		1,077	
	<i>E-E</i>	16,15	19,38	2,323	3,019	0,490	1,226	3,960	15,593		1,077	
	<i>F-F</i>	16,15	19,38	2,323	3,019	0,490	1,226	3,960	15,593		1,714	
<b>3</b>	<i>A-A</i>	19,38	22,61	3,963	3,064	0,571	1,090	3,522	12,470	20045,827	1,608	7,0758342
	<i>B-B</i>	19,38	22,61	3,963	3,064	0,571	1,090	3,522	12,470		0,936	
	<i>C-C</i>	19,38	22,61	3,963	0,446	3,923	4,700	15,181	50,385		0,936	
	<i>D-D</i>	19,38	22,61	3,963	3,064	0,571	1,090	3,522	11,633		0,936	
	<i>E-E</i>	19,38	22,61	3,963	3,064	0,571	1,090	3,522	11,633		0,936	
	<i>F-F</i>	19,38	22,61	3,963	3,064	0,571	1,090	3,522	11,633		1,723	
<b>2</b>	<i>A-A</i>	22,61	25,84	3,963	3,064	0,659	1,369	4,422	8,948	13970,998	1,561	6,4879286
	<i>B-B</i>	22,61	25,84	3,963	3,064	0,659	1,369	4,422	8,948		0,801	
	<i>C-C</i>	22,61	25,84	3,963	0,446	4,526	5,398	17,436	35,204		0,801	
	<i>D-D</i>	22,61	25,84	3,963	3,064	0,659	1,250	4,038	8,111		0,801	
	<i>E-E</i>	22,61	25,84	3,963	3,064	0,659	1,250	4,038	8,111		0,801	
	<i>F-F</i>	22,61	25,84	3,963	3,064	0,659	1,250	4,038	8,111		1,722	
<b>1</b>	<i>A-A</i>	25,84	29,64	3,555	2,329	0,993	1,191	4,526	4,526	8703,219	1,923	6,3641384

	<b>B-B</b>	25,84	29,64	3,555	2,329	0,993	1,191	4,526	4,526		0,630	
	<b>C-C</b>	25,84	29,64	1,185	0,446	5,183	4,676	17,769	17,769		0,630	
	<b>D-D</b>	25,84	29,64	3,555	3,064	0,754	1,072	4,074	4,074		0,630	
	<b>E-E</b>	25,84	29,64	3,555	3,064	0,754	1,072	4,074	4,074		0,630	
	<b>F-F</b>	25,84	29,64	3,555	3,064	0,754	1,072	4,074	4,074		1,923	

**INERTIE FICTIVE DES PORTIQUE TRANSVERSAUX**

<i>niv</i>	<i>portique</i>	$M_{n+1}$	$M_n$	$K_{poteaux} \times 10^3$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^3$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_n \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_n \times 10^3$	$EF_i$	$I_{eiy} (m^4)$	$\Sigma I_{eiy} (m^4)$
<b>9</b>	<b>A-A</b>	0	3,23	1,045	1,324	0,102	0,461	1,489	45,511	64216,676	1,411	10,208
	<b>B-B</b>	0	3,23	1,045	1,324	0,102	0,461	1,489	45,511		1,847	
	<b>C-C</b>	0	3,23	1,253	2,345	0,057	0,330	1,065	30,354		1,847	
	<b>D-D</b>	0	3,23	1,253	2,345	0,057	0,330	1,065	29,491		1,847	
	<b>E-E</b>	0	3,23	1,045	1,324	0,102	0,461	1,489	45,511		1,847	
	<b>F-F</b>	0	3,23	1,045	1,324	0,102	0,461	1,489	45,511		1,411	
<b>8</b>	<b>A-A</b>	3,23	6,46	1,045	1,324	0,305	0,922	2,977	44,022	56508,649	1,284	9,221
	<b>B-B</b>	3,23	6,46	1,045	1,324	0,305	0,922	2,977	44,022		1,664	
	<b>C-C</b>	3,23	6,46	1,253	2,345	0,172	0,659	2,129	29,290		1,664	
	<b>D-D</b>	3,23	6,46	1,253	2,345	0,172	0,659	2,129	28,426		1,664	
	<b>E-E</b>	3,23	6,46	1,045	1,324	0,305	0,922	2,977	44,022		1,664	
	<b>F-F</b>	3,23	6,46	1,045	1,324	0,305	0,922	2,977	44,022		1,284	
<b>7</b>	<b>A-A</b>	6,46	9,69	1,045	1,324	0,508	1,378	4,451	41,045	48834,050	1,190	8,4162705
	<b>B-B</b>	6,46	9,69	1,045	1,324	0,508	1,378	4,451	41,045		1,509	
	<b>C-C</b>	6,46	9,69	1,253	2,345	0,287	0,985	3,181	27,161		1,509	

	D-D	6,46	9,69	1,253	2,345	0,287	0,985	3,181	26,297		1,509	
	E-E	6,46	9,69	1,045	1,324	0,508	1,378	4,451	41,045		1,509	
	F-F	6,46	9,69	1,045	1,324	0,508	1,378	4,451	41,045		1,190	
6	A-A	9,69	12,92	1,936	1,341	0,703	1,359	4,390	36,594	41250,184	1,127	7,7641436
	B-B	9,69	12,92	1,936	1,341	0,703	1,359	4,390	36,594		1,377	
	C-C	9,69	12,92	2,323	2,394	0,394	0,913	2,950	23,980		1,377	
	D-D	9,69	12,92	2,323	2,394	0,394	0,913	2,950	23,117		1,377	
	E-E	9,69	12,92	1,936	1,341	0,703	1,359	4,390	36,594		1,377	
	F-F	9,69	12,92	1,936	1,341	0,703	1,359	4,390	36,594		1,127	
5	A-A	12,92	16,15	1,936	1,341	0,903	1,699	5,487	32,204	33843,009	1,051	6,9940074
	B-B	12,92	16,15	1,936	1,341	0,903	1,699	5,487	32,204		1,223	
	C-C	12,92	16,15	2,323	2,394	0,506	1,142	3,687	21,030		1,223	
	D-D	12,92	16,15	2,323	2,394	0,506	1,142	3,687	20,167		1,223	
	E-E	12,92	16,15	1,936	1,341	0,903	1,699	5,487	32,204		1,223	
	F-F	12,92	16,15	1,936	1,341	0,903	1,699	5,487	32,204		1,051	
4	A-A	16,15	19,38	1,936	1,341	1,104	2,030	6,558	26,717	26727,135	1,000	6,3072535
	B-B	16,15	19,38	1,936	1,341	1,104	2,030	6,558	26,717		1,077	
	C-C	16,15	19,38	2,323	2,394	0,618	1,362	4,400	17,343		1,077	
	D-D	16,15	19,38	2,323	2,394	0,618	1,362	4,400	16,480		1,077	
	E-E	16,15	19,38	1,936	1,341	1,104	2,030	6,558	26,717		1,077	
	F-F	16,15	19,38	1,936	1,341	1,104	2,030	6,558	26,717		1,000	
3	A-A	19,38	22,61	3,302	1,358	1,288	1,958	6,325	20,159	20045,827	0,994	5,7339376
	B-B	19,38	22,61	3,302	1,358	1,288	1,958	6,325	20,159		0,936	
	C-C	19,38	22,61	3,963	2,445	0,716	1,246	4,025	12,943		0,936	
	D-D	19,38	22,61	3,963	2,445	0,716	1,246	4,025	12,080		0,936	
	E-E	19,38	22,61	3,302	1,358	1,288	1,958	6,325	20,159		0,936	

	<i>F-F</i>	19,38	22,61	3,302	1,358	1,288	1,958	6,325	20,159		0,994	
<b>2</b>	<i>A-A</i>	22,61	25,84	3,302	1,358	1,487	2,247	7,256	13,834	13970,998	1,010	5,2239339
	<i>B-B</i>	22,61	25,84	3,302	1,358	1,487	2,247	7,256	13,834		0,801	
	<i>C-C</i>	22,61	25,84	3,963	2,445	0,826	1,389	4,487	8,919		0,801	
	<i>D-D</i>	22,61	25,84	3,963	2,445	0,826	1,389	4,487	8,055		0,801	
	<i>E-E</i>	22,61	25,84	3,302	1,358	1,487	2,247	7,256	13,834		0,801	
	<i>F-F</i>	22,61	25,84	3,302	1,358	1,487	2,247	7,256	13,834		1,010	
<b>1</b>	<i>A-A</i>	25,84	29,64	2,807	1,358	1,702	1,731	6,578	6,578	8703,219	1,323	5,16446333
	<i>B-B</i>	25,84	29,64	2,807	1,358	1,702	1,731	6,578	6,578		0,630	
	<i>C-C</i>	25,84	29,64	3,368	2,67	0,866	1,166	4,432	4,432		0,630	
	<i>D-D</i>	25,84	29,64	3,368	2,67	0,866	1,166	4,432	4,432		0,630	
	<i>E-E</i>	25,84	29,64	2,807	1,358	1,702	1,731	6,578	6,578		0,630	
	<i>F-F</i>	25,84	29,64	2,807	1,358	1,702	1,731	6,578	6,578		1,323	

## VI.3 Interprétation des résultats :

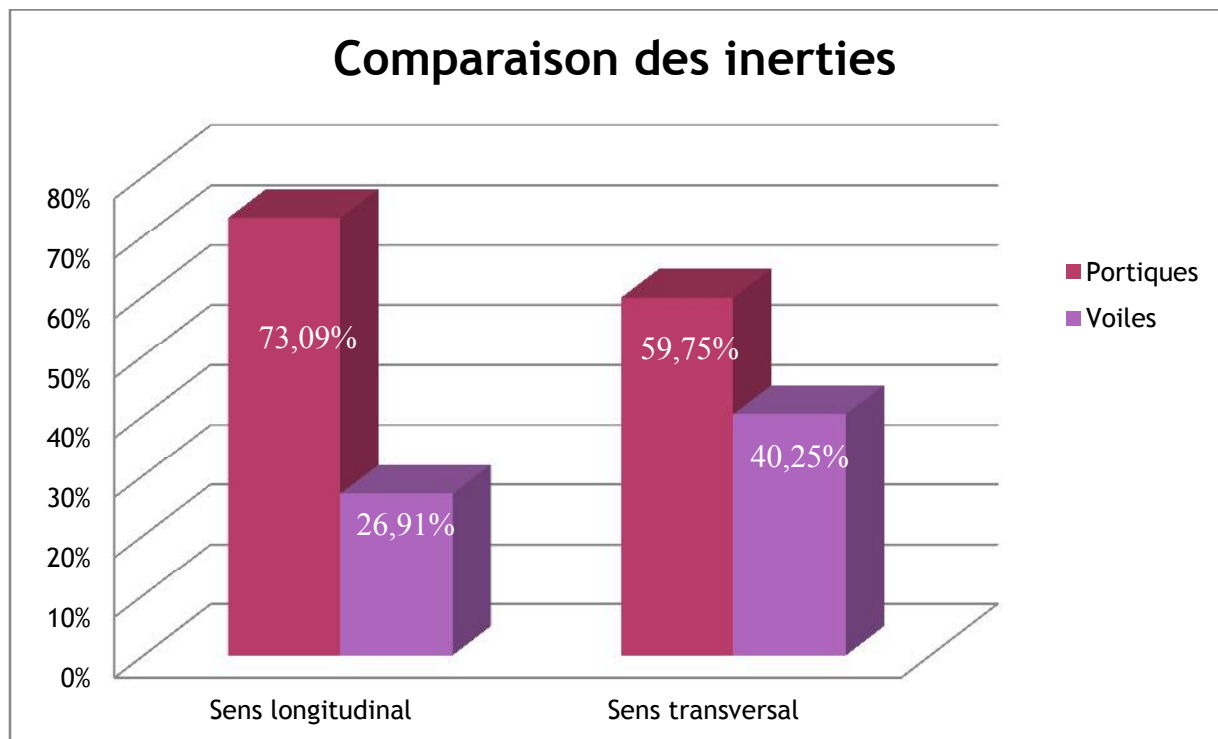
### VI.3.1 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.**

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	8,658	73,09%
Voiles	3,187	26,91%
Voiles+Portiques	11,845	100%

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.**

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage(%)
Portiques	7,226	59,75%
Voiles	4,868	40,25%
Voiles+Portiques	12,094	100%



➤ **Conclusion :**

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement  $R=5$  (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

**Rappel :**

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

# Chapitre V

## Etude dynamique

## **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 appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté.

Pour cela, les ingénieurs essayant 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.

## **V.1 Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)**

En raison de la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique. 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.

L'*ETABS* est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

L'*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 détermination 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.). Il permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels

(AUTOCAD, SAP2000...)

## **V.2 Choix de la méthode de calcul :**

### **V.2.1 Méthodes utilisables :**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, se fait à l'aide des deux méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

# Chapitre VI

## Ferraillage des éléments structuraux

**VI) Ferrailage des éléments structuraux :**

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent (**Résultats d'étude aux chargements**) ; On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux ;

**VI-1 Ferrailage des Poteaux:****a) Armatures longitudinales :**

D'après le (**RPA99ver2003/Art7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

✓ Leur pourcentage minimal sera de :

-0,8% en zone II  $\Rightarrow A_{\min}=0.008(bxh)$ .

- S-S, RDC étage 1  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\min}=0.008(40x40)=12.80 \text{ cm}^2$ .
- Étages (2, 3, 4)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\min}=0.008(35x35)=09.80 \text{ cm}^2$ .
- Étages (5, 6, 7, 8)  $\rightarrow (30x30) \Rightarrow A_{\min}=0.008(30x30)= 07.20 \text{ cm}^2$ .

✓ Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante :

- S-S et RDC étage 1  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\max}= 0.04 (40x40) = 64.00 \text{ cm}^2$ .
- Étages (2,3,4)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\max}= 0.04 (35x35) = 49.00 \text{ cm}^2$ .
- Étages (5,6,7,8)  $\rightarrow (30x30) \Rightarrow A_{\max}= 0.04 (30x30) = 36.00 \text{ cm}^2$ .

- 6% en zone de recouvrement :

- S-S RDC étage 1  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\max}= 0.06 (40x40) = 96.00 \text{ cm}^2$ .
- Étages (2,3,4)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\max}= 0.06 (35x35) = 73.50 \text{ cm}^2$ .
- Étages (5,6,7,8)  $\rightarrow (30x30) \Rightarrow A_{\max}= 0.06 (30x30) = 54.00 \text{ cm}^2$ .

✓ Le diamètre minimum est de 12mm

✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40 \phi$  en zone II.

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

❖ 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

## **Introduction**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

### ➤ **Les combinaisons de calcul**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, 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
- \*  $G+Q\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003
- \*  $0,8G\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003

## **VI.2.1 Recommandation du RPA version 2003 :**

### a) **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ ***Zone courante :***

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 40 \text{ cm}^2$$

⇒ ***Zone de recouvrement :***

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 60 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de :  $40 \Phi$  (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

### b) **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

**VI-3 Ferrailage des voiles :****Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Zone I ⇒ S-Sol, RDC, étage 1

Zone II ⇒ Étages (2,3,4)

Zone III ⇒ Étages (5,6,7,8)

**VI 3.1 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier *résultat d'étude aux chargements*.

# Chapitre VII

## Mur de soutènement

## **Introduction :**

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles isolées.
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers.

- **Fondation profondes**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

# Chapitre VIII

## Etude de l'infrastructure

### **Introduction :**

Le mur de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place ;dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des pousses des terres .

### **Pré-dimensionnement du mur de soutènement :**

Le mur plaque sera considère comme un ensemble de dalle continues.

D'après le RPA 99/version 2003 (Art 7.7.1) l'épaisseur minimal du mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

#### **a) Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

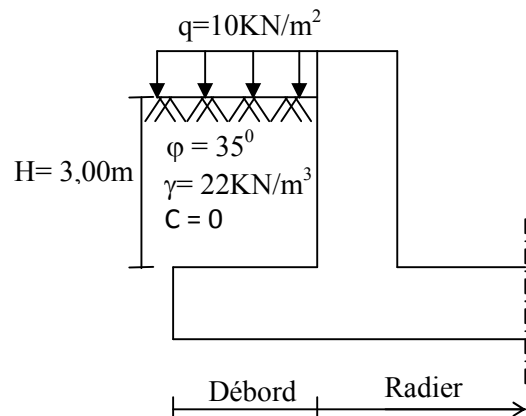
$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,52 \text{ (pour le sable)}$$

Avec :  $K_0$  : Coefficient des poussées des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne

#### **b) Caractéristiques du sol :**

- Surcharges éventuelles  $q = 10 \text{ KN / m}^2$
- Poids volumique des terres  $\gamma = 22 \text{ KN / m}^3$
- Angle de frottement interne  $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion  $C = 0$



**Figure VIII.1 :** Schéma statique du mur plaque.

# **Conclusion générale**

# Conclusion

*La présente étude nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.*

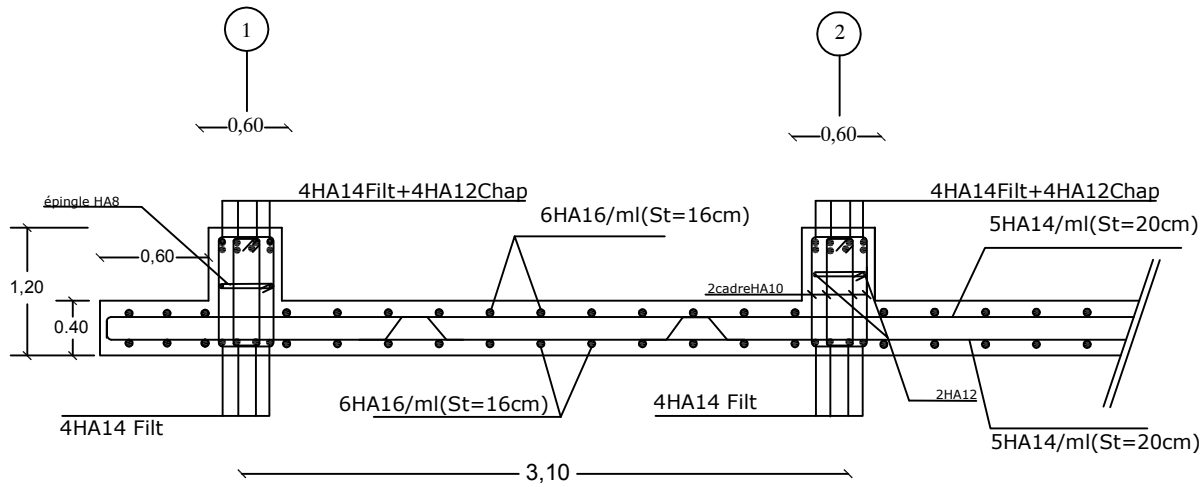
*Suite a cela, ce modeste travail nous à permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.*

*Ce travail nous à incité à ce documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.*

*En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un rapport et support pour les promotions a venir.*

# BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.**
- **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton arme ALBERT FUENTES.**
- **Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés Jean- Pierre Mougin.**
- **Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).**
- **Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.**
- **DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.**
- **Cour et TD des années de spécialité.**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**



Ferrailage du radier

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WELATI DE TIZ OUCOUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Mr. MESSAOUDIENE Mourad Mr. MESSAOUDI Sofiane	Dirigé par Mr. MISSOUM
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILAGE DU RADIER	ECHELLE: 1/50 DATE: Sep 2013 PLANCHER N° 16

