

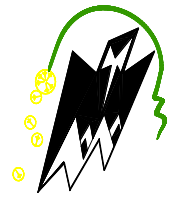
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.*

*Option : construction civile et industrielle.*

## THÈME

**Etude d'un bâtiment (R+8+S-SOL) à usage  
d'habitation, bureaux et commercial  
Contreventée par des voiles en béton armée.**

**Réalisé par :**  
**M<sup>r</sup> : AMMI RAFIK**

**Encadré par :**  
**Mme CHERIFI.**

*Année 2017/2018*

# DÉDICACES

*Je dédie ce travail :*

*A Mes très chers parents*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

*Merci infiniment*

*A Mes chers Pères : Salim, Hassen et Hakim*

*A Mes chères Sœurs : Salima, Rabia, Sonia et Assia*

*A toute ma Famille sans exception ( Famille A.M.M.I et M.ZOUZ)*

*A tous mes amis et particulièrement : Ramdane, yacine, Moumouh, Nacer, Said, Happy, Nabile, Amine, Balich, Marzouk, Youcef, Mouloud et Aissa*

*A toute la promotion de génie civil (2017/2018)*

*A.M.M.I Rafik*

# REMERCIEMENTS

*Au premier lieu, je remercie dieu le tous puissant.*

*En second, mes chers parents de m'avoir aidé pour arriver au  
terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs  
Années d'études.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération  
particulière que je remercie ma promotrice Mme CHERIFI  
qui représente pour moi le guide et l'exemple du sérieux dans  
le travail et du savoir dans ce domaine.*

*Je remercie tous les enseignants qui ont contribué à ma  
formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé  
à la réalisation de ce travail, sans oublier le Personnel de la  
bibliothèque.*

*Je remercie aussi les membres de jury qui me font l'honneur  
de juger ce modeste travail.*

# Sommaire

## Sommaire

### *Introduction générale*

<i>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....</i>	<i>Page 01</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....</i>	<i>Page 10</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.....</i>	<i>Page 24</i>
✚ <i>III-1-Plancher.....</i>	<i>Page 24</i>
✚ <i>III-2-Escaliers.....</i>	<i>Page 51</i>
✚ <i>III-3-Acrotère.....</i>	<i>Page 87</i>
✚ <i>III-4-Balcons.....</i>	<i>Page 93</i>
✚ <i>III-5-Porte à faux.....</i>	<i>Page 99</i>
✚ <i>III-6-Salle machine.....</i>	<i>Page 105</i>
<i>Chapitre IV : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA....</i>	<i>Page115</i>
<i>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.....</i>	<i>Page 142</i>
✚ <i>V-1-Ferrailage des poteaux.....</i>	<i>Page 142</i>
✚ <i>V-2-Ferrailage des poutres.....</i>	<i>Page 155</i>
✚ <i>V-3-Ferrailage des voiles.....</i>	<i>Page 164</i>
<i>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....</i>	<i>Page 176</i>
<i>Chapitre VII : Etude de mur plaque.....</i>	<i>Page 207</i>
<i>Conclusion</i>	
<i>Bibliographie</i>	

# Introduction

## Introduction

*L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.*

*Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.*

*En effet l'ingénieur est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.*

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

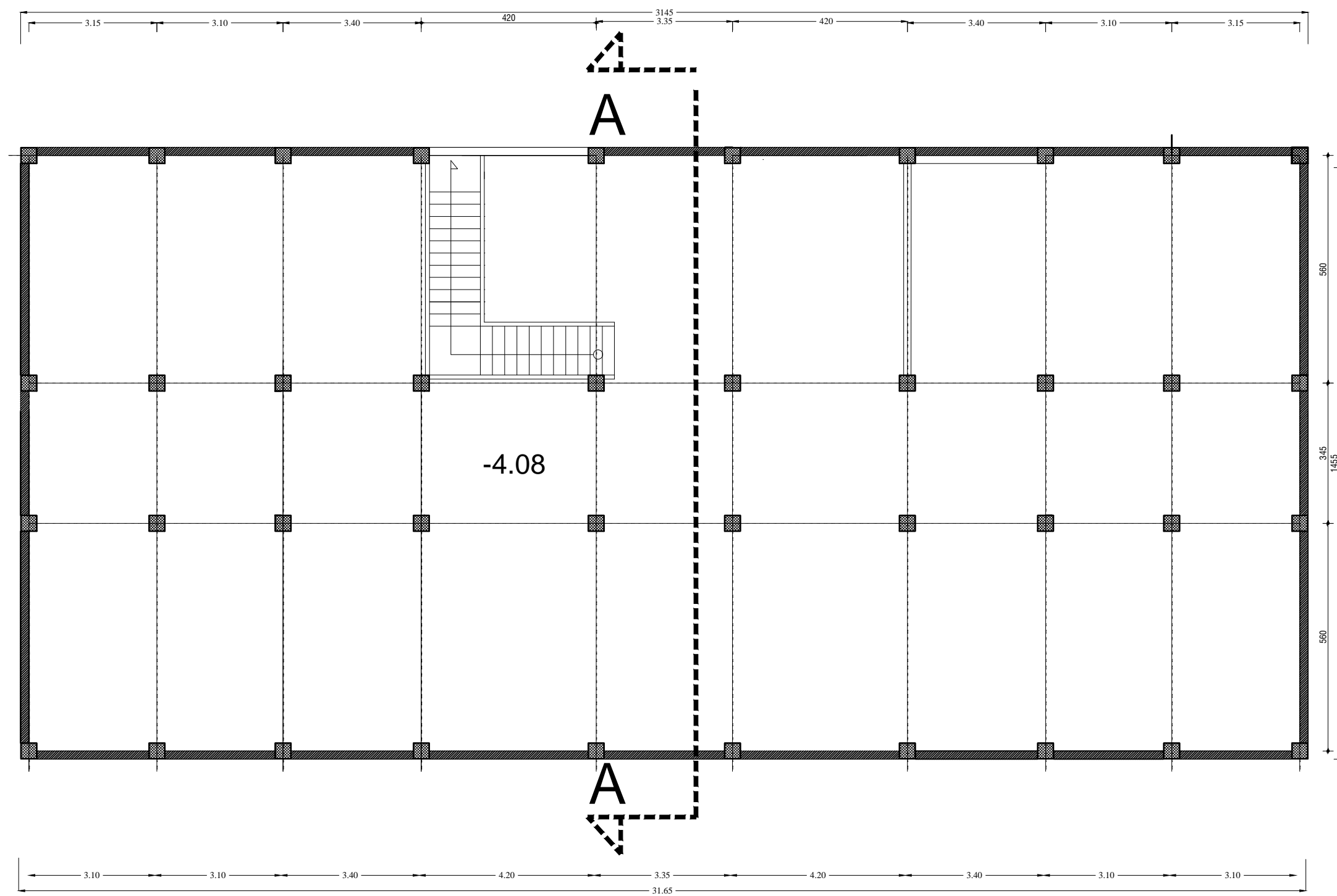
*Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portante du sol ainsi que les contraintes architecturales.*

*Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant mon cursus, j'ai choisi le calcul des éléments structurants d'un bâtiment (R+8+S-SOL) contreventé par voiles qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi assurer la sécurité des usagers, pour cela mes calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :*

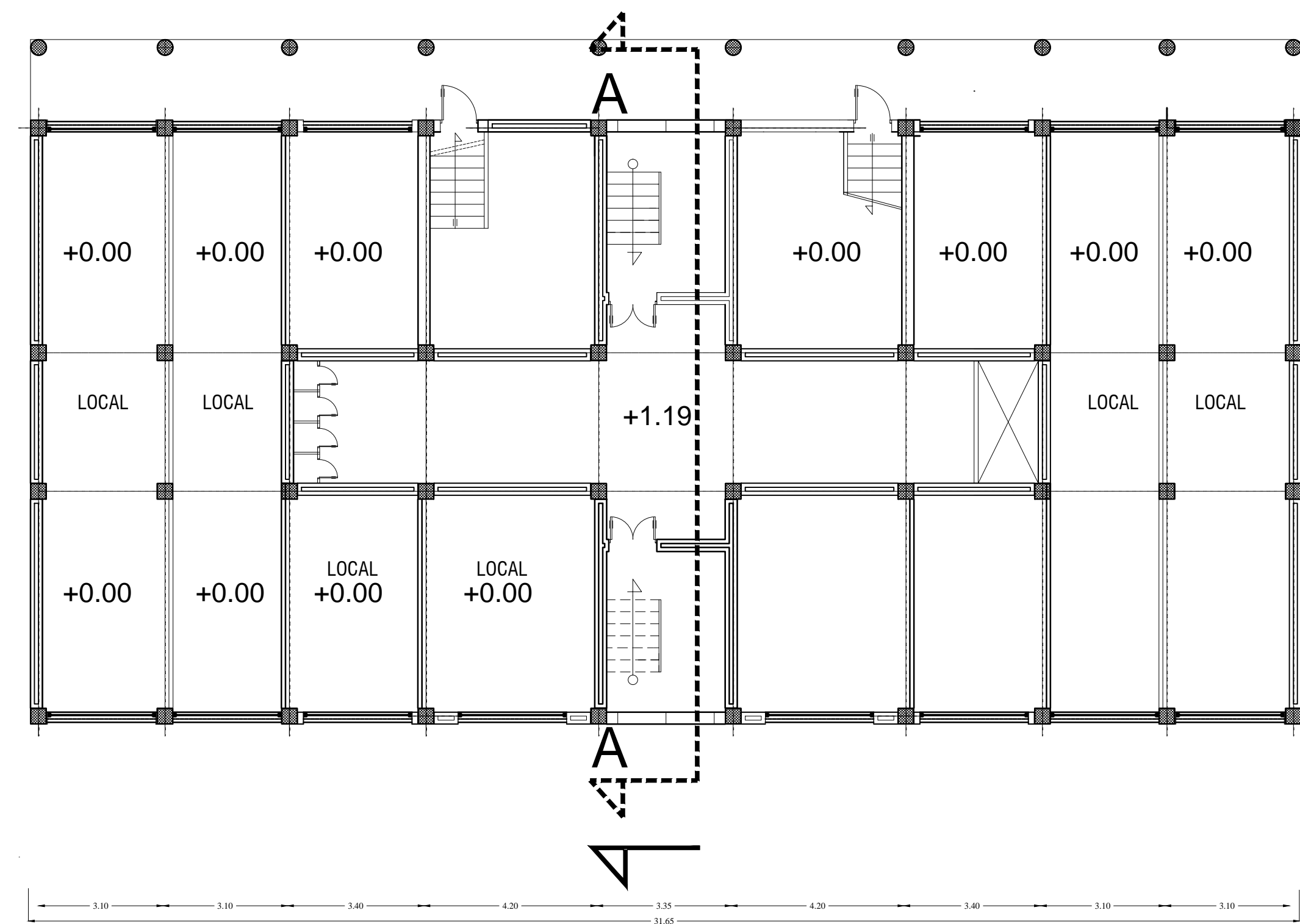
➤ *Le règlement parasismique algérien (RPA99/Version 2003).*

➤ *Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).*

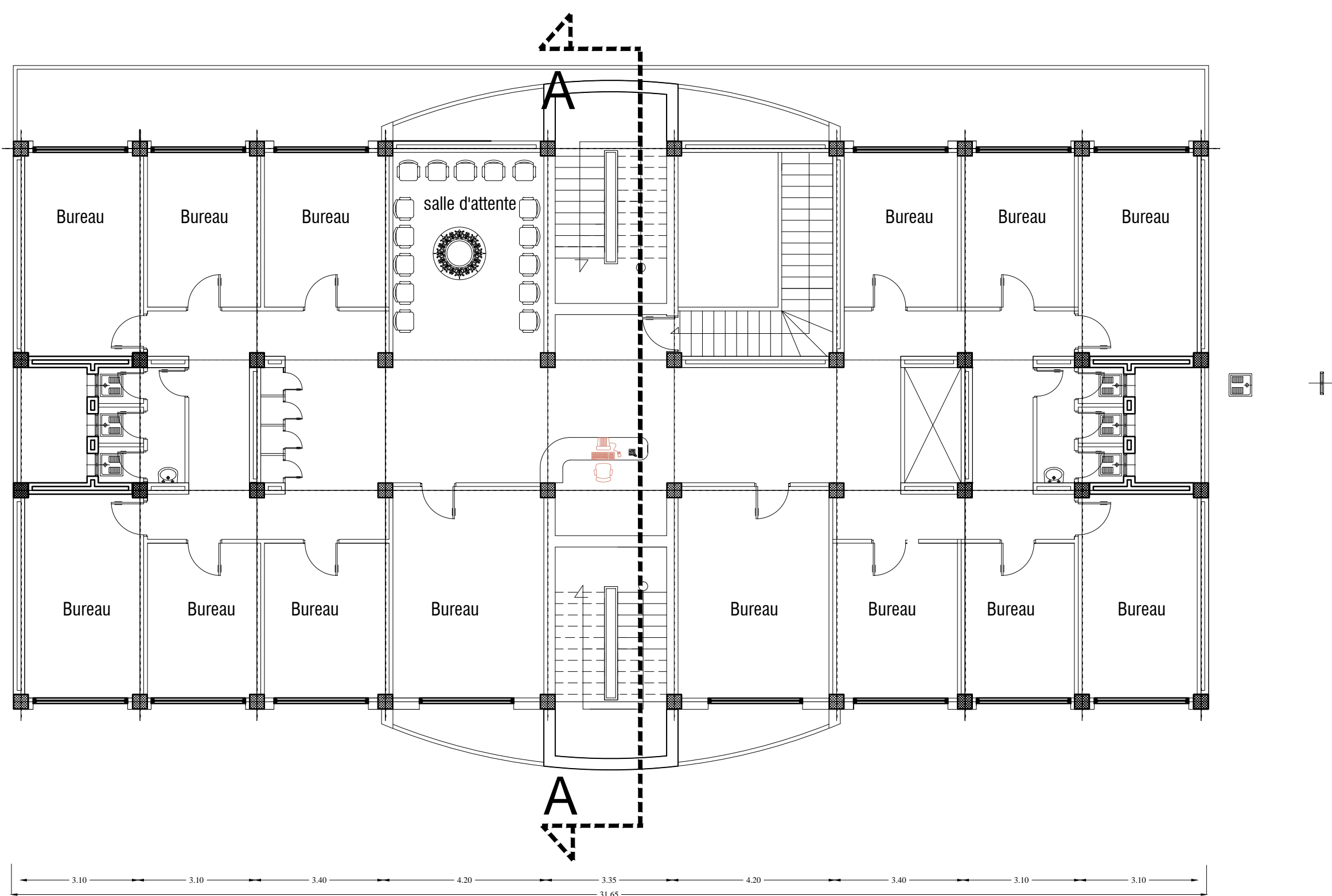
# PLANS D'ARCHITECTURE



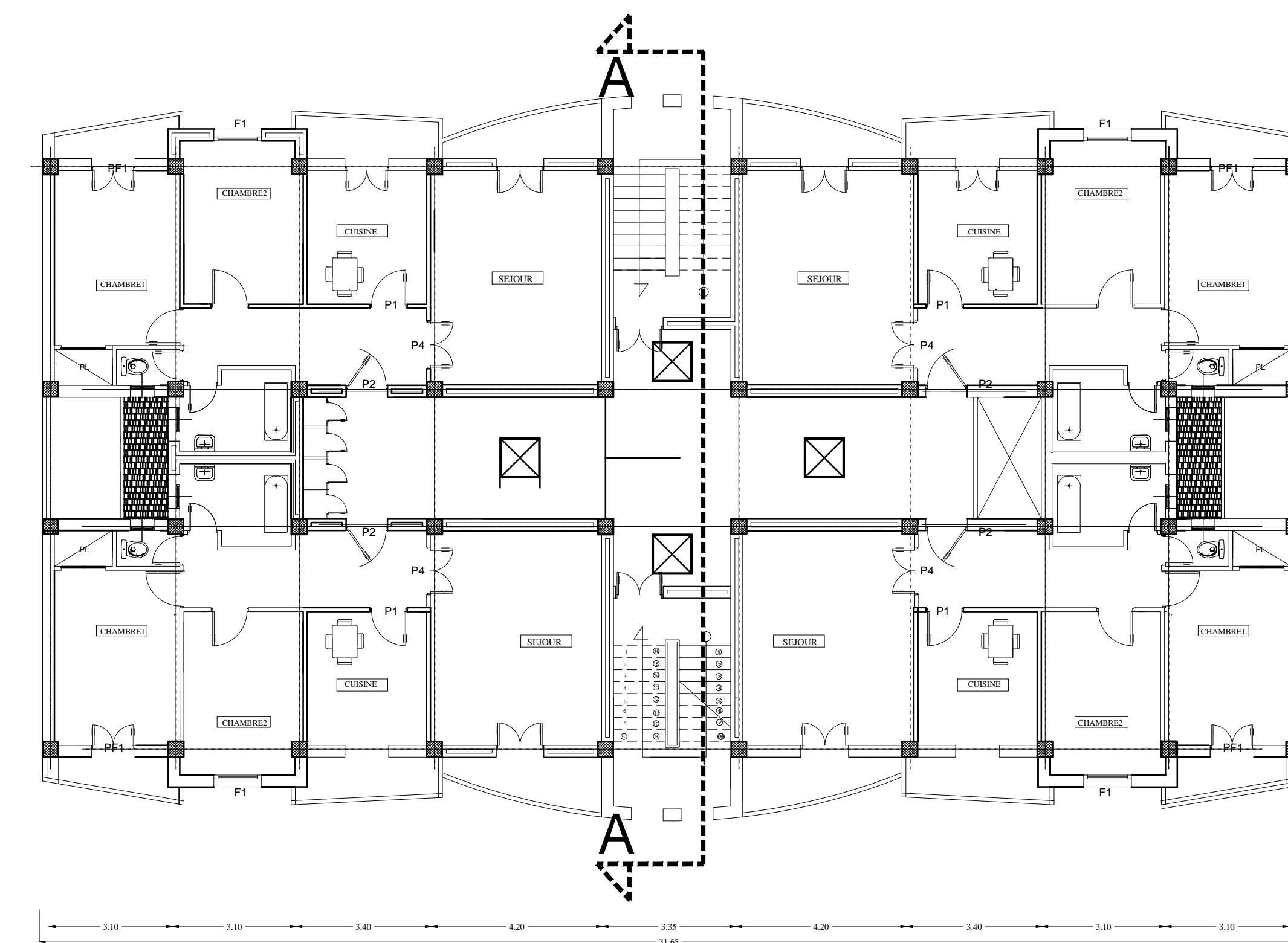
NIVEAU S-SOUL



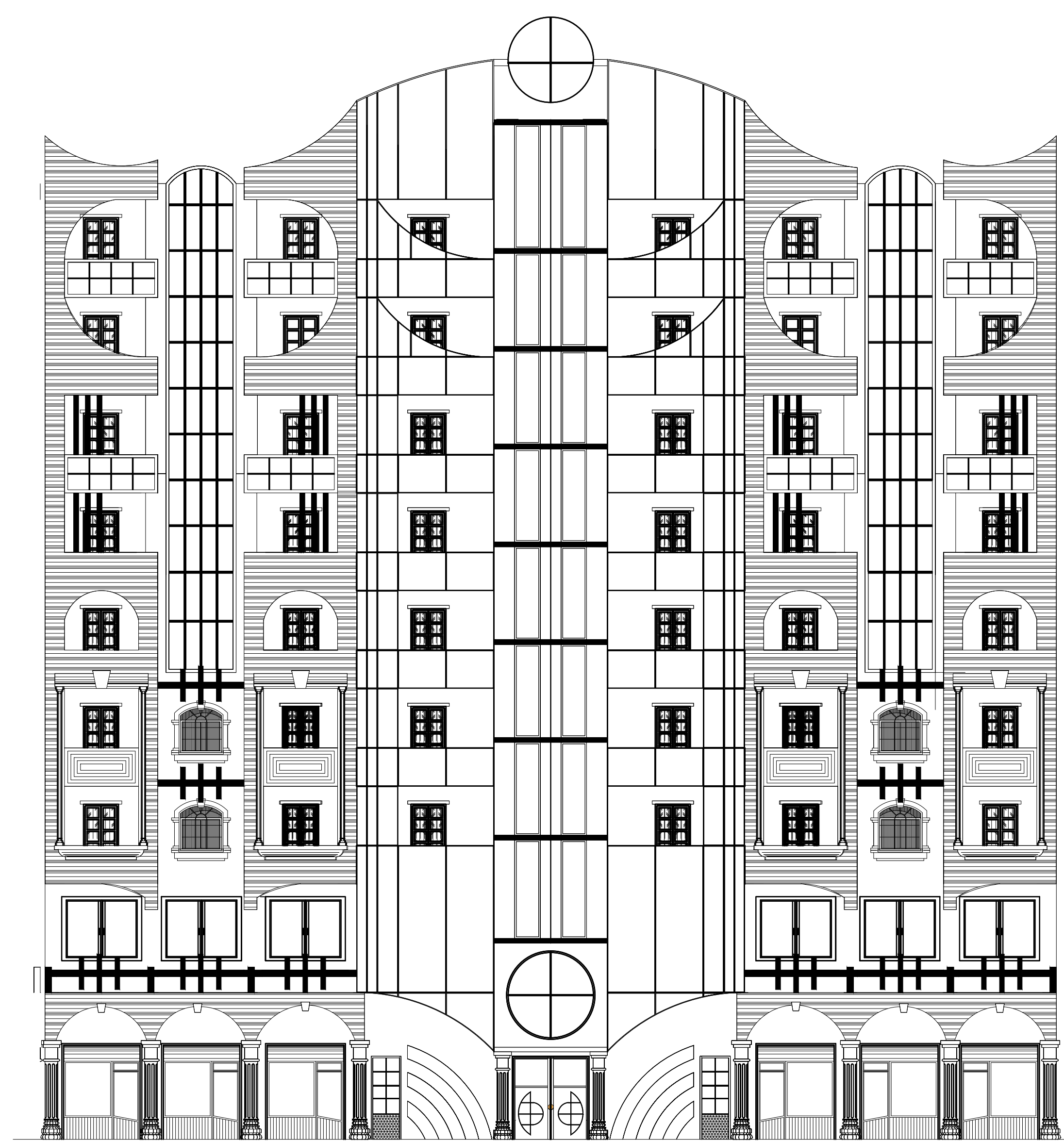
PLAN R.D.C



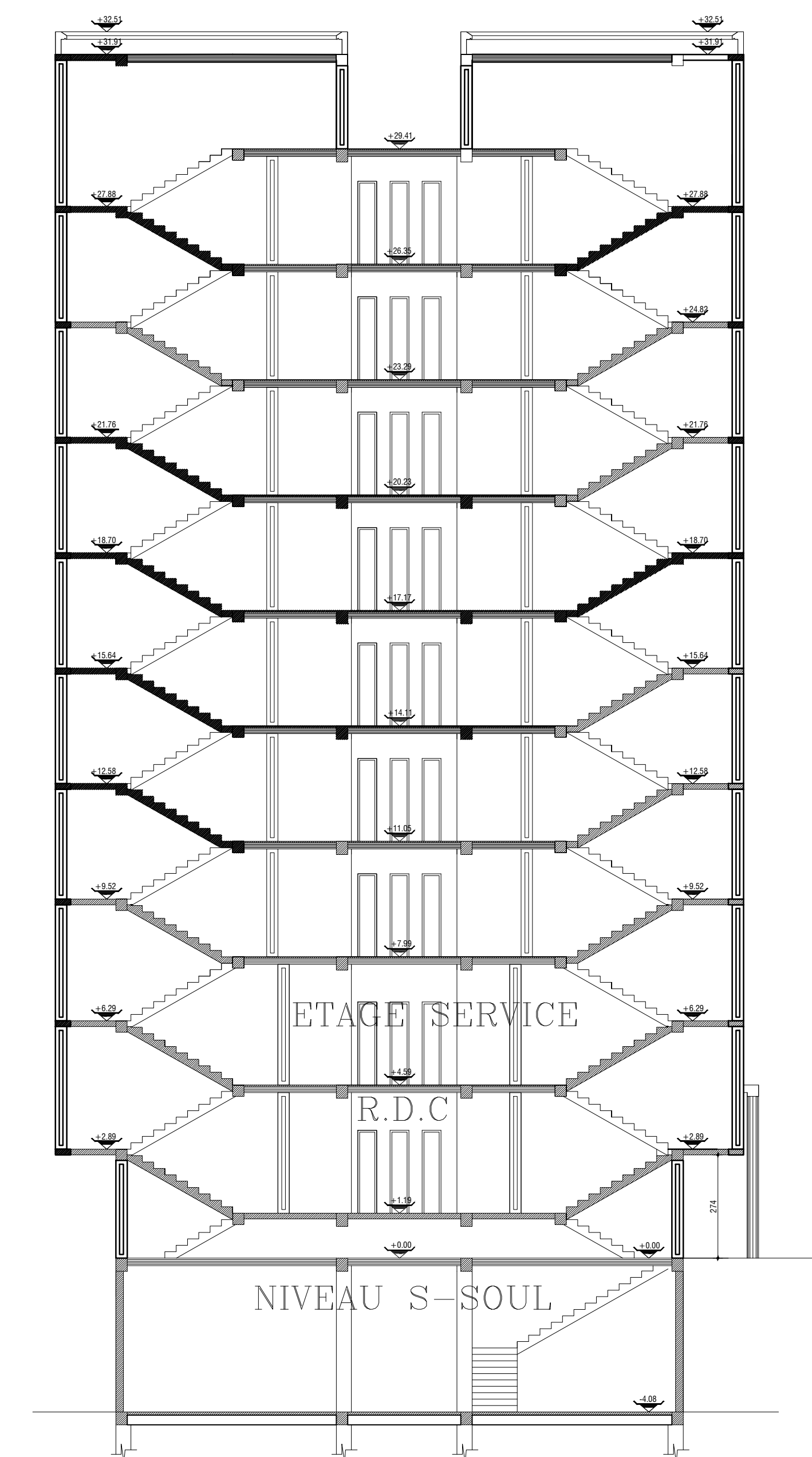
ETAGE SERVICE



ETAGE COURANT



FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A

### **I.1.Introduction :**

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur total de bâtiment).
- ses éléments constructifs : (éléments structuraux et non structuraux).
- les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

### **I.2 Description :**

Le projet qui nous a été confié consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment de 9 niveaux (R+8+S/Sol) à usage multiple (commerces, bureaux, habitations), et d'importance moyenne (groupe 2).

Le bâtiment en question sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou classée selon le RPA99 révisé en 2003 (règlement parasismique algérien) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) .

Le bâtiment est implanté dans un site meuble.

Le bâtiment comporte :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- 01 étage à usage de service.
- 07 étages à usage d'habitation avec 03 cages d'escaliers pour le rez-de-chaussée et le 1ère étage et 02 cages d'escaliers pour les 07 autres étages.
- Un ascenseur.
- Une terrasse accessible.

### **I.3 caractéristiques géométriques :**

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire avec les dimensions :

- Longueur totale : 31.45 m ;
- Largeur totale : 15,05 m ;
- Hauteur totale : 36.59 m ;
- Hauteur sous-sol : 4.08 m ;
- Hauteur RDC : 4.59 m ;
- Hauteur de l'étage de service : 3.4 m ;
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m ;
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m ;

### **I.4 Les éléments de l'ouvrage :**

#### **\* Ossature :**

Notre bâtiment est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des portiques associés avec des voiles, leur disposition se fait dans les deux directions (longitudinale et transversale) pour assurer une bonne tenue vis-à-vis des actions sismiques.

#### **Voiles :**

Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, et on trouve dans cet ouvrage deux types de voiles :

- Voiles périphériques : disposés à la périphérie du bâtiment au sous-sol destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres.
- Voiles de contreventements : destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

**Portiques :**

Ils sont en béton armé et constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

**\* Plancher :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Il ya deux types de planchers :

**a) Planchers en corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

**b) Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

**\* Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisés avec deux cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur espacées de 5 cm pour tous les étages.

Les murs intérieurs seront en briques creuses d'épaisseur 10 cm.

**\* Escaliers :**

Ouvrage permettant de se déplacer à pied d'un niveau à un autre d'une habitation, constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) .

Notre bâtisse sera dotée de deux types d'escalier :

**a) Escalier à marches droites :** ils sont constitués de marches rectangulaires, comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place.

**b) Escaliers à marches balancées :** ces escaliers sont constitués de marches défilantes les unes des autres mais qui possèdent toutes le même giron mesuré sur la ligne de foulée.

**\* Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

**\* Les revêtements :**

- Plâtre pour les cloisons intérieurs et plafonds ;
- Mortier de ciment pour les façades extérieures ;
- Carrelage pour les planchers ;
- Marbre pour les escaliers ;
- Faïence pour les murs des sanitaires et cuisines ;

**\* L'acrotère :**

Le bâtiment au niveau de terrasse est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**\* Les fondations :**

La fondation est la partie enterrée de l'ouvrage qui sert à transmettre les charges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères mécaniques et physiques des sols.

**\* Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

**\* Règlements utilisés :**

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL91 modifié 99, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA99 version 2003 et le DTR-B.C.2.2.

**I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :****I.5.1. Le béton :**

Le béton est un composite hétérogène qui résulte de mélange de ciment, granulats, sable, d'eau et éventuellement d'adjuvants, il est défini du point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

**a) Caractéristiques mécanique du béton selon le BAEL :****\* Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $J < 28$  jours, sa résistance a la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40[\text{MPa}] \dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1,11\_modifié.99})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40[\text{MPa}] \dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1,11\_modifié.99})$$

Pour l'étude de ce projet, la résistance caractéristique à la compression adoptée sera :  
 **$f_{c28} = 25\text{MPa}$**

✱ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la Compression.

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{Art. A.2.1- 12\_BAEL.91\_modifié.99})$$

Dans notre cas :  $f_{t28} = 0.6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ [MPa]}$

**b) Les contraintes limites du béton :**

✱ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

**Contrainte limite ultime à la compression du béton :**

$$f_{bc} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \dots\dots\dots (\text{BAEL91modifié99/A.4.3 ,41})$$

**Tableau 1.1 :** coefficient de sécurité  $\gamma_b$  en fonction de la situation de l'action :

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
$\gamma_b$	1,5	1,15

**Tableau I.2 :** Coefficient  $\theta$  en fonction de la durée (T) de l'application des actions :

Durée d'application	T>24h	1h≤T≤24h	T< 1h
$\theta$	1	0,9	0,85

→Pour  $f_{c28}=25\text{Mpa}$

❖ Dans le cas d'une situation courante :

On a :  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1 \rightarrow f_{bc}=14,2\text{Mpa}$

❖ Dans le cas d'une situation accidentelle:

On a :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 1 \rightarrow f_{bc}=18,47\text{Mpa}$

**Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.U) :**

Le diagramme contraintes –déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit (parabole- rectangle).

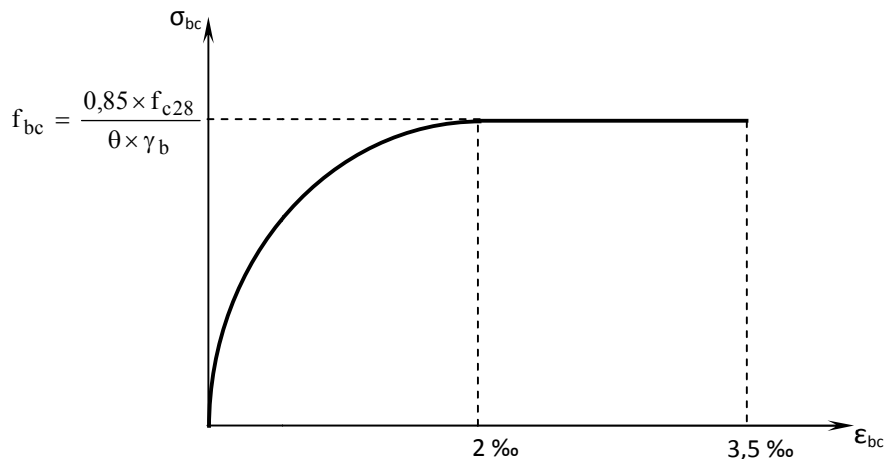


Figure I.1: Diagramme contraintes- déformations (ELU)

Avec :

$\varepsilon$  Raccourcissement du béton

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression

✳ **Etat limite de service (E.L.S) :**

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

Le calcul sera effectué vis-à-vis des charges de services, pendant l'usage de la structure.

**Contrainte limite de service à la compression du béton :**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$  ..... (Art. A.4.5-2\_B.A.E.L.91\_modifié.99)

Pour  $f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc}=0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc}=15[\text{MPa}]$

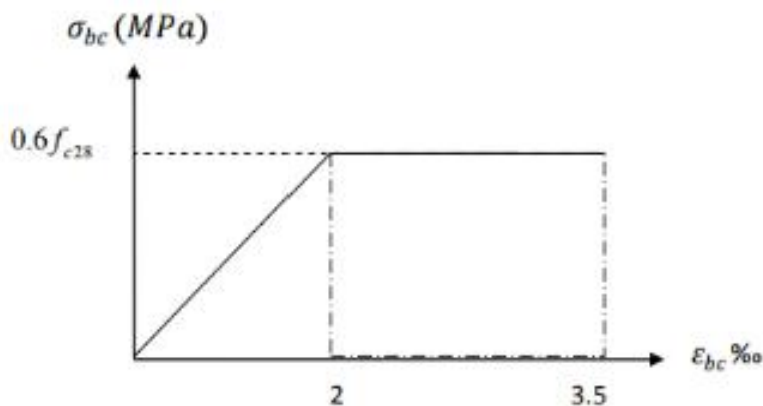


Figure I.2: Diagramme contraintes- déformations (ELS).

**c) Déformation du béton :**

**\* Déformation longitudinales du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de "j" jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{(Art A.2.1-21\_BAEL91modifié\_99)}$$

Pour j=28 jours  $f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164,19 \text{ [MPa]}$

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots \text{(Art A.2.1-22\_BAEL91modifié\_99)}$$

Pour j=28 jours  $f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818,865 \text{ [Mpa]}$

**\* Module de déformation transversale (de cisaillement) :**

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes tangentiels engendrées par l'effort tranchant. Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young ;

ν : Coefficient de poisson ;

$\Delta d/d$  : Déformation relative transversale ;

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale.

**\* Coefficient de poisson ν :**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\left( \nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right), \text{ Il sera pris égal à : } \dots\dots\dots \text{[Art A.2.1, 3 / BAEL 91modifie 99]}$$

$\nu = 0.2$  à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$  à l'état limite ultime (ELU).

✱ **Contrainte tangentielle conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots\dots\dots \text{(Art A.5.1-1\_BAEL91 modifié\_99)}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant

$b_0$  : largeur de la section considérée.

$d$  : hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{cas de fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.}$$

**I.5.2.L'acier :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau1.3 :** caractéristiques des aciers

Type d'aciers	nominati on	symbo le	Limite d'élasticité $f_e$ [MPa]	Résistanc e à la rupture	Allongeme nt relatif à la rupture	Coefficien t de fissuratio n ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\psi$ )
Aciers en barres	Haute adhérenc e FeE400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	TS	550	550	8‰	1.3	1

**a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

C'est le module de Young ou module de traction, et la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope. **Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ )**, a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$  ..... (Art A.2.2-1\_BAEL91 modifié\_99)

**b) Les contraintes limites :**

- **Etat limite ultime ELU :**

La contrainte limite ultime est définie par la formule suivante :

$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  MPa ..... (Art A.4.3-2\_BAEL91 modifié\_99)

Avec :

$f_e$  : Limite d'Elasticité garantie ;

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

**Tableau1.4:** coefficient de sécurité  $\gamma_s$  en fonction de la situation de l'action :

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
$\gamma_s$	1,15	1

- **Etat limite de service ELS :**

Concernant le calcul à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure (ELS), la contrainte limite de l'acier est calculée selon le type de fissuration à considérer.

**1. Fissuration peu préjudiciable :.....** (Art A.4.5-32\_BAEL91 modifié\_99)

Pas de vérification de la contrainte de l'acier (cas pratique pour les éléments d'intérieur, non exposé aux intempéries).

$\overline{\sigma}_{st} = f_e$

**2. Fissuration préjudiciable : .....** (Art A.4.5-33\_BAEL91 modifié\_99)

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration, il faut avoir une contrainte de l'acier :

$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \}$  MPa

**3. Fissuration très préjudiciable : .....** (Art A.4.5-34\_BAEL91 modifié\_99)

Cas où les éléments sont exposés aux milieux agressifs (intempéries marines, acides...). Il faut avoir une contrainte de l'acier :

$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \{ 2/3 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \}$  [MPa]

$\eta$ : coefficient de fissuration relatif aux armatures utilisées.

$\eta=1,6$  → pour les HA de diamètre  $\geq 6$  mm.

$\eta=1,3$  → pour les HA de diamètre  $< 6$  mm.

$\eta=1,0$  → pour les ronds lisses et treillis soudés.

**c) Protection des armatures : ..... (Art A.7.1\_BAEL91 modifié\_99)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; on doit veiller à ce que l'enrobage **C** des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

→ **C  $\geq 5$  cm** : pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.

→ **C  $\geq 3$  cm**: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries (pluie, neige), condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

→ **C  $\geq 1$  cm** : pour les parois situées dans des locaux non exposées aux condensations.

**I.5.3. Diagramme de contrainte-déformation de l'acier : (BAEL 91, art A.2.2,2)**

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

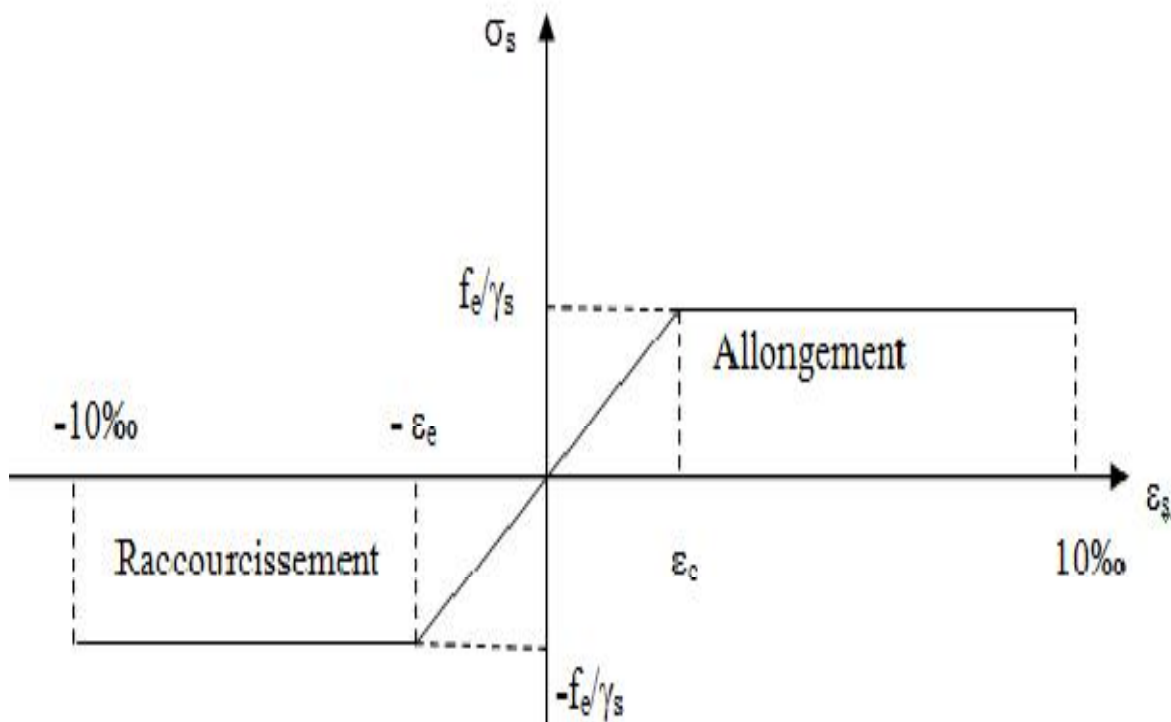


Figure I.3: Diagramme contraintes- déformations de l'acier

**II.1.Introduction :**

Ce deuxième chapitre est consacré aux pré-dimensionnement des éléments qui constituent notre construction d'où cette étape est le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- Voiles

**II.2. Les planchers :**

les planchers sont constitués de panneaux à corps creux associés à des poutrelles disposées suivant le sens perpendiculaire à la plus grande portée, son épaisseur est déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots\dots (BAEL91modifie 99/ B.6.8 ,423)$$

Avec :

$L_{max}$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles ;

$h_t$  : Épaisseur du plancher (hauteur totale du plancher).

D'où :

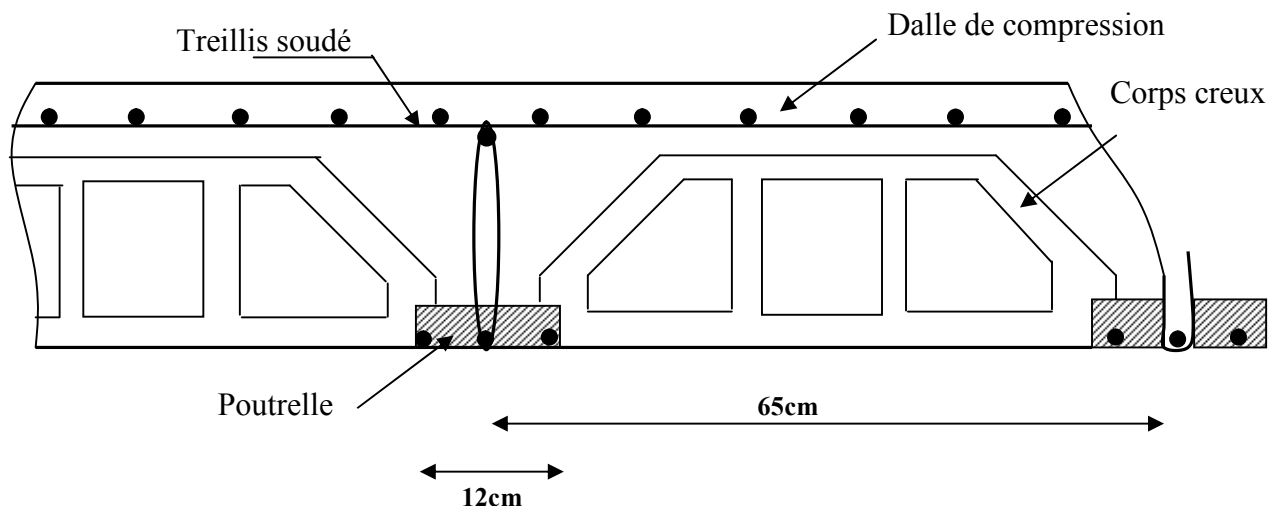
$$L_{max} = 560 - 40 = 520 \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{520}{22,5} = 23,11 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera :  $h_t = 25 \text{cm}$  ; soit un plancher de (20+5) cm

20 cm : la hauteur du corps creux ;

5cm : la hauteur de la dalle de compression.



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

**II.3. les poutres :**

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

- Hauteur totale de la poutre :  $L / 15 \leq ht \leq L / 10$
- Largeur de la poutre :  $0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$

L : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le **RPA 99** liées à la zone IIa telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Rapport: } ht / b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 ht + b_1 \end{array} \right. \quad \text{avec : } b_1 = \text{la largeur de poteau} \implies b_1 = 40 \text{ cm}$$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

**a) Les poutres principales :**

Ce sont les poutres parallèles à la plus grande portée, elles sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

Sachant que  $L_{\max} = 520 \text{ cm}$  il vient alors :

$$520/15 \leq h_t \leq 520/10 \quad \implies \quad 34,66\text{cm} \leq h_t \leq 52\text{cm}$$

On prend  $h_t = 40 \text{ cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

$$\left. \begin{array}{l} 0,4 h_t = 16 \text{ cm} \\ 0,7 h_t = 28 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{on prend} \quad b = 30\text{cm}$$

**b) Poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, leur rôle principal est de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs.

Leurs dimensions sont données comme suit :

**Hauteur :**  $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres secondaires).

$$L = 420 - 40 = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{380}{15} \leq ht \leq \frac{380}{10} \quad \rightarrow \quad 25,33 \leq ht \leq 38$$

On prend :  $ht = 35 \text{ cm}$

**Largeur :**  $0,4ht \leq b \leq 0,7ht \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$

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

**c) Vérification aux exigences du RPA99 Modifié 2003 :**

D'après les conditions du **RPA99 Modifié 2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :  $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\}$

**Tableau II.1 :** vérification aux exigences du RPA :

	Poutre principale	poutre secondaire	vérification
hauteur	$40 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	vérifiée
largeur	$30 \geq 20\text{cm}$	$30 \geq 20\text{cm}$	vérifiée
Hauteur /largeur	$1,33 \leq 4$	$1,166 \leq 4$	vérifiée

**Conclusion :**

On opte pour des poutres de section suivantes :

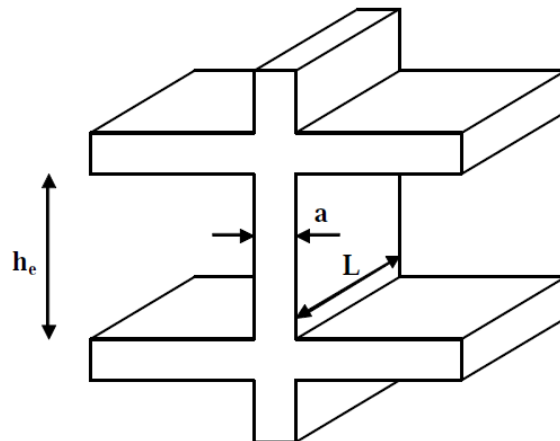
- Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires (25x35) cm<sup>2</sup>

**II.4.Les voiles :**

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7-7-1 du RPA99, on considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition suivante :  $L \geq 4a$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{portée min des voiles} \\ a : \text{épaisseur des voiles} \end{array} \right.$

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.



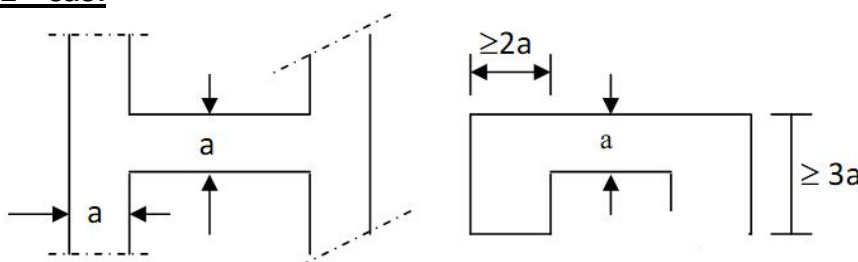
**Figure II.2 :** coupe du voile en élévation [RPA99 version 2003].

**a) Epaisseur des voiles :**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h<sub>e</sub> et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

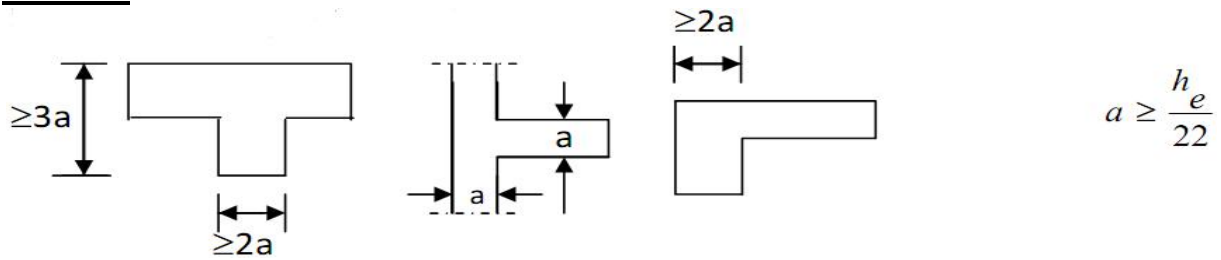
$h_e = h - ep_{(dalle)}$

**1<sup>er</sup> cas:**



$a \geq \frac{h_e}{25}$

**2<sup>ème</sup> cas:**



**3<sup>ème</sup> cas:**



Figure II.3. Coupes des voiles en plan [RPA99 version 2003].

Dans notre cas avec h : hauteur de l'étage on a :

• **Voile de sous-sol :**

$h_e = 408 - 25 = 383$  [cm]

$a \geq h_e / 20 = 19,15$  [cm]                      on prend :  $a = 20$  [cm]

• **Voile pour l'étage courant :**

$h_e = 306 - 25 = 281$  [cm]

$a \geq h_e / 20 = 14,15$  [cm]                      on prend :  $a = 20$  [cm]

• **Voile pour l'étage de service :**

$h_e = 340 - 25 = 315$  [cm]

$a \geq h_e / 20 = 15,75$  [cm]                      on prend :  $a = 20$  [cm]

• **Voile pour le RDC :**

$h_e = 459 - 25 = 434$  [cm]

$a \geq h_e / 20 = 21,7$  [cm]                      on prend :  $a = 25$  [cm]

**Conclusion:**

L'épaisseur du voile :  $e = \max (20 ; 20 ; 25) = 25$  [cm]

**b) Vérification des exigences du RPA :**

Sont considérés comme voiles de contreventement, les éléments satisfaisant la condition suivante :

$L \geq 4a \implies L = 100 \text{ cm} \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

**II.5 Détermination des charges permanente et charges d'exploitations :**

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

## II.5.1.les charges permanentes :

## a) Les planchers :

- Plancher terrasse accessible :

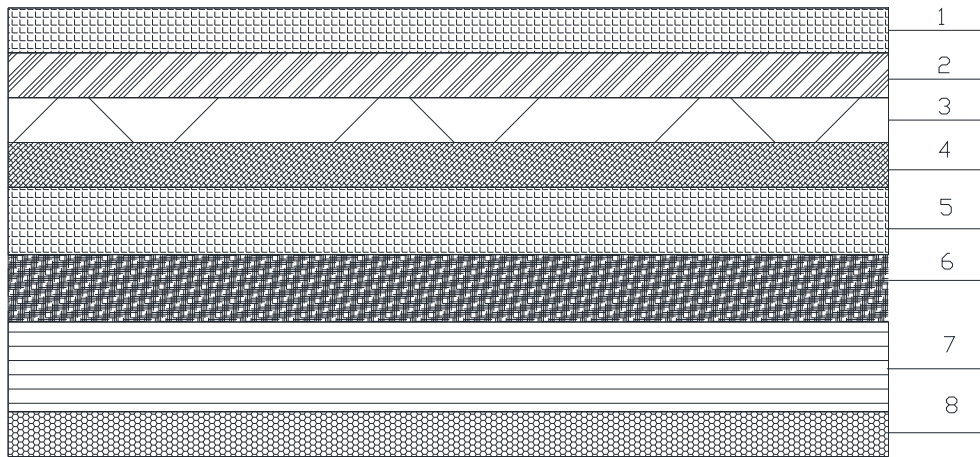


Fig II-4-a. Coupe du plancher terrasse accessible.

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse accessible :

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,6
3	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
4	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
5	Feuille de polyane	/	0,01	0,01
6	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
7	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,25	13,2	3,30
8	Enduit en Plâtre	0,02	10	0,2
<b>G<sub>tot</sub> = 6,37kN/m<sup>2</sup></b>				

- Plancher (toit de la cage d'escalier) :

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible :

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	/	0,01	0,01
5	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,25	13,2	3,30
7	Enduit sous plafond en Plâtre	0,02	10	0,2
<b>G<sub>tot</sub> = 6,18kN/m<sup>2</sup></b>				

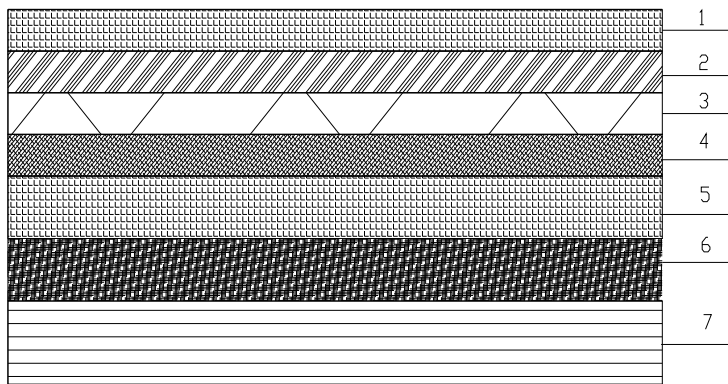


Fig II-4-b. Coupe du plancher de la cage d'escalier.

- Plancher d'étage courant :

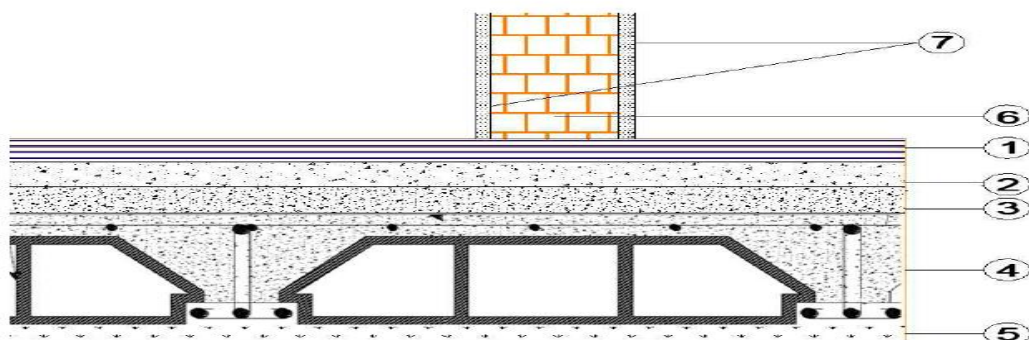


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant :

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,25	13,2	3,30
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6+7	Mur intérieur	0,10	09	0,90
$G_{tot} = 5,98 \text{ KN/m}^2$				

**b) Maçonnerie :**

Il ya deux type de murs, murs extérieures et murs intérieures

- **Murs extérieurs :**

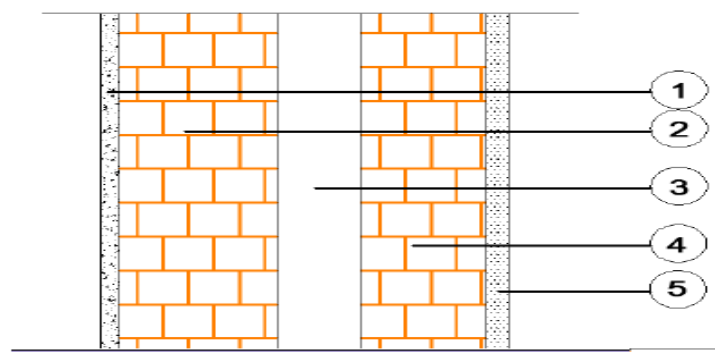


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.5: Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit au mortier de ciment	0,02	22	0,44
2	Cloison en briques creuses (12 trous)	0,15	8,67	1,3
3	Lame d'air	0,05	0,00	0,00
4	Cloison en briques creuses (8 trous)	0,10	9	0,9
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0,02	10	0,20
$G_{tot} = 2,84 \text{ KN/m}^2$				

- Murs intérieurs :

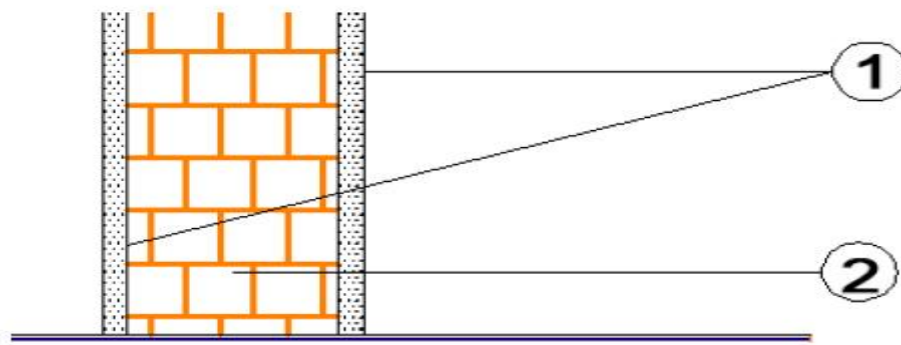


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau II.6 : Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
				$G_{tot} = 1,30 \text{ KN/m}^2$

- Dalle pleine (balcon) :

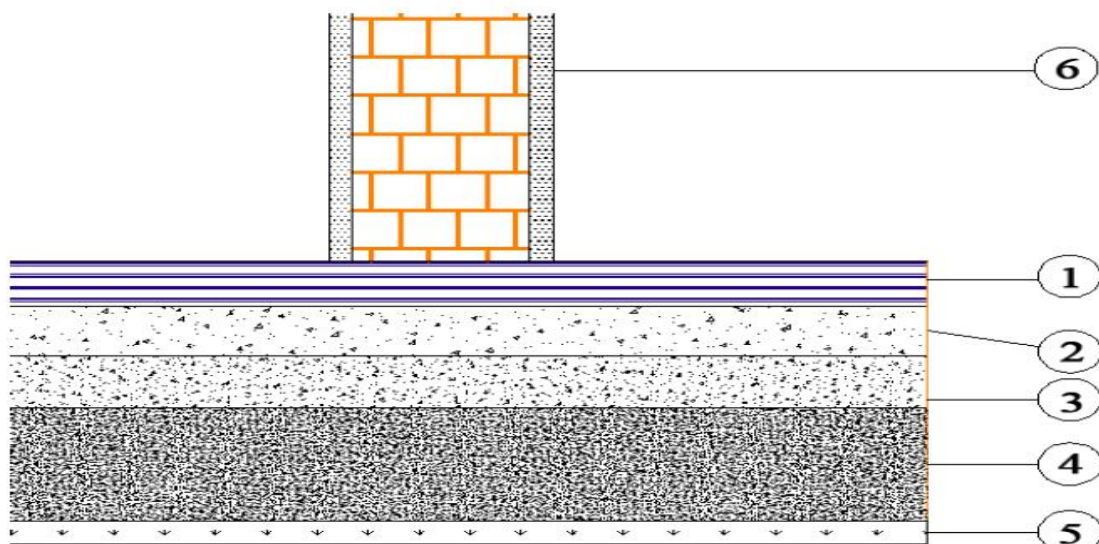


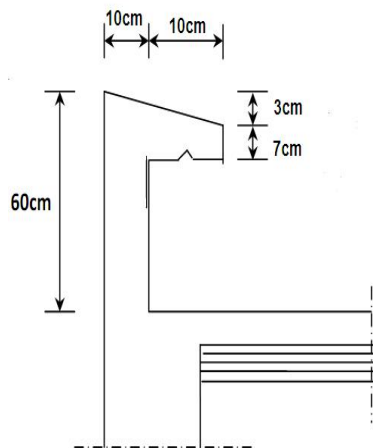
Figure II.8 : Coupe verticale du plancher en dalle pleine.

**Tableau II.7 :** Caractéristiques des éléments de Dalle pleine :

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	mortier de ciment	0,02	20	0,20
6	Mur en brique creuse	/	/	1,30
				$G_{tot} = 6,83 \text{ KN/m}^2$

**c) L'acrotère :**

La hauteur de l'acrotère :  $ht = 60\text{cm}$



**Figure. II.9.** coupe de l'acrotère.

◆ Poids propres de l'acrotère :

$$G_{acr} = \rho \times S$$

$\rho$  : Masse volumique du béton ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ).

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

D'où:

$$G_{acr} = 25 \times 0,0685 \times 1\text{ml} \Rightarrow G_{acr} = 1,7125 \text{ kN/ml.}$$

**II.5.2.les charges d'exploitations :**

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges par le DTR B.C 2.2 aux différents éléments, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation des différents éléments :

Élément	Surcharge (Q) [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher (toit de la cage d'escalier)	1
Plancher terrasse accessible	1,50
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,50
Plancher à usage bureau	2,5
Plancher à usage local	3,5
L'acrotère	1,00
Escalier	2,5
Les balcons (dalles pleines)	3,5

**II.6. Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Ils sont pré dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$  tel que :  $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donné par :  $S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec :

$N_s$  : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

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

**a) Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité :**

• **Descente de charge :**

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci sont cumulées a partir du dernier niveau jusqu'aux fondations.

• **Surface d'influence :**

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

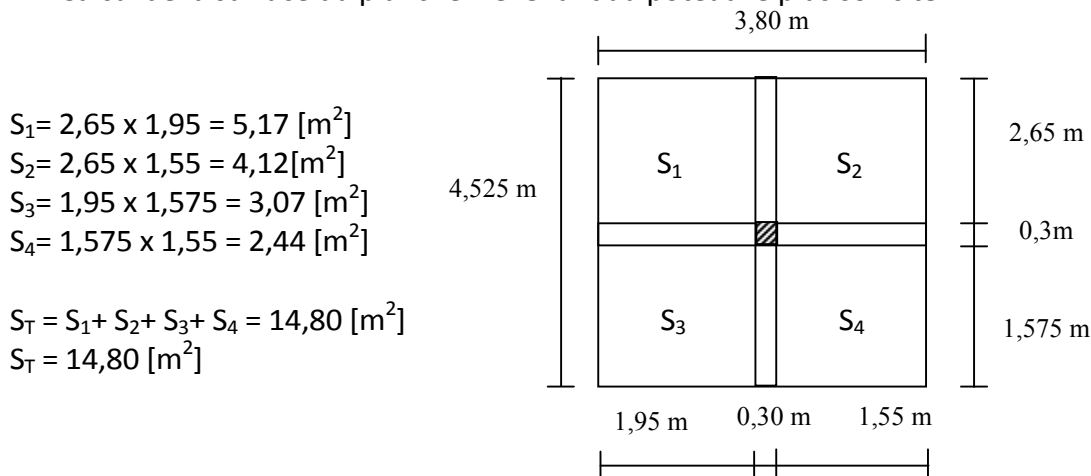


Figure. II.10. détermination de l'aire revenant au poteau.

**b) Calcul du poids propre des poutres :**

➤ **Poutres principales :**

$$G_{pp} = S_{pp} \times L \times \rho$$

$\rho$  : Le poids volumique du béton égal à 25 KN /m<sup>3</sup>.

$S_{pp}$  : section transversale de la poutre principale.

$$G_{pp} = 0,4 \times 0,3 \times 4,225 \times 25 = 12,67 \text{ [KN]}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = S_{ps} \times L \times \rho$$

$S_{ps}$  : section transversale de la poutre secondaire.

$$G_{ps} = 0,35 \times 0,3 \times 3,50 \times 25 = 9,18 \text{ [KN]}$$

➤ **Le poids total :**

$$P = P_{PP} + P_{PS} \quad \Longrightarrow \quad P = 12,67 + 9,18 = 21,85 \text{ [KN]}$$

**c) Calcul du poids propre des poteaux :**

$$G_{POT} = S_{POT} \times H \times \rho$$

Avec  $S_{POT}$  : section horizontal du poteau.

$\rho$  : Le poids volumique du béton égale a 25 KN /m<sup>3</sup>.

➤ Poteau d'étage courant .....  $G_{POT} = 0,4 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ [KN]}$

➤ Poteau étage de service .....  $G_{POT} = 0,4 \times 0,4 \times 3,4 \times 25 = 13,6 \text{ [KN]}$

➤ Poteau de RDC .....  $G_{POT} = 0,4 \times 0,4 \times 4,59 \times 25 = 18,36 \text{ [KN]}$

➤ Poteau du sous-sol .....  $G_{POT} = 0,4 \times 0,4 \times 4,08 \times 25 = 16,32 \text{ [KN]}$

**d) Calcul du poids propre des planchers :**

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$$G_p = S_t \times G_p$$

$$G_{pta} = 14,80 \times 6,37 = 94,28 \text{ [KN]}$$

➤ **Plancher (toit de la cage d'escalier) :**

$$G_{pti} = 14,80 \times 6,18 = 91,46 \text{ [KN]}$$

➤ **Plancher d'étage courant :**

$$G_{pc} = 14,80 \times 5,98 = 88,50 \text{ [KN]}$$

**e) Calcul des surcharges :**

$$Q = Q \times S$$

➤ Plancher (toit de la cage d'escalier) .....  $Q = 14,80 \times 1 = 14,80 \text{ [KN]}$

➤ Plancher terrasse accessible .....  $Q = 14,80 \times 1,5 = 22,20 \text{ [KN]}$

➤ Plancher étage courant .....  $Q = 14,80 \times 1,5 = 22,20 \text{ [KN]}$

➤ Plancher à usage bureau.....  $Q = 14,80 \times 2,5 = 37 \text{ [KN]}$

➤ Plancher à usage local .....  $Q = 14,80 \times 3,5 = 51,80 \text{ [KN]}$

**f) Loi de dégression des charges d'exploitations D.T.R.B.C.22 :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveau  $n \geq 5$ . Notre ouvrage est composé de 8 étages ( $n \geq 5$ ), donc on doit appliquer la méthode.

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

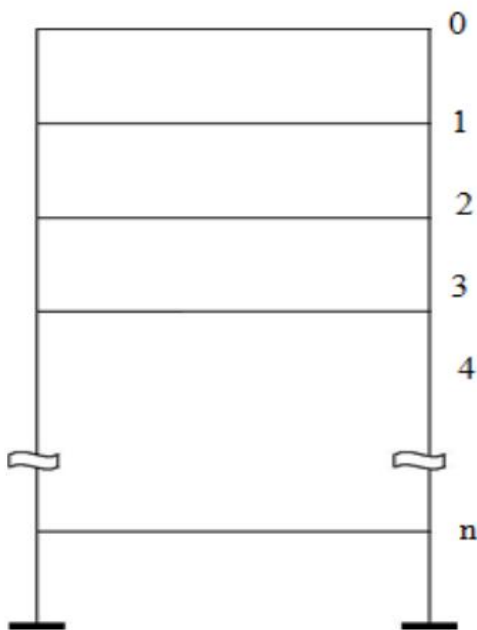
$Q_0$  : Charges d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : Surcharges d'exploitation à l'étage  $i$ .

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

$Q_n$  : Charge d'exploitation à l'étage  $<n>$  en tenant compte de la dégression des surcharges.

Charges d'exploitation cumulées :



$Q_{\text{totale}} = Q_0.$

$Q_{\text{totale}} = Q_0 + Q_1.$

$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2).$

$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$

$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$

$Q_{\text{totale}} = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n).$

**Tableau II.9.** Coefficients de dégression de surcharges :

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.69	0.67

• **Les surcharges cumulées :**

10<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 = 22,20$  KN.

9<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + Q_1 = 22,20 + 22,20 = 44,40$  KN

8<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 22,20 + 0,95(2 \times 22,20) = 64,38$  KN

7<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 22,20 + 0,9 (3 \times 22,20) = 82,14$  KN

6<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 22,20 + 0,85 (4 \times 22,20) = 97,68$  KN

5<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 22,20 + 0,8 (5 \times 22,20) = 111$  KN

4<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 22,20 + 0,75 (6 \times 22,20) = 122,10$  KN

3<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 22,20 + 0,714 (7 \times 22,20) = 133,15$  KN

2<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 22,20 + (0,69 \times 195,16) = 154,95$  KN

1<sup>er</sup> niveau :  $Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 22,52 + (0,67 \times 247,7) = 185,81$ KN

Tableau.II.10. Dimension des poteaux :

Niveaux	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids planchers	Poids poteaux	Poids poutres	G	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N= G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>ado</sub>
8	94,28	12,24	21,85	116,13	116,13	22,20	22,20	138,33	92,22	40x40
7	88,5	12,24	21,85	122,59	238,72	22,20	44,40	283,12	188,74	40x40
6	88,5	12,24	21,85	122,59	361,31	22,20	64,38	425,69	283,79	40x40
5	88,5	12,24	21,85	122,59	483,9	22,20	82,14	566,04	377,36	45x45
4	88,5	12,24	21,85	122,59	606,49	22,20	97,68	704,17	469,45	45x45
3	88,5	12,24	21,85	122,59	729,08	22,20	111	840,08	560,05	45x45
2	88,5	12,24	21,85	122,59	851,67	22,20	122,1	973,77	649,18	45x45
1	88,5	13,6	21,85	123,95	975,62	22,20	133,15	1108,77	739,18	50x50
RDC	88,5	18,36	21,85	128,71	1104,33	37	154,95	1259,28	839,52	50x50
S.S	88,5	16,32	21,85	126,67	1231	51,80	185,81	1416,81	944,54	50x50

II.7.Vérification :

1-Vérification relative au coffrage :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes : le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1)

- a)  $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$  en zone II<sub>a</sub> ;
- b)  $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$  ;
- c)  $1/4 \leq b/h \leq 4$  ;

Tableau.II.11.Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Vérification
50 x 50	Min (b,h)≥25	Min (b,h)=50	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥h <sub>e</sub> /20	408/20=20,4≤50	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	0,25≤b/h=1≤4	Condition vérifiée
45 x 45	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=45	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ h <sub>e</sub> /20	306/20=15,3≤45	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	0.25≤b/h=1≤4	Condition vérifiée
40 x 40	Min (b,h) ≥25	Min (b,h)=40	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥h <sub>e</sub> /20	306/20=15,3≤40	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	0.25≤b/h=1≤ 4	Condition vérifiée

**2-Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, cette instabilité dépend de :

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

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

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

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau ;

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0.7 \times L_0$ ).....(BAEL99/ B.8.3, 31) ;

$L_0 = h_e$  = Longueur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ) ..... (L'article B.84.1 CBA.93pages 157) ;

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12}$  et  $I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$  avec :  $b = h$

$$\Rightarrow I = I_{xx} = I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12}$$

$S$  : section transversal du poteau ( $S = b \times h$ ) tel que  $b = h$ .

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

**Tableau II.12 : Vérification au flambement**

Condition	Niveau	Poteau	$L_0$ (m)	b (m)	$\lambda$	Vérification
$\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$	Sous sol	50x50	4,08	0,50	20	✓
	RDC	50x50	4,59	0,50	22,26	✓
	1 <sup>er</sup> étage	50x50	3,4	0,50	16,49	✓
	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	45x45	3,06	0,45	16,49	✓
	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étages	40x40	3,06	0,40	18,55	✓

La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

# Chapitre III

## Calcul des éléments

### III.1.calcul des planchers :

#### INTRODUCTION :

Il existe plusieurs types de planchers, mais ceux utilisés dans notre construction sont : les plancher en corps creux, constitués de poutrelles préfabriquées en béton armé sur lesquelles reposent les corps creux, revêtus d'une dalle de répartition (dalle de compression) ; ainsi que les dalles plaines en béton armé.

#### III.1.1.Planchers à corps creux :

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

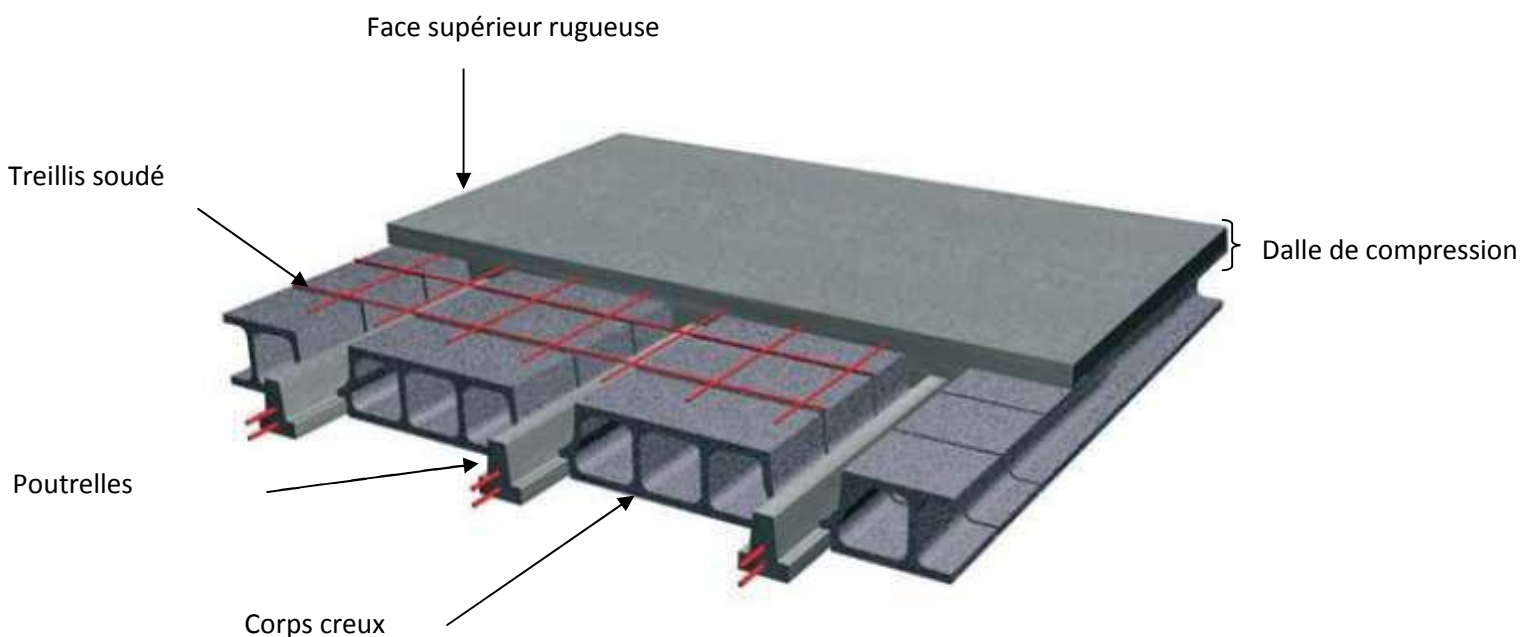


Fig. III.1. Plancher en corps creux.

#### III.1 .2 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5 cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait ;
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;

- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

Avec L : Entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$ )

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{mL}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{mL}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

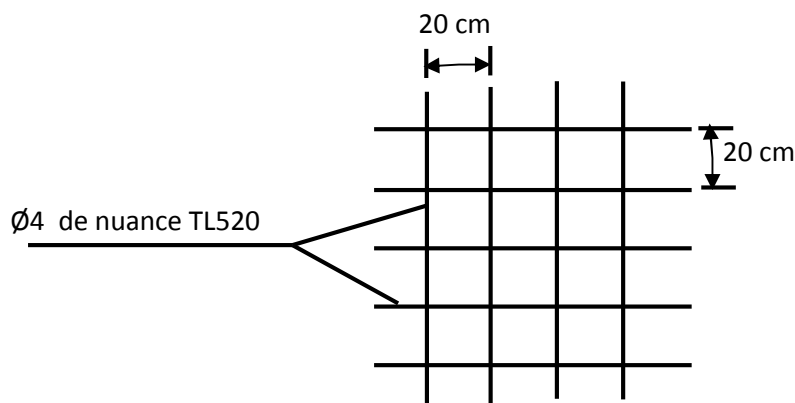


Fig III.2. : Ferrailage de la dalle de compression.

### Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE520**) de dimension  $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$ .

### III-1-3- Etude de la poutrelle:

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ .

#### 1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

➤ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de la continuité :**

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



Pour notre projet, les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée qu'est le sens X-X

**2. Dimensionnement des poutrelles :**

La poutrelle est sollicitée par un chargement uniformément répartie .Elles est calculée comme une poutre en T dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

L : distance entre axe des poutrelles.

$b_0 = 12 \text{ cm}$  : largeur de la nervure.

$h = (20+5)$  : hauteur du plancher en corps creux.

$h_0 = 5 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression.

$b_1$  : est le débord

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} .$$

$b = 65 \text{ cm}$  : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

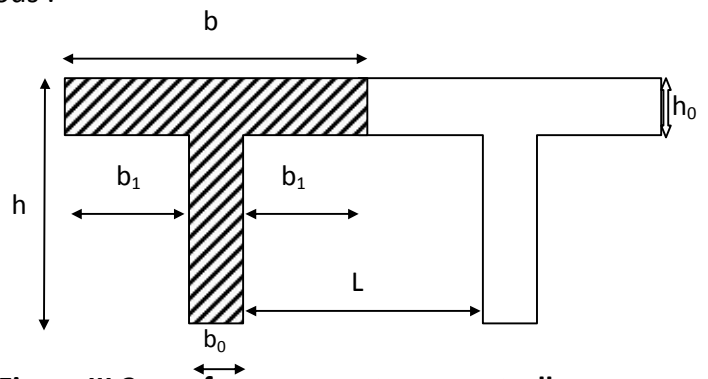


Figure III.3 : surface revenant aux poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

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

La poutre est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à  $0,95 \text{ KN/m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier.

**1) Chargement :**

▪ Poids propre de la poutrelle : .....  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN} / \text{mL}$

▪ Poids du corps creux : .....  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN} / \text{mL}$

Avec :  $l = 65 \text{ cm}$  : largeur de l'hourdis.

$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

$G = 0,74 \text{ KN} / \text{mL}$

▪ Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN} / \text{ml}$

**2) Calcul à l'ELU :**

➤ **Les combinaisons de charges à considérer :**

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

➤ **Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q L^2}{8} = 2,5 \times (4,20)^2 / 8 = 5,51 \text{ KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = 2,50 \times 4,20 / 2 = 5,25 \text{ KN}$$

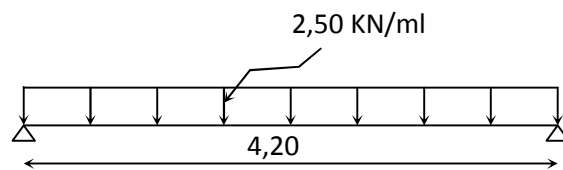


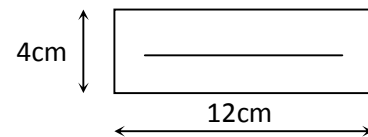
Figure III.4 : schéma isostatique

➤ **Ferraillage :**

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

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{5,51 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14 \cdot 2} = 8,08 > 0,392$$



$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  section doublement armée (S.D.A)

**Conclusion :**

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

➤ **2<sup>ème</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement à ses deux extrémités, soumise à des charges et surcharges uniformément réparties sur l'ensemble des poutres.

**1) Caractéristiques géométriques de la section de la poutrelle :**

$h = 20 + 5 \text{ cm}$  : hauteur de la poutrelle

$h_0 = 5 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$  : largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

$L_0$  : Distance entre deux poutrelles

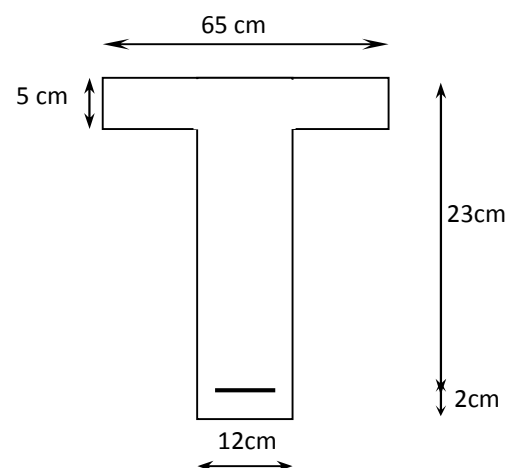
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L$  : Largeur de la plus grande travée

$$L = 4,20 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 42 ; 40 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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



**2) Les charges supportées par la poutrelle :**

➤ **plancher étage courant :**

Charges permanents :  $G = 5,98 \times 0,65 = 3,887 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ **plancher RDC (local) :**

Charges permanents :  $G = 5,98 \times 0,65 = 3,887 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$

➤ **plancher étage de service (bureaux) :**

Charges permanents :  $G = 5,98 \times 0,65 = 3,887 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

➤ **plancher terrasse accessible :**

Charges permanents :  $G = 6,37 \times 0,65 = 4,140 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher (toit de la cage d'escalier) :**

Charges permanents :  $G = 6,18 \times 0,65 = 4,017 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

### 3) Combinaison de charges :

➤ **plancher étage courant :**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,887 + 1,5 \times 0,975 = 6,71 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 3,887 + 0,975 = 4,862 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher (toit de la cage d'escalier) :**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,017 + 1,5 \times 0,65 = 6,4 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 4,017 + 0,65 = 4,667 \text{ KN/ml}$

➤ **plancher terrasse accessible :**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,14 + 1,5 \times 0,975 = 7,051 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 4,14 + 0,975 = 5,115 \text{ KN/ml}$

➤ **plancher étage de service (bureaux) :**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,887 + 1,5 \times 1,625 = 7,685 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 3,887 + 1,625 = 5,512 \text{ KN/ml}$

➤ **plancher RDC (local) :**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,887 + 1,5 \times 2,275 = 8,66 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 3,887 + 2,275 = 6,162 \text{ KN/ml}$

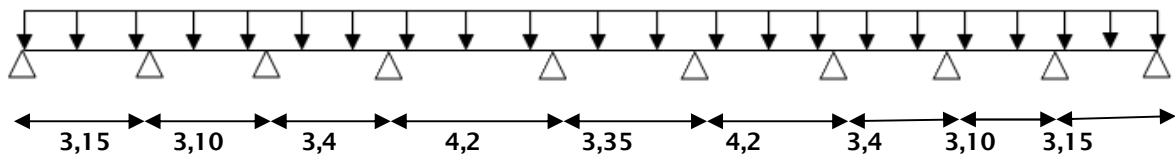
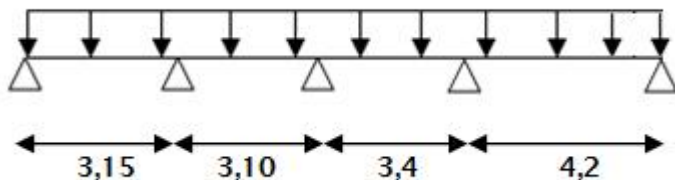
❖ **remarque :**

On remarque que le chargement pour le RDC est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui du plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

**4) Détermination des poutres à étudier :**

Nous avons plusieurs poutres à calculer de travées et de nombres d'appuis différents.

🚧 **Poutre I :**🚧 **Poutre II :****5) Choix de la méthode :**

La détermination des efforts internes est effectuée à l'aide des méthodes usuelles telles que:

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de caquot ;
- Méthode des trois moments ;

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

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

➤ **Hypothèse :**

-la valeur de la surcharge doit respecter la condition suivante :

$$Q \leq 2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2$$

-la fissuration est non préjudiciable.

-toutes les travées ont un même moment d'inertie.

-le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

➤ **Vérifications :**

- $Q \leq 2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5,98 = 11,96 \text{ KN/m}^2 \implies$  **Condition vérifiée**

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées  $\implies$  **Condition vérifiée**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

☐ ➔ **Poutre I :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L1/L2 = \frac{3,15}{3,10} = 1,016 \\ L2/L3 = \frac{3,10}{3,40} = 0,91 \\ L3/L4 = \frac{3,40}{4,20} = 0,81 \\ L4/L5 = \frac{4,20}{3,35} = 1,25 \\ L5/L6 = \frac{3,35}{4,20} = 0,8 \\ L6/L7 = \frac{4,20}{3,40} = 1,23 \\ L7/L8 = \frac{3,40}{3,10} = 1,09 \\ L8/L9 = \frac{3,10}{3,15} = 0,98 \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

☐ ➔ **Poutre II :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L1/L2 = \frac{3,15}{3,10} = 1,016 \\ L2/L3 = \frac{3,10}{3,40} = 0,91 \\ L3/L4 = \frac{3,40}{4,20} = 0,81 \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\implies$  **Condition vérifiée**
- Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

**b) Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et 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 mêmes charges que la travée considérée.

**c) Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant.

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

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

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

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

- $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas nous avons une poutre reposant sur (10) appuis

**d) Application de la méthode pour poutre I:**

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

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,275}{3,887+2,275} = 0,369 \quad 0 \leq \alpha = 0,369 \leq \frac{2}{3} \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,15^2}{8} = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,10^2}{8} = 10,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \cdot L_{CD}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,40^2}{8} = 12,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \cdot L_{DE}^2}{8} = \frac{8,66 \times 4,20^2}{8} = 19,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \cdot L_{EF}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,35^2}{8} = 12,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \cdot L_{FG}^2}{8} = \frac{8,66 \times 4,20^2}{8} = 19,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q_u \cdot L_{GH}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,40^2}{8} = 12,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{08} = \frac{q_u \cdot L_{HI}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,10^2}{8} = 10,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{09} = \frac{q_u \cdot L_{IJ}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,15^2}{8} = 10,74 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 10,74 = 3,222 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} ( M_{01}; M_{02} ) = 0,5 \times \text{Max} ( 10,74 ; 10,40 ) = 0,5 \times 10,74 = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} ( M_{02}; M_{03} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 10,40 ; 12,51 ) = 0,4 \times 12,51 = 5,004 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} ( M_{03}; M_{04} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 12,51 ; 19,09 ) = 0,4 \times 19,09 = 7,636 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} ( M_{04}; M_{05} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 19,09 ; 12,15 ) = 0,4 \times 19,09 = 7,636 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} ( M_{05}; M_{06} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 12,15 ; 19,09 ) = 0,4 \times 19,09 = 7,636 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,4 \text{Max} ( M_{06}; M_{07} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 19,09 ; 12,51 ) = 0,4 \times 19,09 = 7,636 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,4 \text{Max} ( M_{07}; M_{08} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 12,51 ; 10,40 ) = 0,4 \times 12,51 = 5,004 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0,5 \text{Max} ( M_{08}; M_{09} ) = 0,5 \times \text{Max} ( 10,40 ; 10,74 ) = 0,5 \times 10,74 = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$M_J = 0,3 M_{09} = 0,3 \times 10,74 = 3,222 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude de la travée AB : (travée de rive)**

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha)M_{01} ] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 11,27 ; 11,84 ] - \frac{(3,222 + 5,37)}{2} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 11,84 - 4,3 = 7,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 10,74 = 6,99 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 7,54 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée BC : (travée intermédiaire)**

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha)M_{02} ] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 10,92 ; 11,46 ] - \frac{(5,37 + 5,004)}{2} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 11,46 - 5,187 = 6,273 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 10,40 = 5,73 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 6,273 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha)M_{03} ] - \frac{(MC + MD)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 13,13 ; 13,78 ] - \frac{(5,004+7,636)}{2} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 13,78 - 6,32 = 7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 12,51 = 6,89 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 7,46 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée DE :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha)M_{04} ] - \frac{(MD + ME)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 20,04 ; 21,04 ] - \frac{(7,636+7,636)}{2} \Rightarrow M_t^{DE} \geq 21,04 - 7,636 = 13,404 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 19,09 = 10,52 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 13,404 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée EF :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{EF} \geq \text{Max} [ 1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha)M_{05} ] - \frac{(ME + MF)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \text{Max} [ 12,75 ; 13,39 ] - \frac{(7,636+7,636)}{2} \Rightarrow M_t^{EF} \geq 13,39 - 7,636 = 5,754 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{05} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 12,15 = 6,69 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 6,69 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée FG :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{FG} \geq \text{Max} [ 1,05M_{06} ; (1+0,3\alpha)M_{06} ] - \frac{(MF + MG)}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \text{Max} [ 20,04 ; 21,04 ] - \frac{(7,636+7,636)}{2} \Rightarrow M_t^{FG} \geq 21,04 - 7,636 = 13,404 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{06} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 19,09 = 10,52 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{FG} = 13,404 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée GH :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{GH} \geq \text{Max} [ 1,05M_{07} ; (1+0,3\alpha)M_{07} ] - \frac{(MG + MH)}{2}$$

$$M_t^{GH} \geq \text{Max} [ 13,14 ; 13,78 ] - \frac{(7,636+5,004)}{2} \Rightarrow M_t^{GH} \geq 13,78 - 6,32 = 7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{GH} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{07} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 12,51 = 6,89 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{GH} = 7,46 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée HI :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{HI} \geq \text{Max} [ 1,05M_{08} ; (1+0,3\alpha)M_{08} ] - \frac{(MH + MI)}{2}$$

$$M_t^{HI} \geq \text{Max} [ 10,92 ; 11,46 ] - \frac{(5,004+5,37)}{2} \Rightarrow M_t^{HI} \geq 11,46 - 5,187 = 6,27 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{HI} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{08} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 10,40 = 5,73 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{HI} = 6,27 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée IJ : (travée de rive)

$$M_t^{IJ} \geq \text{Max} [ 1,05M_{09} ; (1+0,3\alpha)M_{09} ] - \frac{(MI + MJ)}{2}$$

$$M_t^{IJ} \geq \text{Max} [ 11,277 ; 11,84 ] - \frac{(3,222 + 5,37)}{2} \Rightarrow M_t^{IJ} \geq 11,84 - 4,3 = 7,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{IJ} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{09} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 10,74 = 6,99 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{IJ} = 7,54 \text{ KN.m}$

### ➤ Calcul des efforts tranchants :

#### Travée AB :

$$T_A = \frac{q_{ux}L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \Rightarrow T_A = \frac{8,66 \times 3,15}{2} + \frac{[(-5,37) - (-3,222)]}{3,15} = 12,96 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_{ux}L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \Rightarrow T_B = \frac{-8,66 \times 3,15}{2} + \frac{[(-5,37) - (-3,222)]}{3,15} = -14,32 \text{ KN}$$

#### Travée BC :

$$T_B = \frac{q_{ux}L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \Rightarrow T_B = \frac{8,66 \times 3,1}{2} + \frac{[(-5,004) - (-5,37)]}{3,1} = 13,54 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_{ux}L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \Rightarrow T_C = \frac{-8,66 \times 3,10}{2} + \frac{[(-5,004) - (-5,37)]}{3,10} = -13,3 \text{ KN}$$

#### Travée CD :

$$T_C = \frac{q_{ux}L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{CD} \Rightarrow T_C = \frac{8,66 \times 3,4}{2} + \frac{[(-7,636) - (-5,004)]}{3,4} = 13,94 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_{ux}L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \Rightarrow T_D = \frac{-8,66 \times 3,40}{2} + \frac{[(-7,636) - (-5,004)]}{3,40} = -15,49 \text{ KN}$$

#### Travée DE :

$$T_D = \frac{q_{ux}L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{DE} \Rightarrow T_D = \frac{8,66 \times 4,2}{2} + \frac{[(-7,636) - (-7,636)]}{4,2} = 18,186 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-q_{ux}L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \Rightarrow T_E = \frac{-8,66 \times 4,2}{2} + \frac{[(-7,636) - (-7,636)]}{4,2} = -18,186 \text{ KN}$$

#### Travée EF :

$$T_E = \frac{q_{ux}L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{EF} \Rightarrow T_E = \frac{8,66 \times 3,35}{2} + \frac{[(-7,636) - (-7,636)]}{3,35} = 14,5 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{-q_{ux}L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} \Rightarrow T_F = \frac{-8,66 \times 3,35}{2} + \frac{[(-7,636) - (-7,636)]}{3,35} = -14,5 \text{ KN}$$

#### Travée FG :

$$T_F = \frac{q_{ux}L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{FG} \Rightarrow T_F = \frac{8,66 \times 4,2}{2} + \frac{[(-7,636) - (-7,636)]}{4,2} = 18,186 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{-q_{ux}L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} \Rightarrow T_G = \frac{-8,66 \times 4,2}{2} + \frac{[(-7,636) - (-7,636)]}{4,2} = -18,186 \text{ KN}$$

#### Travée GH :

$$T_G = \frac{q_{ux}L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{GH} \Rightarrow T_G = \frac{8,66 \times 3,4}{2} + \frac{[(-5,004) - (-7,636)]}{3,4} = 15,496 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{-q_{ux}L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} \Rightarrow T_H = \frac{-8,66 \times 3,4}{2} + \frac{[(-5,004) - (-7,636)]}{3,4} = -13,94 \text{ KN}$$

Travée HI :

$$T_H = \frac{q_{ux}L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} \Rightarrow T_H = \frac{8,66 \times 3,1}{2} + \frac{[(-5,37) - (-5,004)]}{3,1} = 13,3 \text{ KN}$$

$$T_I = \frac{-q_{ux}L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} \Rightarrow T_I = \frac{-8,66 \times 3,1}{2} + \frac{[(-5,37) - (-5,004)]}{3,1} = -13,54 \text{ KN}$$

Travée IJ :

$$T_I = \frac{q_{ux}L_{IJ}}{2} + \frac{M_J - M_I}{L_{IJ}} \Rightarrow T_I = \frac{8,66 \times 3,15}{2} + \frac{[(-3,22) - (-5,37)]}{3,15} = 14,32 \text{ KN}$$

$$T_J = \frac{-q_{ux}L_{IJ}}{2} + \frac{M_J - M_I}{L_{IJ}} \Rightarrow T_J = \frac{-8,66 \times 3,15}{2} + \frac{[(-3,22) - (-5,37)]}{3,15} = -12,95 \text{ KN}$$

**Tableau III.1. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et aux travées :**

Travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
A-B	10,74	3,222	5,37	7,54	12,96	-14,32
B-C	10,40	5,37	5,004	6,273	13,54	-13,3
C-D	12,51	5,004	7,636	7,46	13,94	-15,49
D-E	19,09	7,636	7,636	13,404	18,186	-18,186
E-F	12,15	7,636	7,636	6,69	14,5	-14,5
FG	19,09	7,636	7,636	13,404	18,186	-18,186
GH	12,51	7,636	5,004	7,46	15,496	-13,94
HI	10,40	5,004	5,37	6,27	13,3	-13,54
IJ	10,74	5,37	3,222	7,54	14,32	-12,95

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU :

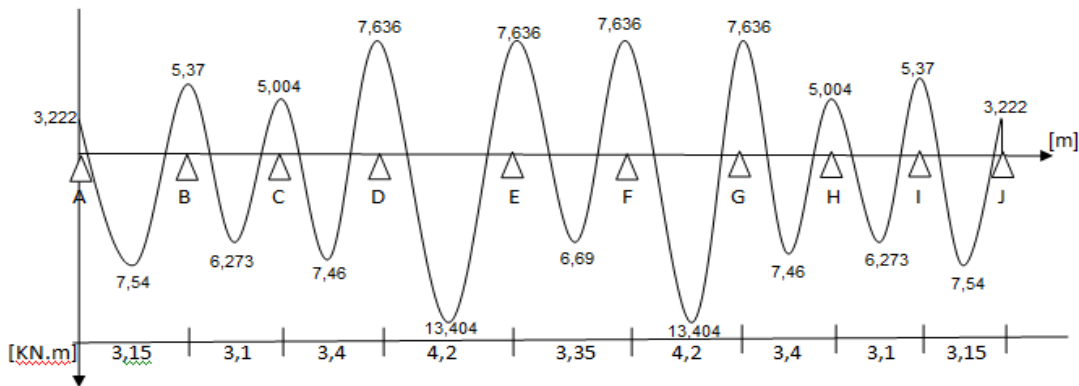


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissants.

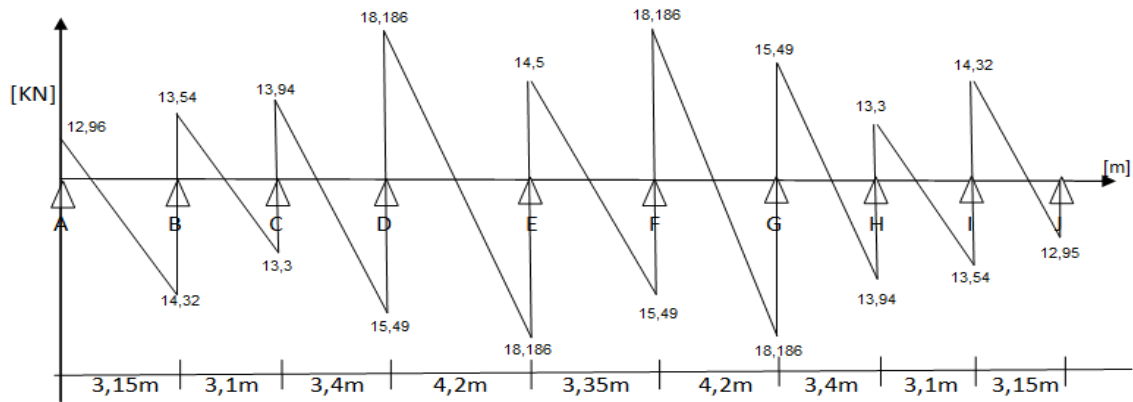


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants.

## e) Application de la méthode pour la poutre II:

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

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2,275}{3,887 + 2,275} = 0,369 \quad 0 \leq \alpha = 0,369 \leq \frac{2}{3} \implies \text{condition vérifiée}$$

## ➤ Calcul à l'ELU :

## ➤ Calcul des moments fléchissant :

## ➤ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,15^2}{8} = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,10^2}{8} = 10,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \cdot L_{CD}^2}{8} = \frac{8,66 \times 3,40^2}{8} = 12,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \cdot L_{DE}^2}{8} = \frac{8,66 \times 4,20^2}{8} = 19,09 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 10,74 = 3,222 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} ( M_{01}; M_{02} ) = 0,5 \times \text{Max} ( 10,74 ; 10,40 ) = 0,5 \times 10,74 = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} ( M_{02}; M_{03} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 10,40 ; 12,51 ) = 0,4 \times 12,51 = 5,004 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \text{Max} ( M_{03}; M_{04} ) = 0,5 \times \text{Max} ( 12,51 ; 19,09 ) = 0,5 \times 19,09 = 9,54 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,3 \text{Max} ( M_{04}; M_{05} ) = 0,3 \times \text{Max} ( 19,09 ; 12,15 ) = 0,3 \times 19,09 = 5,73 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul des moments en travées :

## • Etude de la travée AB : (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 1,05M_{01} ; (1+0,3 \alpha )M_{01} ] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 11,27 ; 11,84 ] - \frac{(3,222 + 5,37)}{2} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 11,84 - 4,3 = 7,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha )}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 10,74 = 6,99 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 7,54 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée BC : (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 1,05M_{02} ; (1+0,3 \alpha )M_{02} ] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 10,92 ; 11,46 ] - \frac{(5,37 + 5,004)}{2} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 11,46 - 5,187 = 6,273 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1+0,3 \alpha )}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 10,40 = 5,73 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 6,273 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 1,05M_{03} ; (1+0,3 \alpha )M_{03} ] - \frac{(M_C + M_D)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 13,13 ; 13,78 ] - \frac{(5,004+7,636)}{2} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 13,78 - 6,32 = 7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{(1+0,3 \alpha )}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 12,51 = 6,89 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 7,46 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée DE : (travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 1,05M_{04} ; (1+0,3 \alpha )M_{04} ] - \frac{(M_D + M_E)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 20,04 ; 21,04 ] - \frac{(7,636+7,636)}{2} \Rightarrow M_t^{DE} \geq 21,04 - 7,636 = 13,404 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha )}{2} M_{04} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 19,09 = 12,42 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 13,404 \text{ KN.m}$

### ➤ Calcul des efforts tranchants :

#### Travée AB :

$$T_A = \frac{q_{ux}L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \Rightarrow T_A = \frac{8,66 \times 3,15}{2} + \frac{[(-5,37) - (-3,222)]}{3,15} = 12,96 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_{ux}L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \Rightarrow T_B = \frac{-8,66 \times 3,15}{2} + \frac{[(-5,37) - (-3,222)]}{3,15} = -14,32 \text{ KN}$$

#### Travée BC :

$$T_B = \frac{q_{ux}L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \Rightarrow T_B = \frac{8,66 \times 3,1}{2} + \frac{[(-5,004) - (-5,37)]}{3,1} = 13,54 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_{ux}L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \Rightarrow T_C = \frac{-8,66 \times 3,10}{2} + \frac{[(-5,004) - (-5,37)]}{3,10} = -13,3 \text{ KN}$$

#### Travée CD :

$$T_C = \frac{q_{ux}L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \Rightarrow T_C = \frac{8,66 \times 3,4}{2} + \frac{[(-7,636) - (-5,004)]}{3,4} = 13,94 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_{ux}L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \Rightarrow T_D = \frac{-8,66 \times 3,40}{2} + \frac{[(-7,636) - (-5,004)]}{3,40} = -15,49 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_{ux}L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \Rightarrow T_D = \frac{8,66 \times 4,2}{2} + \frac{[(-7,636) - (-7,636)]}{4,2} = 18,186 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-q_{ux}L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \Rightarrow T_E = \frac{-8,66 \times 4,2}{2} + \frac{[(-7,636) - (-7,636)]}{4,2} = -18,186 \text{ KN}$$

**Tableau III.1. Récapitulatif des efforts tranchants et des moments fléchissants aux appuis et en travées :**

Travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
A-B	10,74	3,222	5,37	7,54	12,96	-14,32
B-C	10,40	5,37	5,004	6,273	13,54	-13,3
C-D	12,51	5,004	9,54	7,46	13,94	-15,49
D-E	19,09	9,54	5,73	13,404	18,186	-18,186

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU :

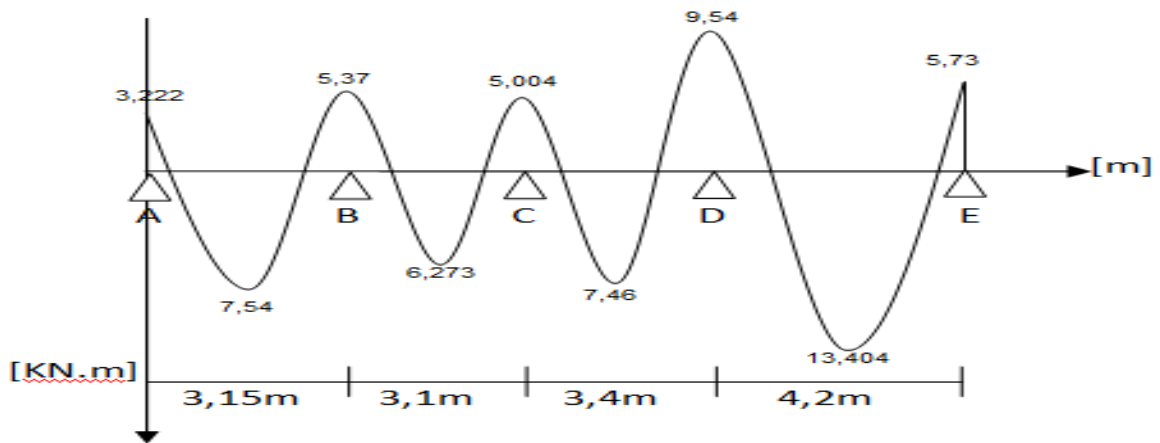


Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissants.

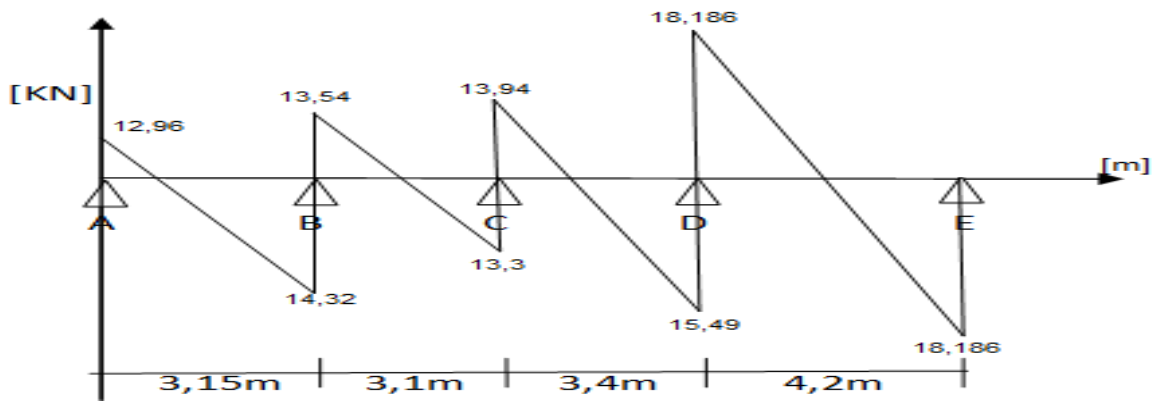


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants.

➤ **ferraillage à L'ELU :**

**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 13,404 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 9,54 \text{ KN.m}$$

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

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 25 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 23 \text{ cm}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 13,404 \text{ KN.m}$$

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

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left[ 0,23 - \frac{0,05}{2} \right] = 94,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 94,61 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 13,404 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire (65 x 25) cm<sup>2</sup>.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13,404 \times 10^6}{650 \times (230)^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,9865$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{13,404 \times 10^5}{0,9865 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}12$$

➤ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire (12 x 25) cm<sup>2</sup>

$$M_a^{\max} = 7,636 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{9,54}{0,12 \times (0,23)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,106$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{MAX}}{\beta d \delta_s} \Rightarrow A_{sa} = \frac{9,54 \times 10^3}{0,944 \times 23 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}12$

### b) Armatures transversales : (Art A 7.2.2/BAEL91 modifié 99)

D'après B.A.E.L, Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{25}{35} = 0,714 \text{ cm.} \\ \frac{12}{10} = 1,2 \text{ cm.} \\ \phi_l = 1,2 \text{ cm.} \end{cases}$$

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales ;

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales ;

$\phi = 0,714 \text{ cm}$  On prend  $\phi = 8 \text{ mm}$

On opte pour:  $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$ .

### c) L'espacement des armatures transversales :

$$S_t = \min \begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,9 \times 23 = 20,7 \text{ cm.} \\ 40 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donc :  $S_t = 20,7 \text{ cm}$ . On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$ , la section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : (Art A 5.1.23/BAEL91 modifié 99)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPA} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{12 \times 20} = 1,66 \text{ MPA} > 0,4 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### ➤ Vérification à L'ELU :

#### a) condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que  $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

- **En travée:**  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.
- **Aux appuis:**  $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### b) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u^{\max} = 18,186 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{18,186 \times 10^3}{120 \times 230} = 0,658 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

On a :

$\tau_u = 0,658 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa}$ . Pas de risque de cisaillement  $\implies$  condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**  
(Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum u_i} \text{ Avec : } \sum u_i \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \cdot \pi \cdot 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,186 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 113,04} = 0,777 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,777 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

$\implies$  Pas de risque d'entraînement des barres.

Avec :

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\bar{\tau}_{se}$  : contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

➤ **L'influence de l'effort tranchant sur le béton :**  
(Art A.5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 120 \times 0,9 \times 230 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} \implies V_u^{\max} \leq 165,6 \text{ KN}$$

• **Appuis de rive :**

$$V_u^{\max} = 12,95 \text{ KN} < 165,6 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaires:**

$$V_u^{\max} = 18,186 \text{ KN} < 165,6 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

• **Appuis de rive :**

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 12,95 + \frac{3,222}{0,9 \times 0,230} \right) = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,82 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaires:**

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 18,186 + \frac{7,636}{0,9 \times 0,230} \right) = 1,58 \text{ cm}^2$$

$A = 3,39\text{cm}^2 \geq 1,58\text{ cm}^2 \implies$  condition vérifiée

➤ **L'ancrage des barres :** (BAEL 91 modifiée 99/Art A.6.1, 221)

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA et } f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de poutre à la qu'elles les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est:

$L_c = 0,4 \times l_s$  (pour les aciers HA)

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18\text{ cm.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiée 99)

$$V_u^{\max} = 18,186\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{18,186 \times 10^3}{650 \times 230} = 0,122\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = \min \left[ 0,2 \cdot \frac{25}{1,15} ; 5\text{MPa} \right] = 4,347\text{MPa}$$

On a :

$$\tau_u = 0,122\text{MPa} < \bar{\tau}_{\text{lim}} = 4,347\text{MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

❖ **pour poutre I:**

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 6,162\text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,275}{3,887 + 2,275} = 0,34$$

$$M_{01} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,15^2}{8} = 7,642\text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,10^2}{8} = 7,4\text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s \cdot L_{CD}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,40^2}{8} = 8,9\text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s \cdot L_{DE}^2}{8} = \frac{6,162 \times 4,20^2}{8} = 13,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_s \cdot L_{EF}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,35^2}{8} = 8,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_s \cdot L_{FG}^2}{8} = \frac{6,162 \times 4,20^2}{8} = 13,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q_s \cdot L_{GH}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,40^2}{8} = 8,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{08} = \frac{q_s \cdot L_{HI}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,10^2}{8} = 7,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{09} = \frac{q_s \cdot L_{IJ}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,15^2}{8} = 7,642 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,642 = 2,29 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} ( M_{01} ; M_{02} ) = 0,5 \times \text{Max} ( 7,642 ; 7,4 ) = 0,5 \times 7,4 = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} ( M_{02} ; M_{03} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 7,4 ; 8,9 ) = 0,4 \times 8,9 = 3,56 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} ( M_{03} ; M_{04} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 8,9 ; 13,58 ) = 0,4 \times 13,58 = 5,432 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} ( M_{04} ; M_{05} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 13,58 ; 8,64 ) = 0,4 \times 13,58 = 5,432 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} ( M_{05} ; M_{06} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 8,64 ; 13,58 ) = 0,4 \times 13,58 = 5,432 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,4 \text{Max} ( M_{06} ; M_{07} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 13,58 ; 8,9 ) = 0,4 \times 13,58 = 5,432 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,4 \text{Max} ( M_{07} ; M_{08} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 8,9 ; 7,4 ) = 0,4 \times 8,9 = 3,56 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0,5 \text{Max} ( M_{08} ; M_{09} ) = 0,5 \times \text{Max} ( 7,4 ; 7,642 ) = 0,5 \times 7,4 = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$M_J = 0,3 M_{09} = 0,3 \times 7,642 = 2,29 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude de la travée AB : (travée de rive)**

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 1,05M_{01} ; (1+0,3 \alpha) M_{01} ] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 8,02 ; 8,42 ] - \frac{(2,29 + 3,7)}{2} \quad \Rightarrow \quad M_t^{AB} \geq 8,42 - 2,995 = 5,425 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 7,642 = 4,97 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 5,425 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée BC : (travée intermédiaire)**

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 1,05M_{02} ; (1+0,3 \alpha) M_{02} ] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 7,77 ; 8,15 ] - \frac{(3,7 + 3,56)}{2} \quad \Rightarrow \quad M_t^{BC} \geq 8,15 - 3,63 = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 7,4 = 4,077 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 4,52 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 1,05M_{03} ; (1+0,3 \alpha )M_{03} ] - \frac{(MC + MD)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 9,34 ; 9,8 ] - \frac{(3,56+5,432)}{2} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 9,8 - 4,496 = 5,304 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 8,9 = 4,9 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 5,304 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée DE :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 1,05M_{04} ; (1+0,3 \alpha )M_{04} ] - \frac{(MD + ME)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 14,26 ; 14,96 ] - \frac{(5,432+5,432)}{2} \Rightarrow M_t^{DE} \geq 14,96 - 5,432 = 9,528 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 13,58 = 7,48 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 9,53 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée EF :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{EF} \geq \text{Max} [ 1,05M_{05} ; (1+0,3 \alpha )M_{05} ] - \frac{(ME + MF)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \text{Max} [ 9,07 ; 9,52 ] - \frac{(5,432+5,432)}{2} \Rightarrow M_t^{EF} \geq 9,52 - 5,432 = 4,088 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{05} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 8,64 = 4,76 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 4,76 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée FG :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{FG} \geq \text{Max} [ 1,05M_{06} ; (1+0,3 \alpha )M_{06} ] - \frac{(MF + MG)}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \text{Max} [ 14,26 ; 14,96 ] - \frac{(5,432+5,432)}{2} \Rightarrow M_t^{FG} \geq 14,96 - 5,432 = 9,528 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{06} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 13,58 = 7,48 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{FG} = 9,53 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée GH :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{GH} \geq \text{Max} [ 1,05M_{07} ; (1+0,3 \alpha )M_{07} ] - \frac{(MG + MH)}{2}$$

$$M_t^{GH} \geq \text{Max} [ 9,34 ; 9,8 ] - \frac{(3,56+5,432)}{2} \Rightarrow M_t^{GH} \geq 9,8 - 4,496 = 5,304 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{GH} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{07} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 8,9 = 4,9 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{GH} = 5,304 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée HI :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{HI} \geq \text{Max} [ 1,05M_{08} ; (1+0,3 \alpha )M_{08} ] - \frac{(MH + MI)}{2}$$

$$M_t^{HI} \geq \text{Max} [ 7,77 ; 8,15 ] - \frac{(3,7 + 3,56)}{2} \Rightarrow M_t^{HI} \geq 8,15 - 3,63 = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{HI} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{08} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 7,4 = 4,077 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{HI} = 4,52 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée IJ : (travée de rive)

$$M_t^{IJ} \geq \text{Max} [1,05M_{09}; (1+0,3\alpha)M_{09}] - \frac{(MI + MJ)}{2}$$

$$M_t^{IJ} \geq \text{Max} [8,02; 8,42] - \frac{(2,29 + 3,7)}{2} \Rightarrow M_t^{IJ} \geq 8,42 - 2,995 = 5,425 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{IJ} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{09} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 7,642 = 4,97 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{IJ} = 5,425 \text{ KN.m}$

### ➤ Calcul des efforts tranchants :

#### Travée AB :

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \Rightarrow T_A = \frac{6,162 \times 3,15}{2} + \frac{[(-3,7) - (-2,29)]}{3,15} = 9,26 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \Rightarrow T_B = \frac{-6,162 \times 3,15}{2} + \frac{[(-3,7) - (-2,29)]}{3,15} = -10,15 \text{ KN}$$

#### Travée BC :

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \Rightarrow T_B = \frac{6,162 \times 3,1}{2} + \frac{[(-3,56) - (-3,7)]}{3,1} = 38,25 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \Rightarrow T_C = \frac{-6,162 \times 3,10}{2} + \frac{[(-3,56) - (-3,7)]}{3,10} = -38,16 \text{ KN}$$

#### Travée CD :

$$T_C = \frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \Rightarrow T_C = \frac{6,162 \times 3,4}{2} + \frac{[(-5,432) - (-3,56)]}{3,4} = 9,92 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \Rightarrow T_D = \frac{-6,162 \times 3,40}{2} + \frac{[(-5,432) - (-3,56)]}{3,40} = -11,02 \text{ KN}$$

#### Travée DE :

$$T_D = \frac{q_s \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \Rightarrow T_D = \frac{6,162 \times 4,2}{2} + \frac{[(-5,432) - (-5,432)]}{4,2} = 12,94 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-q_s \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \Rightarrow T_E = \frac{-6,162 \times 4,2}{2} + \frac{[(-5,432) - (-5,432)]}{4,2} = -12,94 \text{ KN}$$

#### Travée EF :

$$T_E = \frac{q_s \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} \Rightarrow T_E = \frac{6,162 \times 3,35}{2} + \frac{[(-5,432) - (-5,432)]}{3,35} = 10,32 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{-q_s \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} \Rightarrow T_F = \frac{-6,162 \times 3,35}{2} + \frac{[(-5,432) - (-5,432)]}{3,35} = -10,32 \text{ KN}$$

#### Travée FG :

$$T_F = \frac{q_s \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} \Rightarrow T_F = \frac{6,162 \times 4,2}{2} + \frac{[(-5,432) - (-5,432)]}{4,2} = 12,94 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{-q_s \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} \Rightarrow T_G = \frac{-6,162 \times 4,2}{2} + \frac{[(-5,432) - (-5,432)]}{4,2} = -12,94 \text{ KN}$$

#### Travée GH :

$$T_G = \frac{q_s \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} \Rightarrow T_G = \frac{6,162 \times 3,4}{2} + \frac{[(-3,56) - (-5,432)]}{3,4} = 11,02 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{-q_s \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} \Rightarrow T_H = \frac{-6,162 \times 3,4}{2} + \frac{[(-3,56) - (-5,432)]}{3,4} = -9,92 \text{ KN}$$

**Travée HI :**

$$T_H = \frac{q_s \times L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} \Rightarrow T_H = \frac{6,162 \times 3,1}{2} + \frac{[(-3,7) - (-3,56)]}{3,1} = 9,5 \text{ KN}$$

$$T_I = \frac{-q_s \times L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} \Rightarrow T_I = \frac{-6,162 \times 3,1}{2} + \frac{[(-3,7) - (-3,56)]}{3,1} = -9,59 \text{ KN}$$

**Travée IJ :**

$$T_I = \frac{q_s \times L_{IJ}}{2} + \frac{M_J - M_I}{L_{IJ}} \Rightarrow T_I = \frac{6,162 \times 3,15}{2} + \frac{[(-2,29) - (-3,7)]}{3,15} = 10,15 \text{ KN}$$

$$T_J = \frac{-q_s \times L_{IJ}}{2} + \frac{M_J - M_I}{L_{IJ}} \Rightarrow T_J = \frac{-6,162 \times 3,15}{2} + \frac{[(-2,29) - (-3,7)]}{3,15} = -9,25 \text{ KN}$$

❖ **pour poutre II:**

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 6,162 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,275}{3,887 + 2,275} = 0,34$$

$$M_{01} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,15^2}{8} = 7,642 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,10^2}{8} = 7,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s \cdot L_{CD}^2}{8} = \frac{6,162 \times 3,40^2}{8} = 8,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s \cdot L_{DE}^2}{8} = \frac{6,162 \times 4,20^2}{8} = 13,58 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,642 = 2,29 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} ( M_{01}; M_{02} ) = 0,5 \times \text{Max} ( 7,642; 7,4 ) = 0,5 \times 7,4 = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} ( M_{02}; M_{03} ) = 0,4 \times \text{Max} ( 7,4; 8,9 ) = 0,4 \times 8,9 = 3,56 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \text{Max} ( M_{03}; M_{04} ) = 0,5 \times \text{Max} ( 8,9; 13,58 ) = 0,5 \times 13,58 = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,3 \text{Max} ( M_{04}; M_{05} ) = 0,3 \times \text{Max} ( 13,58; 8,64 ) = 0,3 \times 13,58 = 4,074 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude de la travée AB : (travée de rive)**

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01} ] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 8,02; 8,42 ] - \frac{(2,29 + 3,7)}{2} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 8,42 - 2,995 = 5,425 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 7,642 = 4,97 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 5,425 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée BC :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 1,05M_{02} ; (1+0,3 \alpha )M_{02} ] - \frac{(MB + MC)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 7,77 ; 8,15 ] - \frac{(3,7 + 3,56)}{2} \implies M_t^{BC} \geq 8,15 - 3,63 = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 7,4 = 4,077 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 4,52 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 1,05M_{03} ; (1+0,3 \alpha )M_{03} ] - \frac{(MC + MD)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 9,34 ; 9,8 ] - \frac{(3,56+5,432)}{2} \implies M_t^{CD} \geq 9,8 - 4,496 = 5,304 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 8,9 = 4,9 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 5,304 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée DE :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 1,05M_{04} ; (1+0,3 \alpha )M_{04} ] - \frac{(MD + ME)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 14,26 ; 14,96 ] - \frac{(5,432+5,432)}{2} \implies M_t^{DE} \geq 14,96 - 5,432 = 9,528 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)}{2} M_{04} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,34)}{2} \times 13,58 = 8,84 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 9,53 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_s x L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \implies T_A = \frac{6,162 \times 3,15}{2} + \frac{[(-3,7) - (-2,29)]}{3,15} = 9,26 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_s x L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \implies T_B = \frac{-6,162 \times 3,15}{2} + \frac{[(-3,7) - (-2,29)]}{3,15} = -10,15 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_s x L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \implies T_B = \frac{6,162 \times 3,1}{2} + \frac{[(-3,56) - (-3,7)]}{3,1} = 38,25 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_s x L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \implies T_C = \frac{-6,162 \times 3,10}{2} + \frac{[(-3,56) - (-3,7)]}{3,10} = -38,16 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_s x L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \implies T_C = \frac{6,162 \times 3,4}{2} + \frac{[(-5,432) - (-3,56)]}{3,4} = 9,92 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_s x L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \implies T_D = \frac{-6,162 \times 3,40}{2} + \frac{[(-5,432) - (-3,56)]}{3,40} = -11,02 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_s x L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \implies T_D = \frac{6,162 \times 4,2}{2} + \frac{[(-5,432) - (-5,432)]}{4,2} = 12,94 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-q_s x L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \implies T_E = \frac{-6,162 \times 4,2}{2} + \frac{[(-5,432) - (-5,432)]}{4,2} = -12,94 \text{ KN}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

**a) État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables  $\implies$  Aucune vérification n'est à effectuer.

**b) Etat limite de résistance a la compression du béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91 modifie99)**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 23} = 0,818 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0,871 \\ K = 23,689 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A} \quad \text{Avec } M_a^s = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{6,79 \times 10^3}{0,871 \times 23 \times 2,26} = 149,97 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{149,97}{23,689} = 6,33 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,33 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \implies$  Condition vérifiée

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 23} = 1,228 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0,850 \\ K = 18,32 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_i^s}{\beta_1 \times d \times A} \quad \text{Avec : } M_i^s = 9,53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{9,53 \times 10^3}{0,850 \times 23 \times 3,39} = 143,795 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{143,795}{18,32} = 7,85 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,85 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \implies$  Condition vérifiée

**c) Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)**

Les règles du BAEL.91, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche dans le cas des poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

L = 420cm (longueur entre nus d'appuis)

h = 25cm (hauteur totale de la poutrelle)

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,25}{4,20} = 0,059 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$

c)  $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f = \frac{M_t^s \cdot I^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4200}{500} = 8,4 \text{ mm}$$

Avec:

$\bar{f}$  : la flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différée.

$$E_v = 37000 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n =15)

• Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 25 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 3,39 = 615,85 \text{ cm}^2$$

• Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = 12 \times \frac{25^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + (15 \times 3,39 \times 23) = 5582,05 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{5582,05}{615,85} = 9,06 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 9,06 = 15,94 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (9,06^3 + 15,94^3) + (65 - 12) \times 5 \left[ \frac{5^2}{12} + (9,06 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 3,39 (15,94 - 2)^2$$

$$I_0 = 41012,42 \text{ cm}^2$$

• Calcul des coefficients ( $\lambda_v$ ,  $\mu$ ,  $I_{fv}$ )

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 23} = 0,012$$

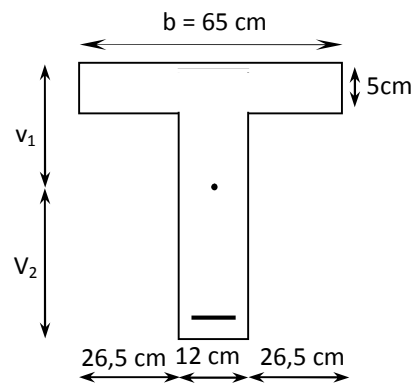


figure.III.9.calcul de la flèche.

La contrainte dans les aciers tendus est  $\sigma_s = 143,795 \text{ MPa}$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,012} = 1,370$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 143,795 + 2,1} ; 0\right) = 0,408$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 41012,42}{1 + (0,408 \times 1,37)} = 28938,306 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9,53 \times 10^6 \times (4200)^2}{10 \times 10818,865 \times 28938,306 \times 10^4} = 5,37 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} f_v = 5,37 \text{ mm} \\ \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8,4 \text{ mm} \end{array} \right\} f_v < \bar{f}_v \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

## III.2- Calcul des escaliers :

### III.2.1-Introduction :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

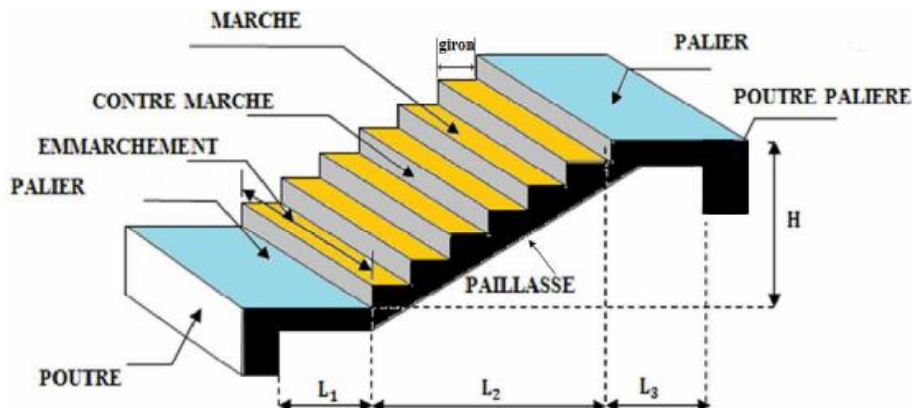


Fig II.2.1- Schéma de l'escalier

#### ➤ Caractéristique dimensionnelles :

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron ( $g$ )** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $L_2$ .
- **La paillasse** : d'épaisseur  $e_p$ , est la dalle en béton armé qui comporte les marches et contre marches.
- **L'emmarchement (E)** représente la largeur de la marche.
- **le palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.

#### ➤ Les cages d'escaliers :

Notre structure est dotée de deux cages d'escaliers qui comportent :

- deux volées pour le S-SOL et l'étage courant.
- trois volées pour le RDC.

### III.2.2- Pré dimensionnement :

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule

De **BLONDEL** :  $0,59m \leq 2h + g \leq 0,65m$

Avec :

$h$  : hauteur de la contre marche, avec :  $13\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$ .

$g$  : largeur de la marche, avec :  $28\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$ .

On prend :  $h = 17\text{cm}$  et  $g = 30\text{cm}$

➤ **Nombre de contre marches :**

- **Pour le sous-sol :**

La hauteur du sous-sol est égale à 4,08 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ contres marches}$$

**On aura :**

$n = 12$  contres marches pour la première volée

$n = 12$  contres marches pour la deuxième volée

Le nombre de marches est pris égale à  $m = n - 1 = 12 - 1 = 11$  marches.

- **Pour le RDC:**

La hauteur de RDC est égale à 4,59 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{459}{17} = 27 \text{ contres marches}$$

**On aura :**

$n = 7$  contres marches pour la première volée.

Le nombre de marches est pris égale a  $m = n - 1 = 7 - 1 = 6$  marches.

$n = 10$  contres marches pour la deuxième volée.

$n = 10$  contre marches pour la troisième volée.

Le nombre de marches est pris égale à  $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$  marches.

- **Pour l'étage courant :**

La hauteur de l'étage courant égale à 3,06 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contres marches}$$

**On aura :**

$n = 9$  contres marches pour la première volée

$n = 9$  contres marches pour la deuxième volée

Le nombre de marches est pris égale a  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

Nous avons :  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm} \quad \Longleftrightarrow \quad 59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

On remarque bien que  $59 \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \rightarrow$  la relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

**III.2.3-Dimensionnement de la paillasse et du palier :**

- **Etude de la volée intermédiaire de rez-de-chaussée :**

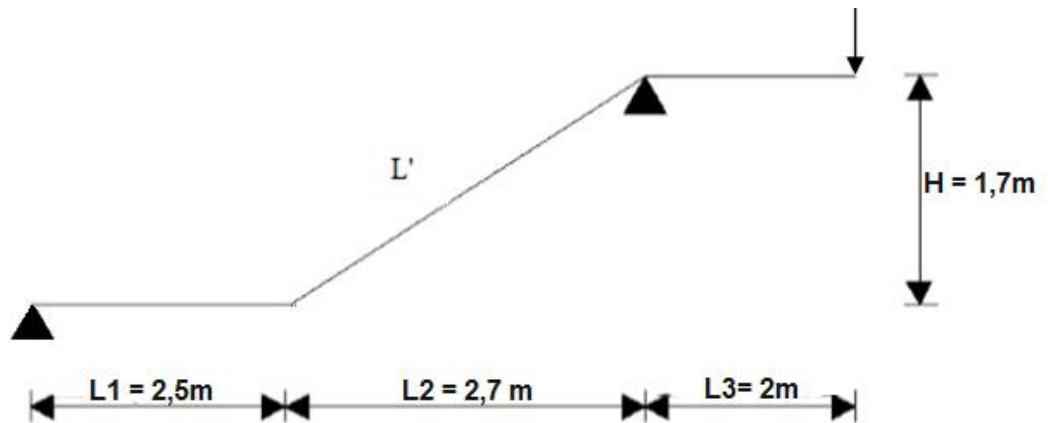


Figure III.2.2. Schéma statique de l'escalier

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

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur réelle de la paillasse ;  $L = L' + L_3$

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

$$L_2 = g (n-1) = 30 (10 - 1) = 270 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_2}, \quad H : \text{représente la hauteur de la volée} \quad H = n \times h = 10 \times 0,17 = 1,70 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1,70}{2,70} = 0,6296 \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

$$L' = \frac{270}{\cos 32,19} = 3,19 \text{ m}$$

$$L = 3,19 + 2,50 = 5,69 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{5,69}{30} \leq e_p \leq \frac{5,69}{20} \Rightarrow 18,96 \text{ cm} \leq e_p \leq 28,45 \text{ cm}$$

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

### III.2.4- Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera, pour une bonde de (1m) d'embranchement et une bonde de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### III.2.4.1- Détermination des charges et surcharges :

##### ➤ Charges permanentes :

##### 1-La volée :

Enduit ciment (2cm;  $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$ ) .....  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Poids des marches ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ) .....  $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

Poids de la paillasse ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ) .....  $25 \times 0,20 / \cos 32,19 = 5,90 \text{ KN/m}^2$

Lit de sable ( $\rho = 18\text{KN/m}^3 ; e=0,02$ ).....	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Poids de garde corps.....	$0,20 \text{ KN/m}^2$
Poids du mortier ( $\rho = 22\text{KN/m}^3 ; e=0,02$ ) .....	$22 \times 0,02 = 0,44\text{KN/m}^2$
Revêtement carrelage (2cm; $\rho = 22\text{KN/m}^3$ ) .....	$22 \times 0,02 = 0,44\text{KN/m}^2$
	$G = 9,825\text{KN/m}^2$

**2-Le palier :**

Enduit ciment (2cm; $\rho = 18\text{KN/m}^3$ ) .....	$18 \times 0,02 = 0,36\text{KN/m}^2$
Poids propre du palier.....	$0,20 \times 1 \times 25 = 5\text{KN/m}^2$
Mortier de pose.....	$0,44\text{KN/m}^2$
Revêtement carrelage.....	$0,44\text{KN/m}^2$
Lit de sable.....	$18 \times 0,02 = 0,36\text{KN/m}^2$
	$G = 6,6\text{KN/m}^2$

**3-Mur extérieur :**

$P = G(H - e) = 2,84 (3,40 - 0,20) = 9,088 \text{ KN/ml}$   
 Avec : G : poids volumique de mur extérieur.  
 H : hauteur du mur.  
 e : épaisseur du palier

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Selon le (DTR B.C.2.2) pour une construction a usage de service ou d'habitation :  
 $Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml}$

**III.2.4.2-Calcul a l'ELU :**

➤ **Combinaisons des charges :**

**Volée :**  $q_{u1} = 1,35G_v + 1,5Q_p = (1,35 \times 9,825 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 17,01 \text{ KN/ml}$   
**Palier :**  $q_{u2} = 1,35G_p + 1,5Q_p = (1,35 \times 6,6 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 12,66 \text{ KN/ml}$   
**Mur extérieur :**  $q_{mur} = 1,35 \times 9,088 = 12,27 \text{ KN/ml}$ .

• **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

• **Schéma statique :**

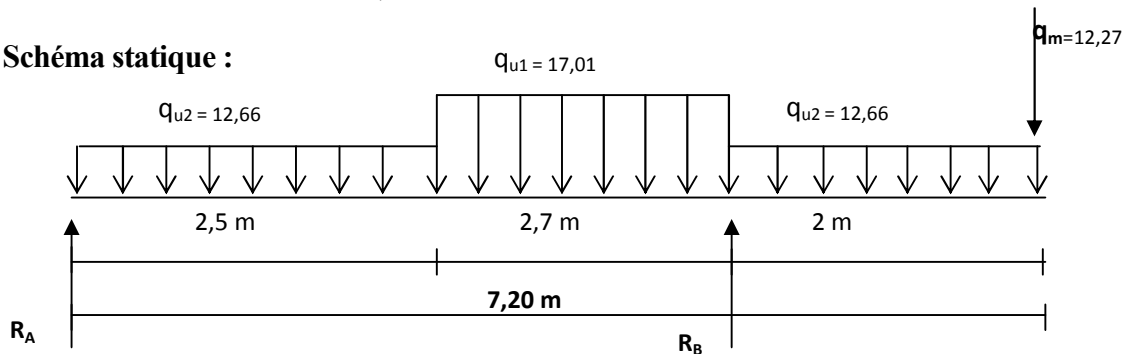


Figure III.2.3- schéma statique de calcul a l'ELU

Avec :  $q_{u1}$  : charge revenant a la paillasse.

$q_{u2}$  : charge revenant au palier.

$q_m$  : charge concentrée due au mur extérieur.

• Réaction d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{u1} \times 2,7) + (q_{u2} \times 2,5) + (q_{u2} \times 2) + q_m$$

$$R_A + R_B = (17,01 \times 2,7) + (12,66 \times 2,5) + (12,66 \times 2) + 12,27$$

$$R_A + R_B = 115,167$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,2 - q_{u1} \times 2,7 \times \left(\frac{2,7}{2} + 2,5\right) - q_{u2} \times \frac{2,5^2}{2} - q_{u2} \times 2 \times \left(\frac{2}{2} + 5,2\right) - F \times 7,2 = 0$$

$$5,2 R_B = 17,01 \times 9,625 + 12,66 \times 3,125 + 12,66 \times 12,4 + 12,27 \times 7,2$$

$$R_B = 88,79 \text{ KN}$$

$$R_A = 115,167 - R_B = 115,167 - 88,79 = 26,37 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant et effort tranchant :

Avec la méthode classique de la RDM on à les résultats suivants :

$$0 \leq x \leq 2,5 \text{ m}$$

$$T(x) + q_{u2} \cdot x - R_A = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 26,37 - 12,66 \cdot x$$

$$x = 0 \Rightarrow T(0) = 26,37 \text{ KN}$$

$$x = 2,5 \text{ m} \Rightarrow T(2,5) = 26,37 - 12,66 \times 2,5 = -5,28 \text{ KN}$$

$$M(x) + q_{u2} \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x = 0 \Rightarrow M(x) = -q_{u2} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$M(x) = -12,66 \frac{x^2}{2} + 26,37 \cdot x$$

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

$$x = 2,5 \Rightarrow M(2,5) = -12,66 \times \frac{2,5^2}{2} + 26,37 \times 2,5$$

$$M(2,5) = 26,36 \text{ KN.m}$$

$$2,5 \leq x \leq 5,2 \text{ m}$$

$$T(x) - R_A + (q_{u2} \times 2,5) + q_{u1}(x - 2,5)$$

$$T(x) = 26,37 - (12,66 \times 2,5) - 17,01 \times (x - 2,5)$$

$$x = 2,5 \text{ m} \Rightarrow T(2,5) = -5,28 \text{ KN}$$

$$x = 5,2 \text{ m} \Rightarrow T(5,2) = -51,207 \text{ KN}$$

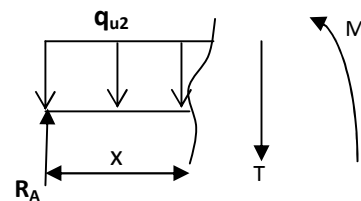


Fig III.2.4

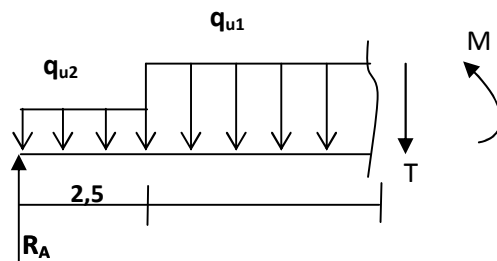


Fig III.2.5

$$\bullet \quad M(x) + q_{u2} \times 2,5 \times \left(x - \frac{2,5}{2}\right) + q_{u1} \times (x - 2,5) \times \frac{(x - 2,5)}{2} - R_A \times x = 0$$

$$\bullet \quad M(x) = -q_{u2} \times 2,5 \times \left(x - \frac{2,5}{2}\right) - q_{u1} \times \frac{(x - 2,5)^2}{2} + R_A x$$

$$x = 2,5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(2,5) = 26,36 \text{ KN.m}$$

$$x = 5,2 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(5,2) = -49,86 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 2 \text{ m}$$

$$T(x) - q_{u2}x - q_m = 0$$

$$T(x) = q_{u2}x + q_m$$

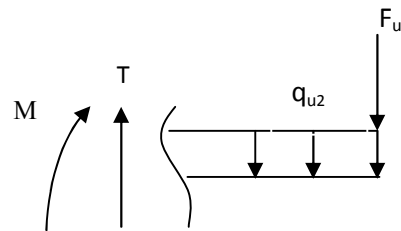
$$x = 0 \quad \Rightarrow \quad T(x) = 12,27 \text{ KN}$$

$$x = 2 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T(2) = 37,59 \text{ KN}$$

$$M(x) + F_u x + q_{u2} \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$x = 0 \quad \Rightarrow \quad M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 2 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(2) = -49,86 \text{ KN.m}$$



FigIII.2.6

Afin de tenir compte des semis encastrement, les moments en travées aux appuis seront affectés des 0.85 et 0.3 respectivement.

• **Calcul de  $M_{\max}$  :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = -q_{u2} \times 2,5 \times \left(x - \frac{2,5}{2}\right) - q_{u1} \times \frac{(x - 2,5)^2}{2} + R_A x$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 37,24 - 17,01x = 0$$

$$x = \frac{37,24}{17,01} = 2,189 \text{ m}$$

$$M(2,189 \text{ m}) = 27,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(2,189) = 27,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 27,18 = 23,103 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuisA}} = -0,3 \times 27,18 = -8,154 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuisB}} = -49,86 \text{ KN.m}$$

• Diagramme des efforts internes :

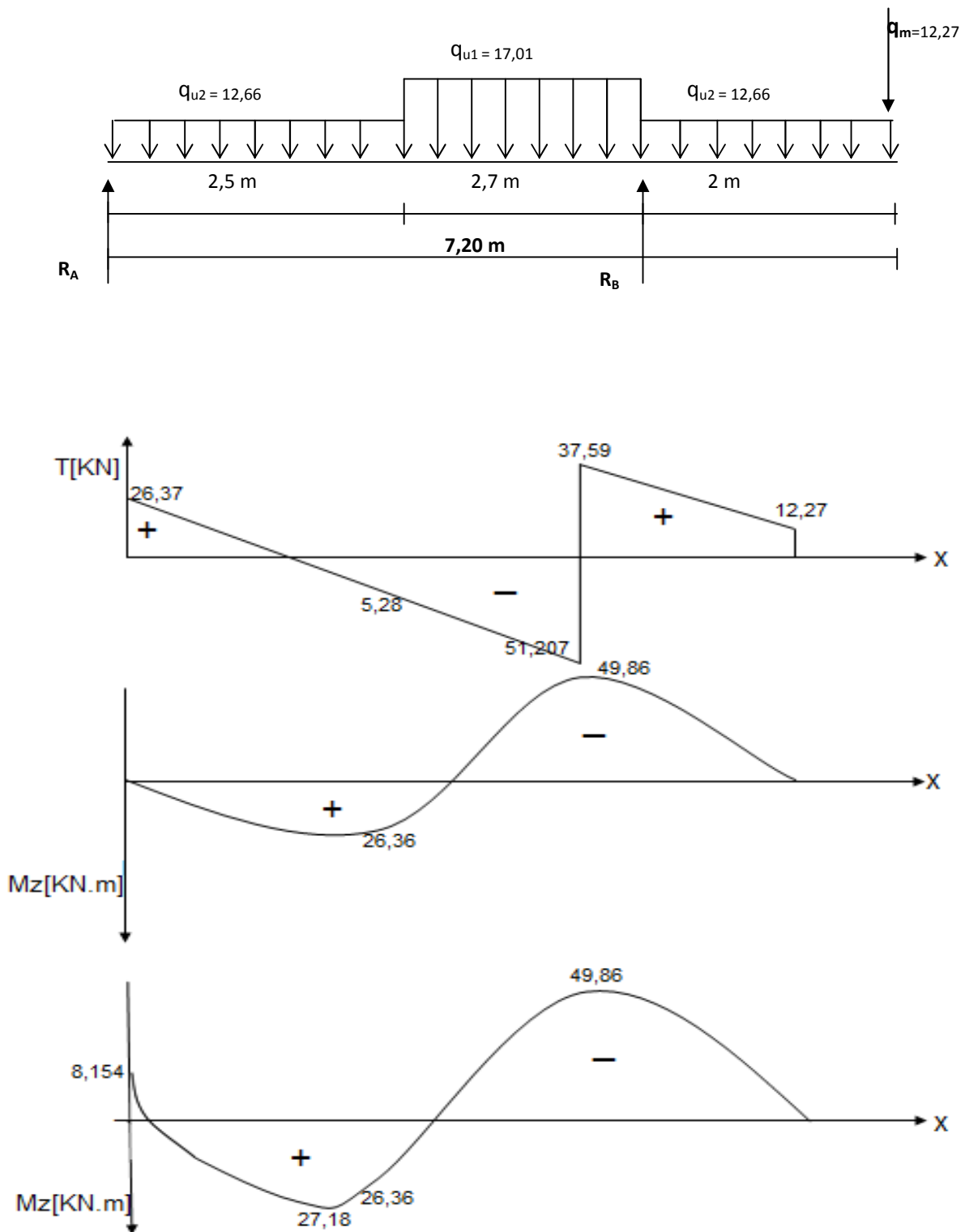


Figure.2.7. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

### III.2.5-Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

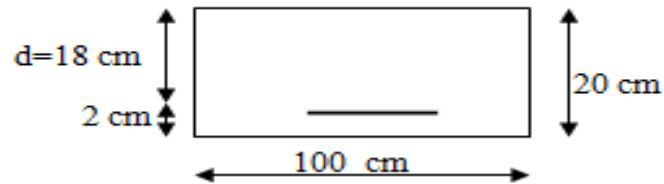


Figure III.2.8- Section rectangulaire de la paillasse

#### 1- Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \longrightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \longrightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

- Apuis A : ( $M_a = -8,154 \text{ KN.m}$ )

$$\mu = \frac{8,154 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0,017 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,017 \longrightarrow \beta = 0,9915$$

#### A/. Armatures principales :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,154 \cdot 10^3}{0,9915 \cdot 18 \cdot 348} = 1,312 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec (st = 25cm)

#### B/. Armatures de répartitions :

$$A_r = A_a / 4 = 3,14 / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec (st = 25cm)

- Apuis B : ( $M_B = -49,86 \text{ KN.m}$ )

$$\mu = \frac{49,86 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0,108 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,108 \longrightarrow \beta = 0,943$$

#### A/. Armatures principales :

$$A_b = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{49,86 \cdot 10^3}{0,943 \cdot 18 \cdot 348} = 8,44 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_b = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$  avec (st = 17cm)

#### B/. Armatures de répartitions :

$$A_r = A_b / 4 = 9,23 / 4 = 2,3 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec (st = 25cm)

**2- En travées : (Mt = 23,103 KN.m)**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu.}} \longrightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \longrightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{23,103 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0,05 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,05 \longrightarrow \beta = 0,974$$

**A/. Armatures principales :**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,103 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 18 \cdot 348} = 3,786 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}14 = 6,15 \text{ cm}^2$  avec (st=25cm)

**B/. Armatures de répartitions :**

$$A_r = A_a / 4 = 6,15 / 4 = 1,53 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec (st=25cm)

**III.2.6- Les vérifications à l'ELU :****1). Condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

**➤ En travée :**

**a) Armatures principales :**  $A_{pt} = 6,15 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,173 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

**b) Armatures de répartition :**  $A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,173 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

**➤ Sur appuis :****• Apuis A :**

**a) Armatures principales :**  $A_{pa} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

**b) Armatures de répartition :**  $A_{ra} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

**• Apuis B :**

**a) Armatures principales :**  $A_{pB} = 9,23 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

**b) Armatures de répartition :**  $A_{rB} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

**Donc :** La condition est vérifiée.

**2). Espacement des barres :**

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

➤ **Armatures principales :**

$$S_{tmax} \leq \min \{3h, 33cm\} = \min \{3 \times 20, 33cm\} = \min \{60cm, 33cm\}$$

$$S_{tmax} \leq 33 \text{ cm}$$

- sur appuis A :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  → vérifiée.
- sur appuis B :  $S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  → vérifiée.
- en travée :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  → vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{tmax} \leq \min \{4h, 45cm\} = \min \{4 \times 15, 45cm\} = \min \{60, 45cm\}$$

$$S_{tmax} \leq 45 \text{ cm}$$

- sur appuis A :  $S_t = 25cm < 45 \text{ cm}$  → vérifiée.
- sur appuis B :  $S_t = 25cm < 45 \text{ cm}$  → vérifiée.
- en travée :  $S_t = 25cm < 45 \text{ cm}$  → vérifiée.

D'où : la condition est vérifiée.

**3). Vérification de l'efforts tranchants (contrainte de cisaillement) (BAEL91 Art A.5.1.2) :**

$$V_u^{max} = 51,207 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{51,207 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,284 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.325 \text{ MPa}$$

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

La condition est vérifiée, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

**4). Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = \sum n\pi\phi : 6 \times 3.14 \times 14 = 26,37 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{51,207 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 263,7} = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15$$

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

**5). Influence de l'effort tranchant sur le béton: (Art A.5.1.313, BAEL 91 modifie 99)**

On doit vérifier que :  $V_u^{max} \leq 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{max} \leq 0.4 \times 100 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} \implies V_u^{max} \leq 1080 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 51,207 \text{ KN} < V_u = 1080 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

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

Avec :  $V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

$M_u$  : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_{aB} \geq \frac{1.15}{400} \times \left( 51,207 \times 10^3 - \frac{49,86 \times 10^3}{16,2} \right)$$

$$A_{aB} \geq -7,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{aB} = 9,232 \text{ cm}^2 > -7,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **L'ancrage des barres :** (BAEL 91 modifiée 99/Art A.6.1, 221)

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

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

On prend  $l_s = 50 \text{ cm}$ .

La longueur de scellement dépasse la largeur de poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \times l_s \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

### III.2.7-Calcul à l'ELS :

➤ **Combinaisons des charges :**

$$\text{Volée : } q_{s1} = G_v + Q_p = (9,825 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,325 \text{ KN/ml}$$

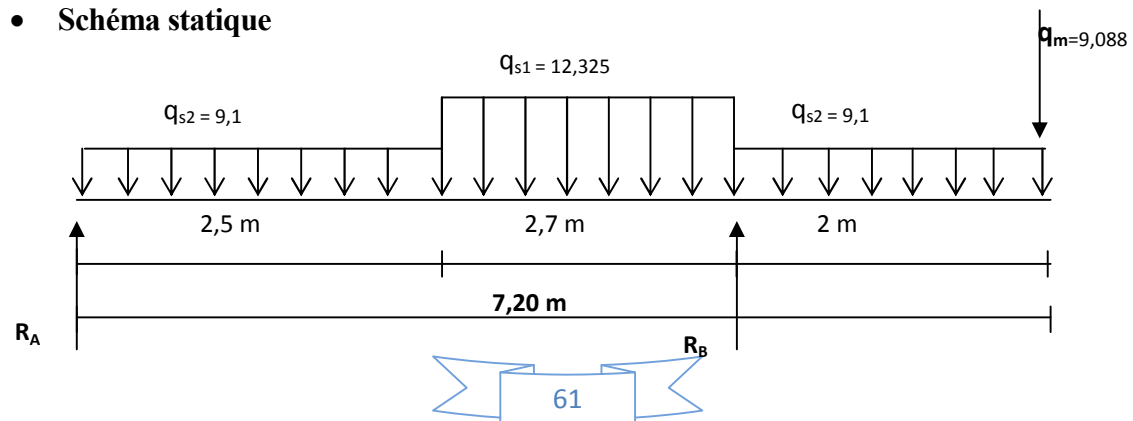
$$\text{Palier : } q_{s2} = G_p + Q_p = (6,6 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{mur} = 9,088 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

• **Schéma statique**



Avec :  $q_{s1}$  : charge revenant a la pailleasse.

$q_{s2}$  : charge revenant au palier.

$q_m$  : charge concentrée due au mur extérieur.

• Réaction d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{s1} \times 2,7) + (q_{s2} \times 2,5) + (q_{s2} \times 2) + q_m$$

$$R_A + R_B = (12,325 \times 2,7) + (9,1 \times 2,5) + (9,1 \times 2) + 9,088$$

$$R_A + R_B = 83,315 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,2 - q_{s1} \times 2,7 \times \left( \frac{2,7}{2} + 2,5 \right) - q_{s2} \times \frac{2,5^2}{2} - q_{s2} \times 2 \times \left( \frac{2}{2} + 5,2 \right) - F \times 7,2 = 0$$

$$5,2 R_B = (12,325 \times 9,625) + (9,1 \times 3,125) + (9,1 \times 12,4) + (9,088 \times 7,2)$$

$$R_B = 62,56 \text{ KN}$$

$$R_A = 83,315 - R_B = 83,315 - 62,56 = 20,755 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant et effort tranchant :

Avec la méthode classique de la RDM on à les résultats suivants :

$$0 \leq x \leq 2,5 \text{ m}$$

$$T(x) + q_{s2} \cdot x - R_A = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{s2} \cdot x$$

$$T(x) = 20,755 - 9,1 \cdot x$$

$$x = 0 \Rightarrow T(0) = 20,755 \text{ KN}$$

$$x = 2,5 \text{ m} \Rightarrow T(2,5) = 20,755 - (9,1 \times 2,5) = -1,995 \text{ KN}$$

$$M(x) + q_{s2} \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x = 0 \Rightarrow M(x) = -q_{s2} \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x$$

$$M(x) = -9,1 \frac{x^2}{2} + 20,755 \cdot x$$

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

$$x = 2,5 \Rightarrow M(2,5) = -9,1 \times \frac{2,5^2}{2} + 20,755 \times 2,5$$

$$M(2,5) = 23,45 \text{ KN.m}$$

$$2,5 \leq x \leq 5,2 \text{ m}$$

$$T(x) - R_A + (q_{s2} \times 2,5) + q_{s1}(x - 2,5)$$

$$T(x) = 20,755 - (9,1 \times 2,5) - 12,325 \times (x - 2,5)$$

$$x = 2,5 \text{ m} \Rightarrow T(2,5) = -1,995 \text{ KN}$$

$$x = 5,2 \text{ m} \Rightarrow T(5,2) = -35,272 \text{ KN}$$

•  $M(x) + q_{s2} \times 2,5 \times \left( x - \frac{2,5}{2} \right) + q_{s1} \times (x - 2,5) \times \frac{(x - 2,5)}{2} - R_A \times x = 0$

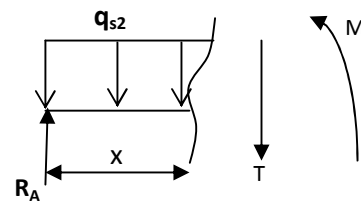


Fig III.2.9

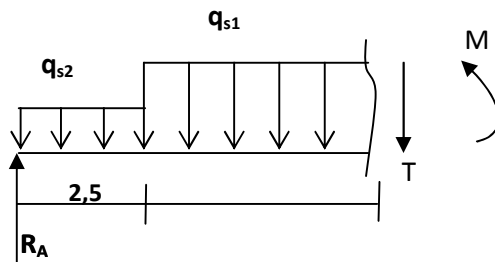


Fig III.2.10

- $M(x) = -q_{s2} \times 2,5 \times \left(x - \frac{2,5}{2}\right) - q_{s1} \times \frac{(x-2,5)^2}{2} + R_A \cdot x$

$$x = 2,5\text{m} \Rightarrow M(2,5) = 23,45 \text{ KN.m}$$

$$x = 5,2\text{m} \Rightarrow M(5,2) = -26,86 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 2 \text{ m}$$

$$T(x) - q_{s2} \cdot x - q_m = 0$$

$$T(x) = q_{s2} \cdot x + q_m$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x) = 9,088 \text{ KN}$$

$$x = 2 \text{ m} \Rightarrow T(2) = 27,288 \text{ KN}$$

$$M(x) + F_s x + q_{s2} \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 2 \text{ m} \Rightarrow M(2) = -36,376 \text{ KN.m}$$

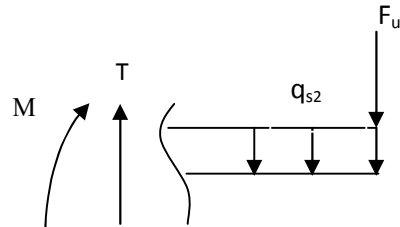


Fig III.2.11

Afin de tenir compte des semis encastrement, les moments en travées aux appuis seront affectés des 0.85 et 0.3 respectivement.

- **Calcul de  $M_{\max}$  :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = -q_{s2} \times 2,5 \times \left(x - \frac{2,5}{2}\right) - q_{s1} \times \frac{(x-2,5)^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 28,817 - 12,325x = 0$$

$$x = \frac{28,817}{12,325} = 2,189 \text{ m}$$

$$M(2,189 \text{ m}) = 23,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(2,189) = 23,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 23,13 = 19,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuisA}} = -0,3 \times 23,13 = -6,939 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuisB}} = -37,176 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts internes :

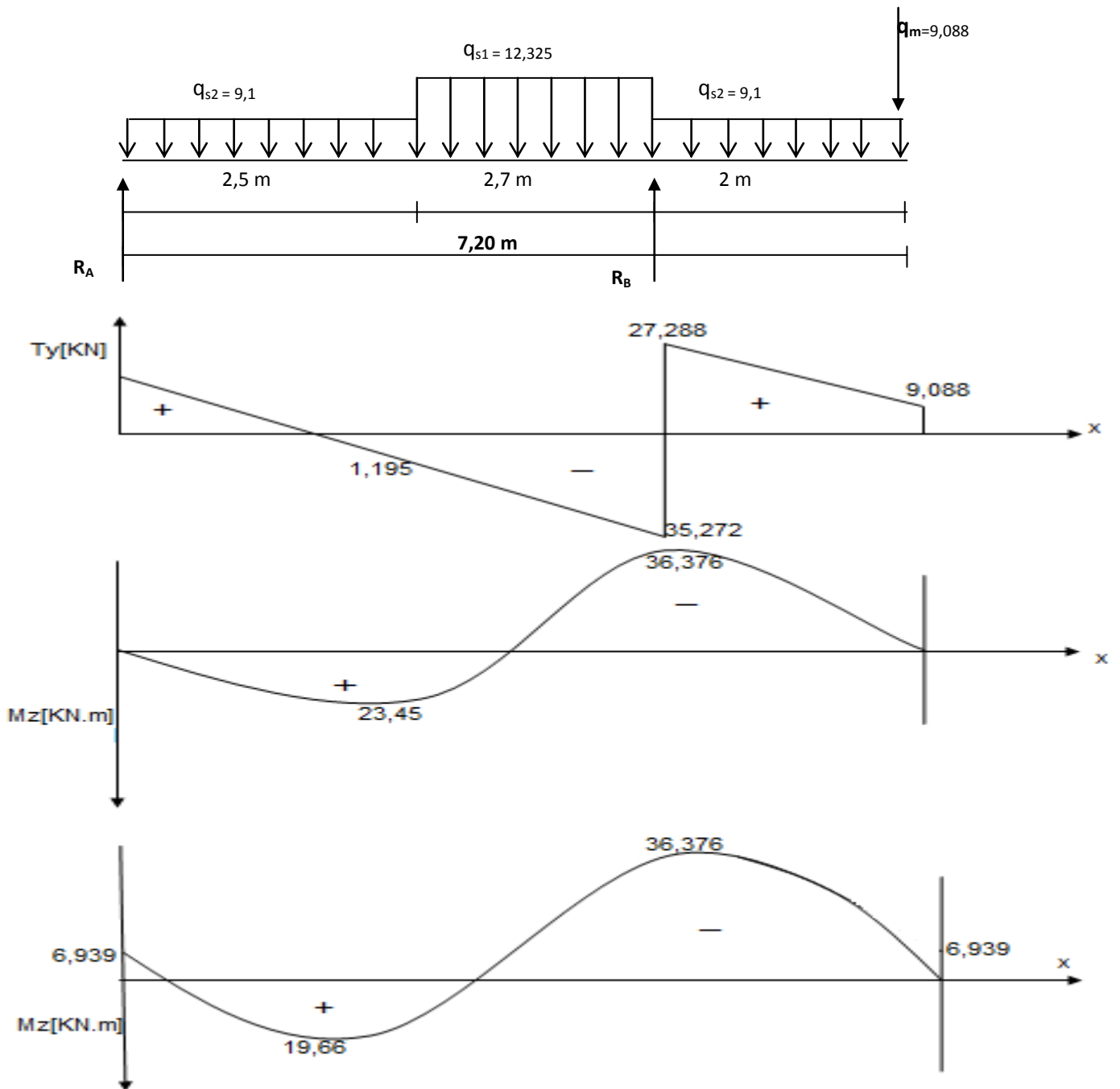


Figure.2.12. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS.

### III.2.7- Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- **En travée :**  $M_t = 19,66 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 18} = 0,34.$$

$$\rho_1 = 0,34 \Rightarrow \beta_1 = 0,909 \rightarrow K_1 = 39,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{19,66 \times 10^3}{6,15 \times 0,909 \times 18} = 195,376 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- **Appuis A :**  $M_a = 6,939 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174.$$

$$\rho_1 = 0,174 \Rightarrow \beta_1 = 0,932 \rightarrow K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{6,939 \times 10^3}{3,14 \times 0,932 \times 18} = 131,73 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Appuis B :**  $M_b = 37,176 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_b}{bd} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 18} = 0,512.$$

$$\rho_1 = 0,512 \Rightarrow \beta_1 = 0,8925 \rightarrow K_1 = 31,515$$

$$\sigma_s = \frac{M_b}{A_b \beta_1 d} = \frac{37,176 \times 10^3}{9,23 \times 0,8925 \times 18} = 210,25 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 6,67 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a).  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{5,2} = 0,038 < \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :  
(Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{5200}{500} = 10,4 \text{ mm}$$

Avec:

$\bar{f}$  : la flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différée.

$$E_v = 37000 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec  
(n = 15)

- Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 6,15 = 2092,25 \text{ cm}^2$$

- Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d = 100 \left( \frac{20^2}{2} \right) + 15 \times 6,15 \times 18$$

$$S_{/xx} = 21660,5 \text{ cm}^2$$

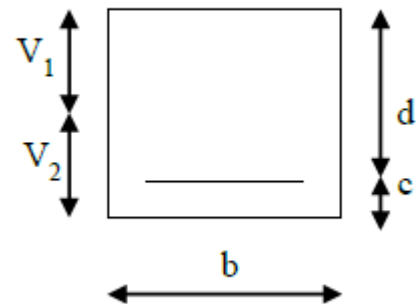
$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} + \frac{21660,5}{2092,25} = 10,35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9,65 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,35^3 + 9,65^3) + 15 \times 6,15 \times (9,65 - 2)^2$$

$$I_0 = 72310,37 \text{ cm}^4$$



❖ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + 3\frac{b_0}{b})\rho} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{6,15}{100 \times 18} = 0.0034$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0034} = 2,47$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 195,376 + 2.1} = 0,227$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 72310,37}{1 + 2,47 \times 0,227} = 50965,53 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{19,66 \times 10^6 \times (5200)^2}{10 \times 10818,865 \times 50965,53 \times 10^4} = 9,64 \text{ mm}$$

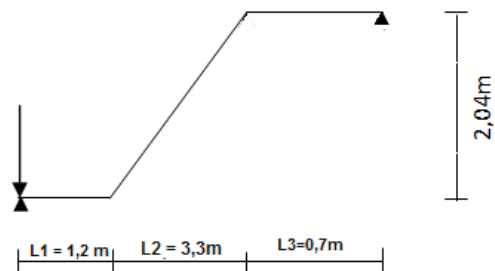
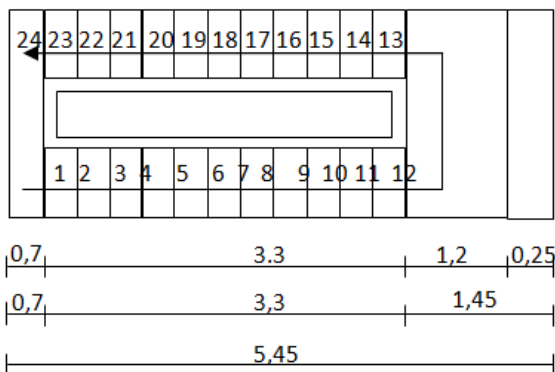
$$\left. \begin{aligned} f_v &= 9,64 \text{ MPa} \\ \bar{f}_v &= \frac{L}{500} = \frac{5200}{500} = 10,4 \text{ mm} \end{aligned} \right\} f_v < \bar{f}_v \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Il est inutile de faire cette vérification car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

**III.2.8- Escalier du sous-sol**

• **Présentation schématique :**



➤ **Dimensionnement de la paillasse :**

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

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

Avec

L : longueur réelle de la pailasse ;  $L = L_1 + L' + L_3$

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

$$L_2 = g (n-1) = 30 (12 - 1) = 330 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_2}, \quad H : \text{représente la hauteur de la volée} \quad H = n \times h = 12 \times 0,17 = 2,04 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{2,04}{3,30} = 0,618 \Rightarrow \alpha = 31,72^\circ$$

$$L' = \frac{330}{\cos 31,72} = 3,87 \text{ m}$$

$$L = 120 + 387 + 70 = 577 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \frac{577}{30} \leq e_p \leq \frac{577}{20} \Rightarrow 19,23 \text{ cm} \leq e_p \leq 28,85 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 25 \text{ cm}$

### III.2.8.1- Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera, pour une bonde de (1m) d'embranchement et une bonde de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### a) Détermination des charges et surcharges :

##### ➤ Charges permanentes :

**1-La volée :**  $G = 11,31 \text{ KN/m}^2$

**2-Le palier :**  $G = 7,85 \text{ KN/m}^2$

##### **3-Mur intérieur :**

$$P = G (H - e) = 1,3 (2,04 - 0,25) = 2,327 \text{ KN/ml}$$

Avec : G : poids volumique de mur intérieur.

H : hauteur du mur.

e : épaisseur du plancher.

##### ➤ Surcharges d'exploitation :

Selon le (DTR B.C.2.2) pour une construction a usage de service ou d'habitation :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

#### b) Calcul a l'ELU :

##### • Combinaisons des charges :

**Volée :**  $q_{u1} = 1,35G_v + 1,5Q_p = (1,35 \times 11,31 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 19 \text{ KN/ml}$

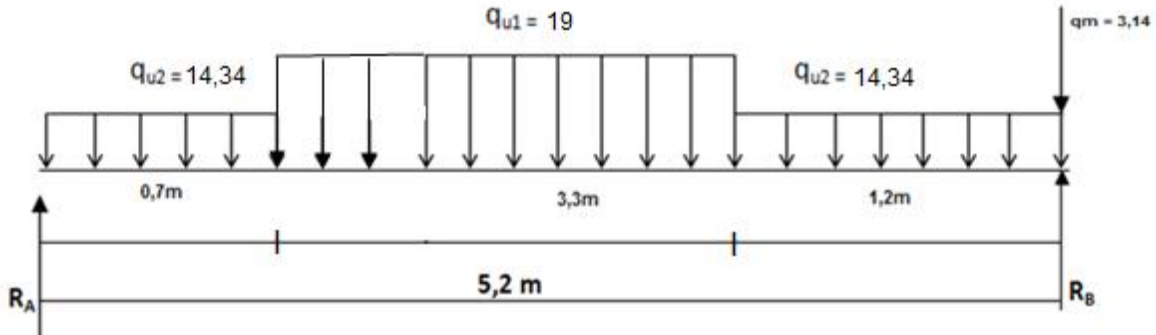
**Palier :**  $q_{u2} = 1,35G_p + 1,5Q_p = (1,35 \times 7,85 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 14,34 \text{ KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $q_{mur} = 1,35 \times 2,327 = 3,14 \text{ KN/ml}$ .

• **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

• **Schéma statique :**



• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{u1} \times 3,3) + (q_{u2} \times 0,7) + (q_{u2} \times 1,2) + q_m$$

$$R_A + R_B = (19 \times 3,3) + (14,34 \times 0,7) + (14,34 \times 1,2) + 3,14$$

$$R_A + R_B = 93,086 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,2 - q_{u1} \times 3,3 \times \left(\frac{3,3}{2} + 0,7\right) - q_{u2} \times \frac{0,7^2}{2} - q_{u2} \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} + 4\right) - F \times 5,2 = 0$$

$$5,2 R_B = (19 \times 7,755) + (14,34 \times 0,245) + (14,34 \times 5,52) + (3,14 \times 5,2)$$

$$R_B = 47,37 \text{ KN}$$

$$R_A = 93,086 - R_B = 93,086 - 47,37 = 45,716 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant et effort tranchant :**

Avec la méthode classique de la RDM on à les résultats suivants :

$$0 \leq x \leq 0,7 \text{ m}$$

$$T(x) + q_{u2} \cdot x - R_A = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 45,716 - 14,34 \cdot x$$

$$x = 0 \Rightarrow T(0) = 45,716 \text{ KN}$$

$$x = 0,7 \text{ m} \Rightarrow T(0,7) = 45,716 - (14,34 \times 0,7) = 35,67 \text{ KN}$$

$$M(x) + q_{u2} \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x = 0 \Rightarrow M(x) = -q_{u2} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$M(x) = -14,34 \frac{x^2}{2} + 45,716 \cdot x$$

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

$$x = 0,7 \Rightarrow M(0,7) = -14,34 \times \frac{0,7^2}{2} + (45,716 \times 0,7)$$

$$M(0,7) = 28,48 \text{ KN.m}$$

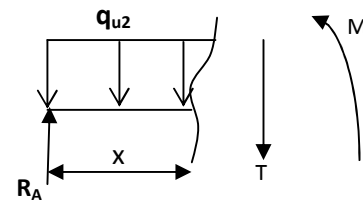


Fig. III.2.13

**0,7 ≤ x ≤ 4m**

$T(x) - R_A + (q_{u2} \times 0,7) + q_{u1}(x - 0,7)$   
 $T(x) = 45,716 - (14,34 \times 0,7) - 19 \times (x - 0,7)$   
 $x = 0,7 \text{ m} \Rightarrow T(0,7) = 35,67 \text{ KN}$   
 $x = 4 \text{ m} \Rightarrow T(4) = - 27,022 \text{ KN}$

- $M(x) + q_{u2} \times 0,7 \times \left(x - \frac{0,7}{2}\right) + q_{u1} \times (x - 0,7) \times \frac{(x - 0,7)}{2} - R_A \times x = 0$

- $M(x) = -q_{u2} \times 0,7 \times \left(x - \frac{0,7}{2}\right) - q_{u1} \times \frac{(x - 0,7)^2}{2} + R_A x$

$x = 0,7 \text{ m} \Rightarrow M(0,7) = 28,48 \text{ KN.m}$

$x = 4 \text{ m} \Rightarrow M(4) = 42,77 \text{ KN.m}$

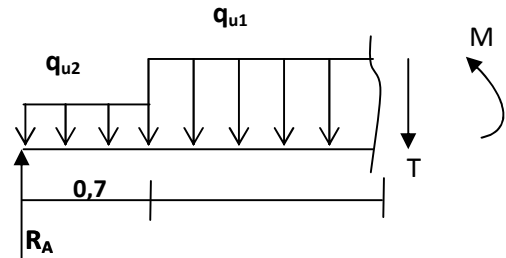


Fig. III.2.14

**0 ≤ x ≤ 1,2 m**

$T(x) - q_{u2}x - q_m + R_B = 0$   
 $T(x) = q_{u2}x + q_m - R_B$   
 $x = 0 \Rightarrow T(x) = -44,23 \text{ KN}$

$x = 1,2 \text{ m} \Rightarrow T(1,2) = -27,022 \text{ KN}$

$M(x) + F_u x + q_{u2} \left(\frac{x^2}{2}\right) - R_B \cdot x$

$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$

$x = 1,2 \text{ m} \Rightarrow M(1,2) = 42,75 \text{ KN.m}$

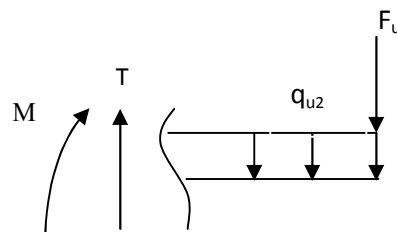


Fig. III.2.15

Afin de tenir compte des semis encastrement, les moments en travées aux appuis seront affectés des 0.85 et 0.3 respectivement.

- **Calcul de M<sub>max</sub> :**

$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

$M(x) = -q_{u2} \times 0,7 \times \left(x - \frac{0,7}{2}\right) - q_{u1} \times \frac{(x - 0,7)^2}{2} + R_A x$

$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 48,978 - 19x = 0$

$x = \frac{48,978}{19} = 2,577 \text{ m}$

$M(2,577 \text{ m}) = 61,98 \text{ KN.m}$

$M_{\text{max}}(2,577) = 61,98 \text{ KN.m}$

$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 61,98 = 52,68 \text{ KN.m}$

$M_{\text{appuisA}} = - 0.3 \times 61,98 = -18,59 \text{ KN.m}$

$M_{\text{appuisB}} = - 18,59 \text{ KN.m}$

- Diagramme des efforts internes :

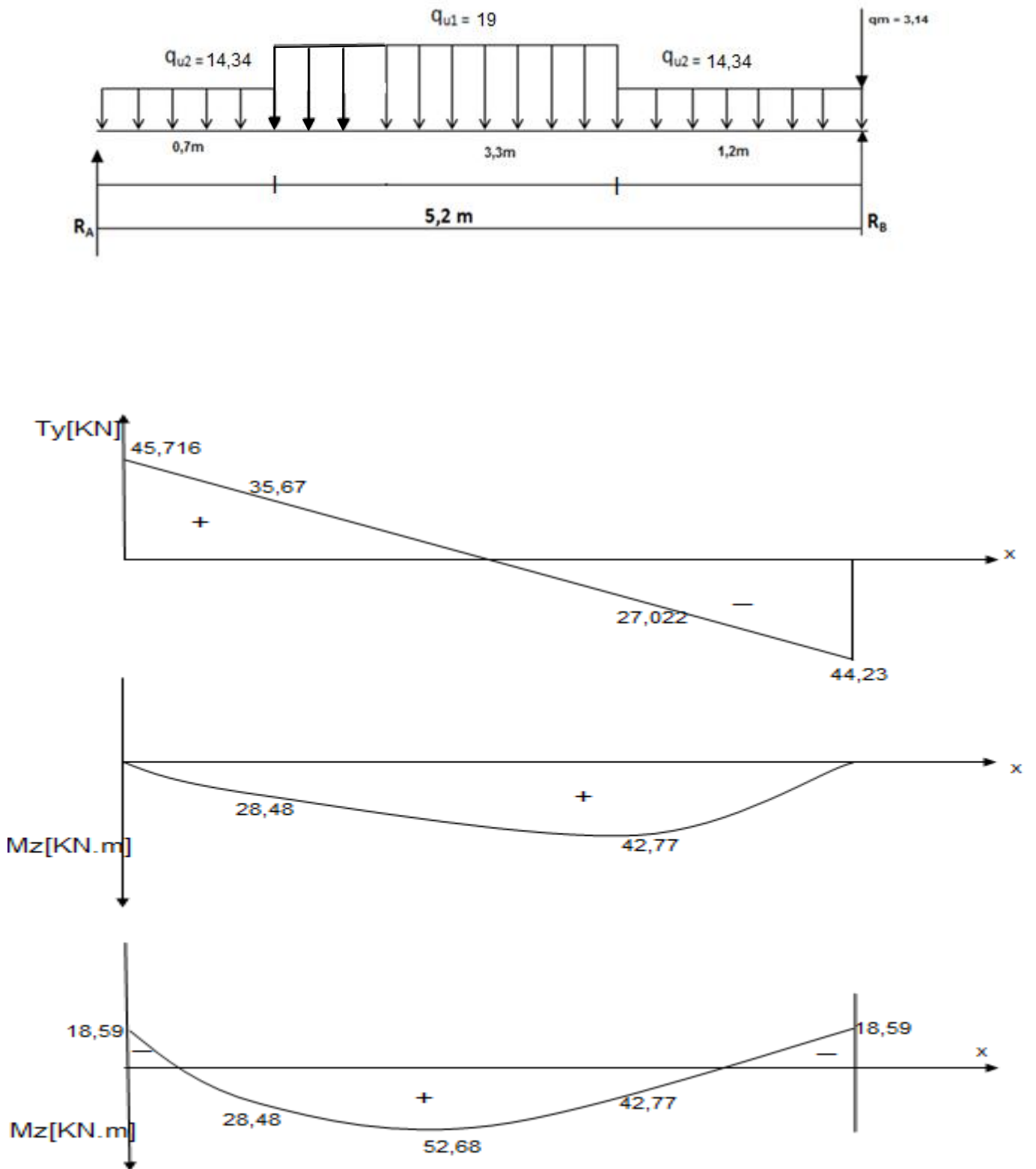


Figure.2.16. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

**c) Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

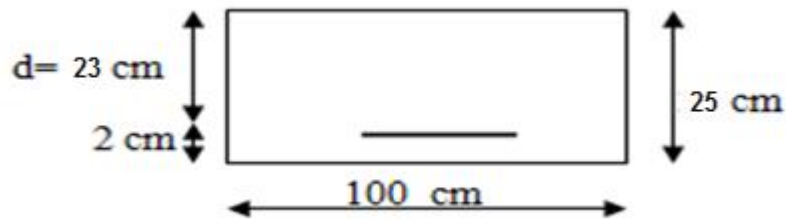


Figure III.2.17- Section rectangulaire de la paillasse

**1- Aux appuis: (Ma = 18,59 KN.m)**

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu.}} \longrightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \longrightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{18,59 \cdot 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14.2} = 0,024 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

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

**A/.Armatures principales :**

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18,59 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 23 \cdot 348} = 2,35 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec (st = 20cm)

**B/.Armatures de répartitions :**

$$A_r = A_a / 4 = 5,65 / 4 = 1,412 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 6\text{HA}8 = 3,01 \text{ cm}^2$  avec (st = 17cm)

**2- En travées : (Mt = 52,68 KN.m)**

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu.}} \longrightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \longrightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{52,68 \cdot 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14.2} = 0,07 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,07 \longrightarrow \beta = 0,964$$

**A/.Armatures principales :**

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{52,68 \cdot 10^3}{0,964 \cdot 23 \cdot 348} = 6,82 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5\text{HA}16 = 10,05 \text{ cm}^2$  avec (st = 20cm),

**B/.Armatures de répartitions :**

$$A_r = A_a / 4 = 10,05 / 4 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 6HA8 = 3,01 \text{ cm}^2$  avec ( $st=17\text{cm}$ )

**d) Les vérifications à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

**a) Armatures principales :**  $A_{pt} = 10,05 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

**b) Armatures de répartition :**  $A_{rt} = 3,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

➤ **Sur appuis :**

**a) Armatures principales :**  $A_p = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

**b) Armatures de répartition :**  $A_r = 3,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$  .....(Condition vérifiée).

Donc : La condition est vérifiée.

**2). Espacement des barres :**

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

➤ **Armatures principales :**

$$S_{t \max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 25, 33\text{cm}\} = \min \{75\text{cm}, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

- **sur appuis** :  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  → vérifiée.

- **en travée** :  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  → vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25, 45\text{cm}\} = \min \{100, 45\text{cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq 45 \text{ cm}$$

- **sur appuis** :  $S_t = 17\text{cm} < 45 \text{ cm}$  → vérifiée.

- **en travée** :  $S_t = 17\text{cm} < 45 \text{ cm}$  → vérifiée.

D'où : la condition est vérifiée.

**3). Vérification de l'efforts tranchants (contrainte de cisaillement)(BAEL91 Art A.5.1.2) :**

$$V_u^{\max} = 45,716 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{45,716 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,198 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.325 \text{ MPa}$$

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

La condition est vérifiée, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

**4). Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = \sum n \pi \phi : 5 \times 3.14 \times 12 = 18,84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{45,716 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 188,4} = 1,172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15$$

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

**5). Influence de l'effort tranchant sur le béton: (Art A.5.1.313, BAEL 91 modifie 99)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 100 \times 0,9 \times 23 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 1380 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 45,716 \text{ KN} < V_u = 1380 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

**➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

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

Avec :  $V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

$M_u$  : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_{aa} \geq \frac{1.15}{400} \times \left( 45,716 \times 10 + \frac{28,48 \times 10^3}{20,7} \right)$$

$$A_{aa} \geq 5,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{aa} = 5,65 \text{ cm}^2 > 5,27 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**➤ L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifie 99/Art A.6.1, 221)**

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

On prend  $l_s = 60 \text{ cm}$ .

La longueur de scellement dépasse la largeur de poutre à la qu'elles les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est:

$L_c = 0.4 \times l_s$  (pour les aciers HA)

$L_c = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}$ .

**E) Calcul à l'ELS :**

➤ **Combinaisons des charges :**

**Volée :**  $q_{s1} = G_v + Q_p = (11,31 + 2,5) \times 1\text{m} = 13,81 \text{ KN/ml}$

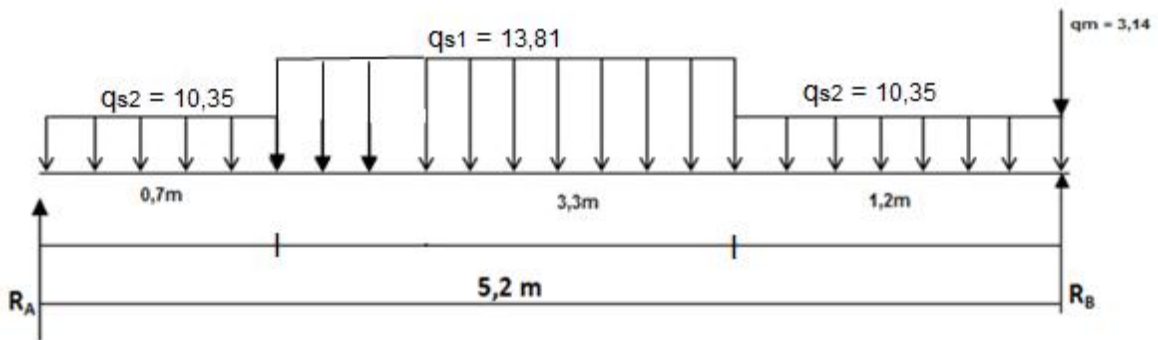
**Palier :**  $q_{s2} = G_p + Q_p = (7,85 + 2,5) \times 1\text{m} = 10,35 \text{ KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $q_{mur} = 2,327 \text{ KN/ml}$ .

• **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

• **Schéma statique :**



• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{s1} \times 3,3) + (q_{s2} \times 0,7) + (q_{s2} \times 1,2) + q_m$$

$$R_A + R_B = (13,81 \times 3,3) + (10,35 \times 0,7) + (10,35 \times 1,2) + 2,327$$

$$R_A + R_B = 67,56 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,2 - q_{s1} \times 3,3 \times \left(\frac{3,3}{2} + 0,7\right) - q_{s2} \times \frac{0,7^2}{2} - q_{s2} \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} + 4\right) - F \times 5,2 = 0$$

$$5,2 R_B = (13,81 \times 7,755) + (10,35 \times 0,245) + (10,35 \times 5,52) + (2,327 \times 5,2)$$

$$R_B = 34,4 \text{ KN}$$

$$R_A = 67,56 - R_B = 67,56 - 34,4 = 33,16 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant et effort tranchant :**

Avec la méthode classique de la RDM on a les résultats suivants :

$$0 \leq x \leq 0,7 \text{ m}$$

$$T(x) + q_{s2} \cdot x - R_A = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{s2} \cdot x$$

$$T(x) = 33,16 - 10,35 \cdot x$$

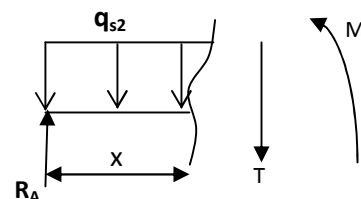


Fig. III.2.18

$$X = 0 \Rightarrow T(0) = 33,16 \text{ KN}$$

$$X = 0,7 \text{ m} \Rightarrow T(0,7) = 33,16 - (10,35 \times 0,7) = 25,92 \text{ KN}$$

$$M(x) + q_{s2} \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x = 0 \quad \Rightarrow \quad M(x) = -q_{s2} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot X$$

$$M(x) = -10,35 \frac{x^2}{2} + 33,16 \cdot X$$

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

$$X = 0,7 \Rightarrow M(0,7) = -10,35 \times \frac{0,7^2}{2} + (33,16 \times 0,7)$$

$$M(2,5) = 20,68 \text{ KN.m}$$

$$0,7 \leq x \leq 4 \text{ m}$$

$$T(x) - R_A + (q_{s2} \times 0,7) + q_{s1}(x - 0,7)$$

$$T(x) = 33,16 - (10,35 \times 0,7) - 13,81 \times (x - 0,7)$$

$$x = 0,7 \text{ m} \Rightarrow T(0,7) = 25,92 \text{ KN}$$

$$x = 4 \text{ m} \Rightarrow T(4) = -19,66 \text{ KN}$$

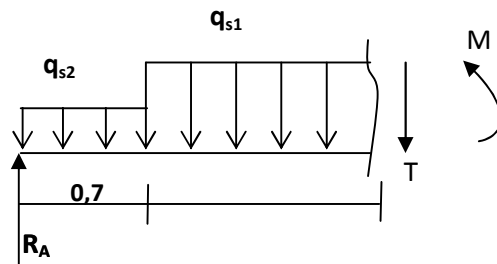


Fig. III.2.19

- $M(x) + q_{s2} \times 0,7 \times \left(x - \frac{0,7}{2}\right) + q_{s1} \times (x - 0,7) \times \frac{(x - 0,7)}{2} - R_A \times x = 0$

- $M(x) = -q_{s2} \times 0,7 \times \left(x - \frac{0,7}{2}\right) - q_{s1} \times \frac{(x - 0,7)^2}{2} + R_A \cdot x$

$$x = 0,7 \text{ m} \Rightarrow M(0,7) = 20,67 \text{ KN.m}$$

$$x = 4 \text{ m} \Rightarrow M(4) = 31 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$$

$$T(x) - q_{s2} \cdot x - q_m + R_B = 0$$

$$T(x) = q_{s2} \cdot x + q_m - R_B$$

$$X = 0 \Rightarrow T(x) = -32,07 \text{ KN}$$

$$x = 1,2 \text{ m} \Rightarrow T(1,2) = -19,65 \text{ KN}$$

$$M(x) + F_s x + q_{s2} \left(\frac{x^2}{2}\right) - R_B \cdot X$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1,2 \text{ m} \Rightarrow M(1,2) = 31,03 \text{ KN.m}$$

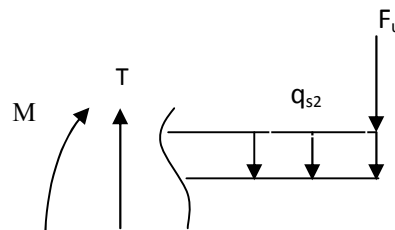


Fig. III.2.20

Afin de tenir compte des semis encastrement, les moments en travées aux appuis seront affectés des 0.85 et 0.3 respectivement.

- **Calcul de  $M_{\max}$ :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = -q_{s2} \times 0,7 \times \left(x - \frac{0,7}{2}\right) - q_{s1} \times \frac{(x - 0,7)^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 35,582 - 13,81x = 0$$

$$x = \frac{35,582}{13,81} = 2,576 \text{ m}$$

$$M(2,576 \text{ m}) = 45 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(2,576) = 45 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 45 = 38,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuisA}} = -0,3 \times 45 = -13,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuisB}} = -13,5 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts internes :

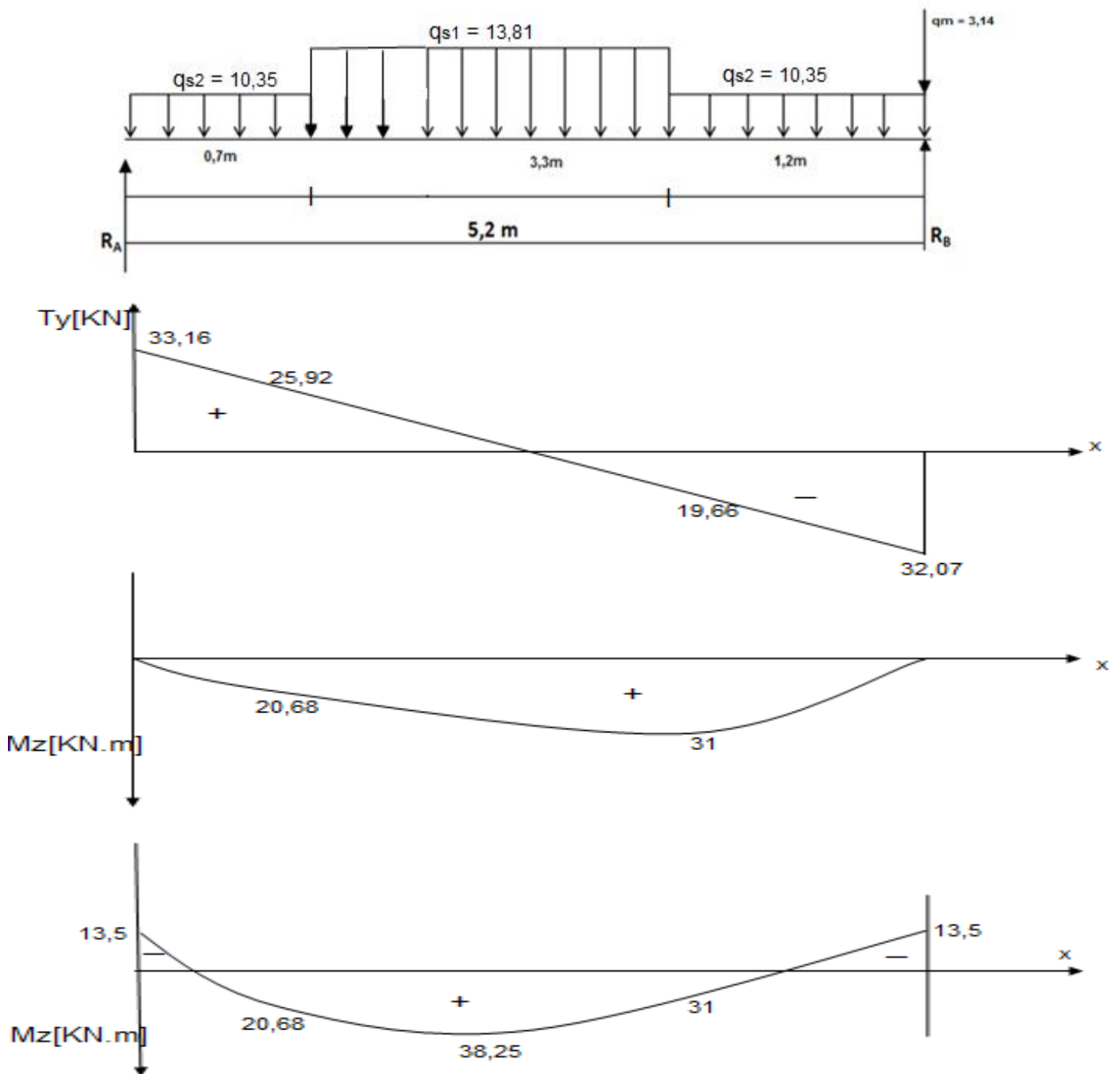


Figure.2.21. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS.

**F) Vérification à l'ELS :****• Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**• En travée :  $M_t = 38,25 \text{ KN.m}$** 

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 10,05}{100 \times 23} = 0,436.$$

$$\rho_1 = 0,436 \Rightarrow \beta_1 = 0,8995 \rightarrow K_1 = 34,65$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{38,25 \times 10^3}{10,05 \times 0,8995 \times 23} = 183,96 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 5,3 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**• Aux appuis :  $M_a = 13,5 \text{ KN.m}$** 

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 23} = 0,245$$

$$\rho_1 = 0,245 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \rightarrow K_1 = 48,29$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{13,5 \times 10^3}{5,65 \times 0,921 \times 23} = 112,79 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**• Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a). } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,25}{5,2} = 0,048 < \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}.$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :  
(Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{5200}{500} = 10,4 \text{ mm}$$

Avec:

$\overline{f}$  : la flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différée.

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

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ( $n=15$ )

• **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 25 + 15 \times 10,05 = 2650,75 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de V1 et V2 :**

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d = 100 \left( \frac{25^2}{2} \right) + 15 \times 10,05 \times 23$$

$$S_{/xx} = 34717,25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} + \frac{34717,25}{2650,75} = 13,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 11,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100}{3} (13,1^3 + 11,9^3) + 15 \times 10,05 \times (11,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 145883,34 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{10,05}{100 \times 23} = 0.0044$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0044} = 1,9$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 183,96 + 2.1} = 0,31$$

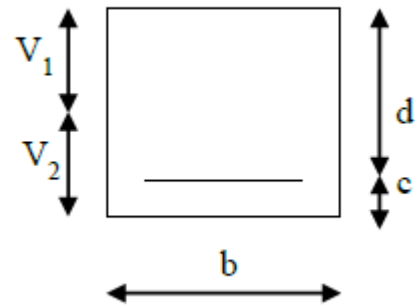
$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 145883,34}{1 + 1,9 \times 0,31} = 100989,096 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{38,25 \times 10^6 \times (5200)^2}{10 \times 10818,865 \times 100989,096 \times 10^4} = 9,46 \text{ mm}$$

$$f_v = 9,46 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{5200}{500} = 10,4 \text{ mm}$$

$f_v < \bar{f}_v \Rightarrow$  La flèche est vérifiée



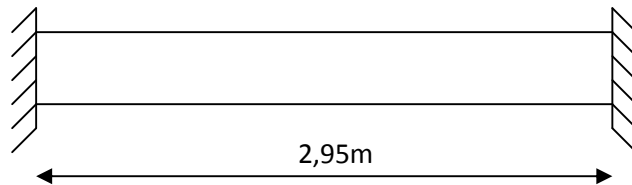
• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Il est inutile de faire cette vérification car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

**III.2.9-Calcul de la poutre palière :**

**a) Pré dimensionnement :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur ; la console de porte à faux et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2,95m (entre nus d'appuis).



**Fig3.2.22 :** Schéma de la poutre palière

➤ La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

$l$  : longueur libre entre nus d'appuis

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h_t \leq 29,5\text{cm}$$

➤ La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

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

❖ **Recommandations de RPA 2003 (Art 7.5.1) :**

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm}$$

- La largeur de la poutre  $b \geq 25\text{cm}$ :

D'après les exigences du RPA; on opte pour  $b = 30\text{ cm}$ .

- La hauteur de la poutre est donnée par  $h \geq 30\text{cm}$  :

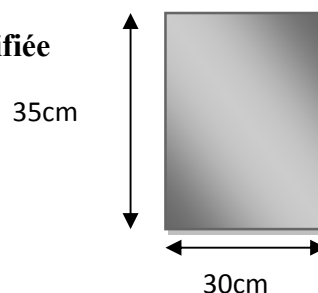
D'après les exigences du RPA ; on opte pour  $h_t = 35\text{ cm}$ .

- La vérification de la condition  $\frac{h}{b} \leq 4$  :

$$\left. \begin{matrix} h_t = 35\text{ cm} \\ b = 30\text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1.16 < 4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension :

$$(b \times h) = (30 \times 35)\text{ cm}^2.$$



**Fig.3.2.23 :** section de la poutre palière

**b) Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier (ELU) :  $R_B = 88,79 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELS) :  $R_B = 62,56 \text{ KN/ml}$ .

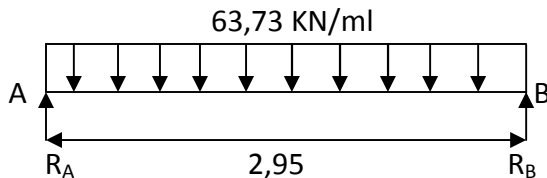
**c) Combinaison à considérée :**➤ **A ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1,35 G + \frac{2.R_B}{l} \\ q_u = 1,35 \times (2,625) + 60,19 = 63,73 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

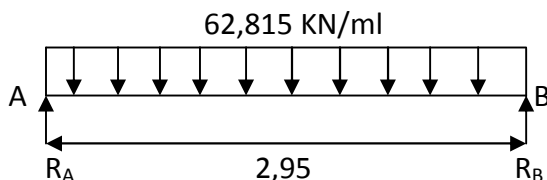
➤ **A ELS :**

$$\begin{cases} q_s = G + \frac{2.R_B}{l} \\ q_s = 2,625 + 60,19 = 62,815 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

**Schéma statique :**



**Fig.3.2.24 :** Schéma statique à l'E.L.U



**Fig.3.2.25 :** Schéma statique à l'E.L.S

**d) Calcul des efforts :**❖ **A l'E.L.U:**

➤ Réaction d'appuis :  $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{63,73 \times 2,95}{2} = 94 \text{ KN}$ .

➤ Moment isostatique :  $M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 63,73 \times \frac{(2,95)^2}{8}$   
 $M_u = 69,33 \text{ KN.m}$

➤ **Moment corrigé :**

Pour tenir compte de semi encastrement

$$M_d^u = -0,30 M_{\max} = -20,8 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 0,85 M_{\max} = 58,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u^{\max} = 94 \text{ KN}$$

❖ A l'E.L.S :

➤ Réaction d'appuis :  $R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{62,815 \times 2,95}{2} = 92,65 \text{ KN}$ .

➤ Moment isostatique :  $M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 62,815 \times \frac{(2,95)^2}{8}$

$M_s = 68,33 \text{ KN.m}$

➤ Moment corrigé :

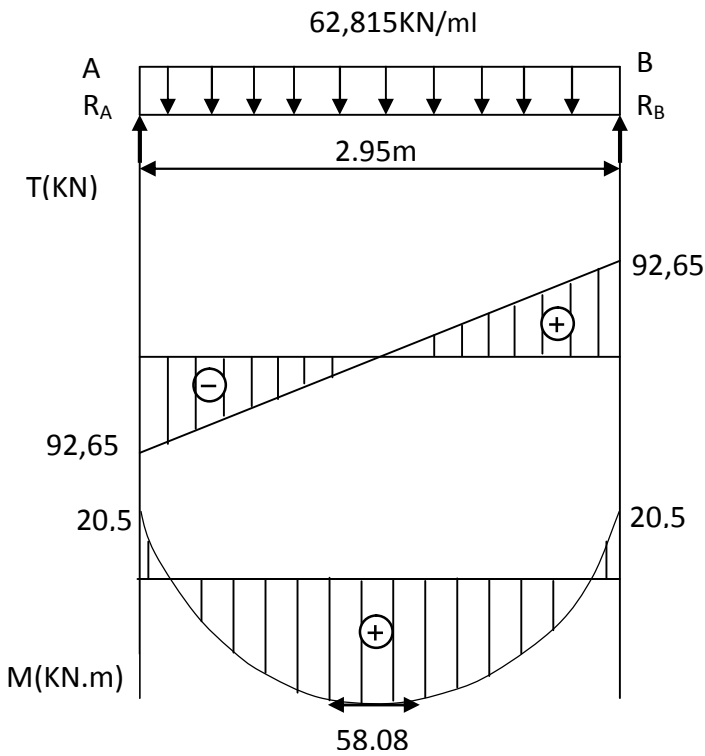
Pour tenir compte de semi encastrement

$M_a^s = -0,30 M_{\max} = -20,5 \text{ KN.m}$

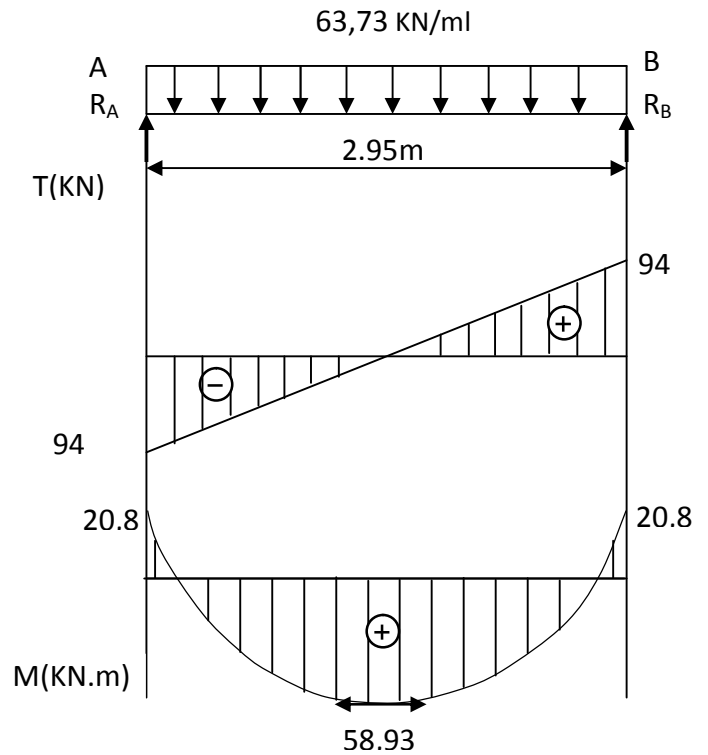
$M_t^s = 0,85 M_{\max} = 58,08 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $V_s^{\max} = 92,65 \text{ KN}$

Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants :



E L S



E L U

e) Ferrailage à l'E.L.U :

➤ Calcul des armatures principales :

En travée :  $M_t = 58,93 \text{ KN.m}$      $d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$

$\mu = \frac{M_t}{(b d^2 f_{bu})} = \frac{58,93 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,127 < 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,932$ .

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{58,93 \times 10^3}{0,932 \times 33 \times 348} = 5,5 \text{ cm}^2$

On opte pour une section 3HA16 = 6,03 cm<sup>2</sup>

**Aux appuis :** Ma = -20,8 KN.m

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,8 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{20,8 \times 10^3}{0,978 \times 33 \times 348} = 1,85 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>.

## F) Vérification à l'ELU :

### 1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2,1 BAEL99):

$$A_{\min} = \frac{0,23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

➤ **aux appuis A<sub>a</sub> :**

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **en travée A<sub>t</sub> :**

$$A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

### 2) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL99):

❖ **influence sur le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec a = 0.9d

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 33 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} \implies V_u^{\max} \leq 1980 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 94 \text{ KN} < V_u = 1980 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

❖ **influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left( 94 \times 10^3 - \frac{20,8 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) = 68,9 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,689 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\Sigma u_i$  : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 16 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{94 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150,72} = 2,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,09 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Les armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35} ; 16 ; \frac{300}{10} \right\}$$

Avec :

$h_t$  : étant la hauteur totale de la poutre.

$\phi_l$  : Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \min \{10; 16; 30\}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm.}$$

On opte comme armatures transversale un cadre, donc  $A_t = 2 \phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$

**3) Ecartement des barres transversales :**

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

➤ **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \implies S_t = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{1}{0.003 \times 30} = 11,11 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \{8.75 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm}\}$$

On prend :  $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 17 \text{ cm}$$

**4) Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-22) :**

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend :  $L_s = 50 \text{ [cm]}$

**g) Vérification a L'ELS :**

**1) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0,237$$

$$\rho_1 = 0,238 \Rightarrow \beta_1 = 0,922 \text{ et } K = 49,10$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot B \cdot d} = \frac{20,5 \times 10^6}{235 \times 0,922 \times 330} = 286,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{286,7}{49,1} = 5,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 33} = 0,609$$

$$\rho_1 = 0,574 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 \text{ et } K = 28,39$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{58,08 \times 10^6}{603 \times 0,885 \times 330} = 329,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{329,80}{28,39} = 11,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

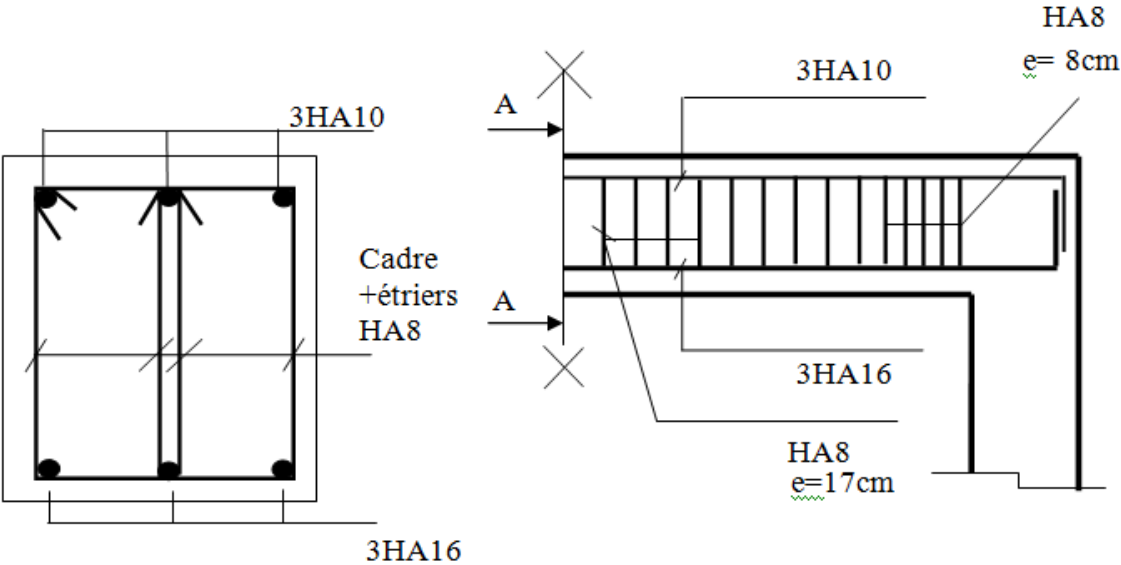
Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{2,95} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,35}{2,95} = 0,11 > \frac{58,08}{10 \times 58,93} = 0,098 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,03}{30 \times 33} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n' est pas nécessaire.



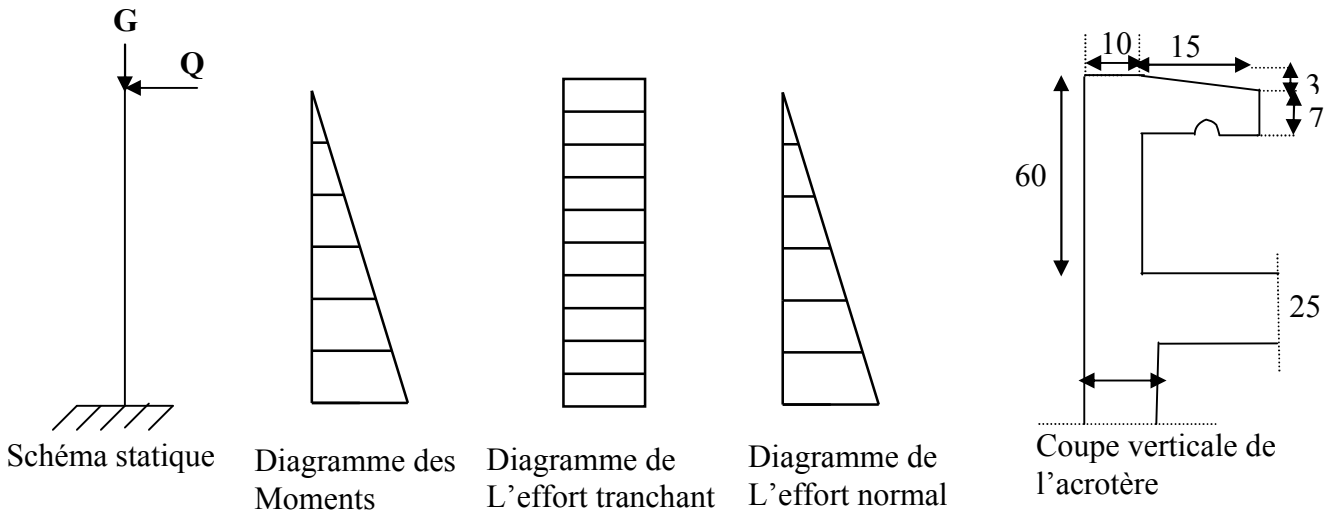
Coupe A-A

Fig.3.2.26 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III.3. Calcul de L'acrotère :**

L'acrotère est assimilé à une console encastree 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 provoquant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m de largeur.

**III.3.1 Schéma statique :**



**Figure 3.1.** Schéma statique de l'acrotère.

**Dimensions de l'acrotère :**

- La hauteur :  $h = 60\text{cm}$  ;
- L'épaisseur :  $h_0 = 10\text{ cm}$  ;
- L'enrobage :  $c = c' = 3\text{ cm}$  ;
- La surface :  $0,07125\text{ m}^2$ .

**III.3.2. Calcul des sollicitations :**

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

$$G = \rho \times S = 25 \left[ (0,50 \times 0,1) + (0,07 \times 0,25) + \frac{0,03 \times 0,25}{2} \right]$$

$G = 1,78\text{ KN/ml}$

Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.  
 $S$  : Section transversale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante :  $Q = 1\text{KN/ml}$

Effort normal :  $N_G = G \times 1\text{m} = 1,78\text{ KN}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :  $M = Q \times H = 1 \times 0,60 = 0,60\text{ KN.m}$

**III.3.3. Combinaisons de charges :**

➤ **ELU** : La combinaison est (1,35 G + 1,50 Q )

Effort normal de compression dû à G :.....  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : ..... $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.m}$

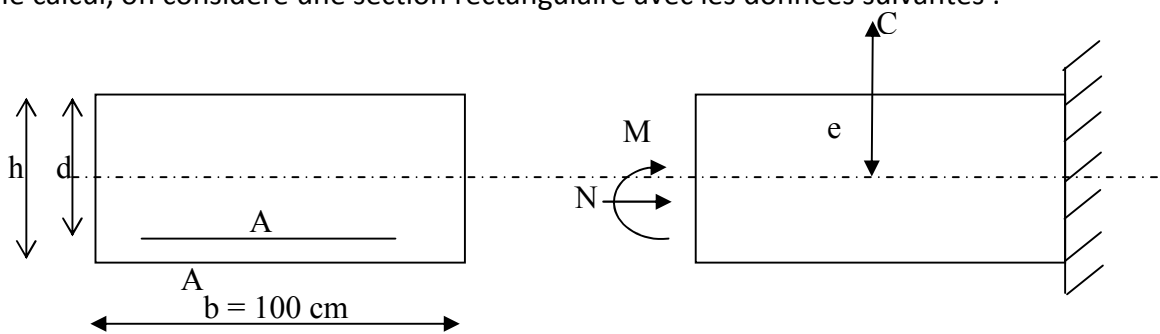
➤ **ELS** : La combinaison est (G +Q)

Effort normal de compression : .....  $N_s = G = 1,78 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : ..... $M_s = 0,60 \text{ KN.m}$

**III.3.4. Détermination du ferrillage :**

Le ferrillage sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire avec les données suivantes :



**Figure 3.2.** Section rectangulaire soumise a la flexion composée

$b = 100\text{cm}, h = 10 \text{ cm}, \quad d = 7 \text{ cm}, c' = 3 \text{ cm}, f_e = 400 \text{ MP} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$f_{bc} = 14.2\text{MPa}$

Soit :  $\left\{ \begin{array}{l} c : \text{centre de pression.} \\ e : \text{excentricité.} \end{array} \right.$

**III.3.4.1.Calcul à L'ELU :**

• **Calcul du centre de pression :**

$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,403} = 0,37 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = 0,02 \text{ m} = \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,02 \text{ m}$

$\Rightarrow e_u = 37 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$

Donc le centre de pression 'c<sub>p</sub>' se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N<sub>u</sub> est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**. Le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif **M<sub>f</sub>**, afin de déterminer les armatures fictives **A<sub>f</sub>**, puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles **A**.

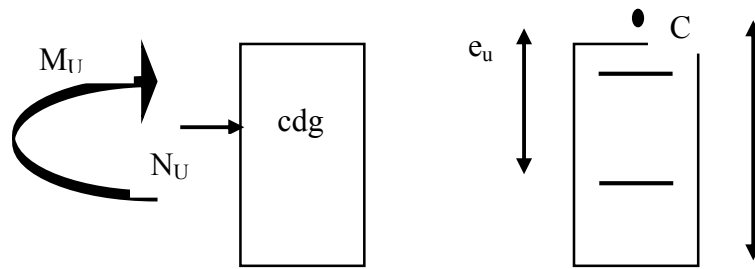


Figure 3.3. Flexion composée.

- Le moment de flexion fictif «  $M_{uf}$  » est donné par :

$$M_{uf} = M_u + N_u (d - h / 2)$$

$$M_{uf} = 0,9 + 2,403 \times (0,02) = 0,948 \text{ KN.m}$$

$$M_{uf} = 0,948 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures en flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,948 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,0136$$

$$\mu_b = 0,0136 < \mu_l = 0,392 \text{ la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,948 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,392 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Calcul des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,392 - \frac{2,403 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,392 - \frac{2,403 \times 10}{348} = 0,322 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,322 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées (S.S.A).)}$$

### III.3.4.2. Vérification à L'E.L.U :

- Condition de non fragilité (BAEL.91/AN A-4-2-1) :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,45 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,78} = 0,337 \text{ m} = 33,7 \text{ cm}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} + \frac{33,7 - 0,45 \times 7}{33,7 - 0,185 \times 7} = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 0,322 \text{ cm}^2 \text{ donc on adoptera une section :}$$

$$A_{\min} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5T8 ( $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Armature de répartition : } A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4T8 =  $2,01 \text{ cm}^2$  répartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement de  $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification du cisaillement : (Art A.5.1,1 BAEL 91)**

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa} .$$

**\* Fissuration préjudiciable [BAEL 91\_modifié99] :**

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée, le ferrailage à l'effort}$$

tranchant n'est pas nécessaire (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification à l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 12.56 \times 10} = 0,1895 \text{ MPa}$$

Avec:

$$u_i = \text{Périmètre utile} = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times \pi \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement :  $\Psi_s = 1.5$  H.A;  $\Psi_s = 1$  R.L

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

$$\text{Donc } \tau_{se} = 0,189 < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des barres :**

Nous avons une fissuration préjudiciable  $\rightarrow St = 20 \text{ cm} < \text{Min} (2h ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi * f_e}{4 \tau_s}$

$$\text{Avec : } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

**III.3.4.3.vérification à l'E.L.S :**

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

$$\begin{cases} N_s = 1,78 \text{ KN} \\ M_s = 0,60 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,78} = 0,337 \text{ m}$$

$$e_s = 33,7 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \\ \sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right. \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} : \text{contrainte dans les aciers tendus.} \\ \sigma_{sc} : \text{contrainte dans les aciers comprimée.} \\ \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimée.} \\ \bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte limite dans les aciers tendus.} \\ \bar{\sigma}_{sc} : \text{Contrainte limite dans les aciers comprimée.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte limite dans le béton comprimée.} \end{array} \right.$$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_v}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,358$$

$$\beta_1 = 0,907 \rightarrow K = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,60 \times 10^3}{0,907 \times 7 \times 2,51} = 37,65 \text{ MPa}$$

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

$\eta = 1,6$  pour les Barres H.A

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

$\sigma_{st} = 37,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_{st} = 0,0257 \times 37,65 = 0,967 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,967 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### III.3.4.4. Vérifications au séisme : ( R.P.A.99-Art.6.2.3 )

Les éléments secondaires des structures ainsi que leur ancrage au système structural principal doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de la zone. (R.P.A.99-Art.6.2.3- Tableau 1)

$C_p$  : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire (R.P.A.99-Art.6.2.3-Tableau 6.1).

$W_p$  : poids d'élément secondaire.

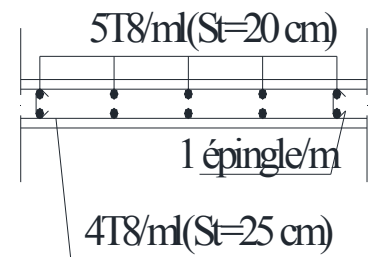
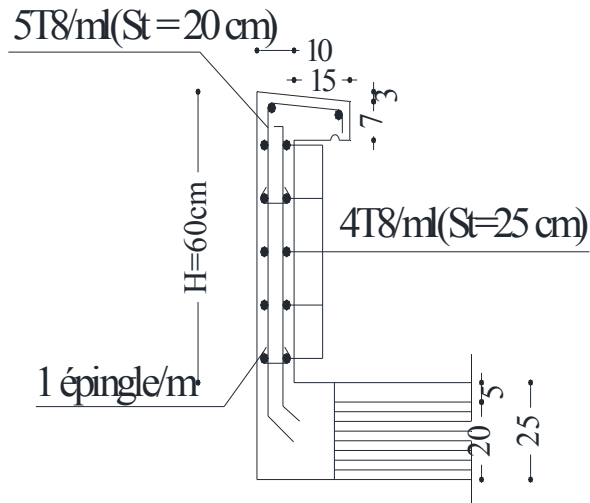
$$A=0,15, C_p=0,8, W_p=1,78 \text{ KN.} \rightarrow F_p=4 \times 0,15 \times 1,78 \times 0,8 = 0,854 \text{ KN}$$

$F_p=0,854 \text{ KN} < Q=1 \text{ KN} \rightarrow$  Donc l'acrotère résiste bien à la sollicitation due au séisme local. d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

**III.3.5.CONCLUSION :**

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour notre acrotère :

- ❖ Armatures principales : **5HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.
- ❖ Armatures de répartitions : **4HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.

**III.3.6. Schéma de ferrailage :**

Ferrailage de l'acrotère

Coupe Transversale

**Figure 3.4.** Ferrailage de l'Acrotère.

### III.4-ETUDE DES BALCONS :

#### III.4.1-Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

- G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge verticale revenant au balcon.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 15 cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm

L=1,50 m largeur du balcon.

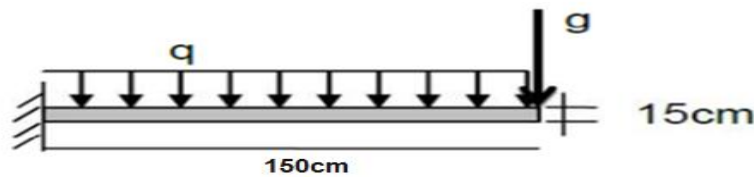


Figure III-4 -1 : Schéma statique de la console

#### III.4.2- Détermination des charges et surcharges :

##### a) Charges permanentes :

- La dalle :  $G = 5,53 \text{ [KN/m}^2\text{]}$
- Charge concentrée (poids propre du garde-corps) :

Tableau III.4.1: Charges revenant aux murs extérieurs

Éléments	Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Brique ( $e_p = 0,15\text{m}$ )	$8,67 \times 0,15$	1,3
Enduit de ciment ( $e_p = 2\text{cm}$ )	$20 \times 0,02 \times 2$	0,8
Somme (g)		2,1

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

##### b) Surcharge :

Surcharge du balcon :  $Q=3,5\text{KN/m}^2$

### III.4.3- Combinaison des charges :

Pour une bande de 1m de largeur

➤ **A L'ELU : 1,35G+1,5Q**

- dalle :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,53 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,7155 \text{ KN/ml}$
- Garde corps :  $g_u = 1,35g = (1,35 \times 2,1) \times 1 \text{ m} = 2,835 \text{ KN/ml}$

➤ **A L'ELS : G+Q**

- dalle :  $q_s = G + Q = (5,53 + 3,5) \times 1 \text{ m} = 9,03 \text{ KN/ml}$
- Garde corps :  $g_s = g = 2,1 \text{ KN/ml}$

### III.4.4-Calcul des moments d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement, le moment est égale à :

➤ **Moment d'encastrement provoqué par la charge  $q_u$  est :**

$$M_{qu} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{12,7155 \times 1,5^2}{2} = 14,3 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment provoqué par la charge  $g_u$  est :**

$$M_{gu} = g_u \times l = 2,835 \times 1,5 = 4,25 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = 14,3 + 4,25 = 18,55 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment d'encastrement provoqué par la charge  $q_s$  est :**

$$M_{qs} = q_s \frac{L^2}{2} = \frac{9,03 \times 1,5^2}{2} = 10,158 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment provoqué par la charge  $g_s$  est :**

$$M_{gs} = g_s \times l = 2,1 \times 1,5 = 3,15 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = 10,158 + 3,15 = 13,308 \text{ kN.m}$$

### III.4.5-Calcul des armatures à L'ELU :

Le ferrailage se fait pour une bande de (1 m) de longueur et de (15cm) d'épaisseur en flexion simple.

Largeur de la section :  $b = 100\text{cm}$   
 L'épaisseur de la dalle pleine :  $h = 15\text{cm}$

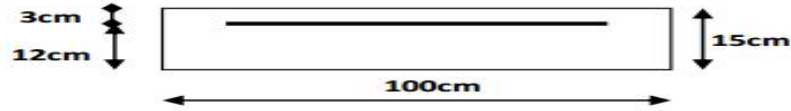


Figure III-4 -2: Section d'un balcon

L'enrobage :  $c = 3\text{cm}$

Hauteur utile :  $d = 12\text{cm}$

$M_u = 18,55 \text{ KN.m}$  et  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$

$\mu = \frac{18,55 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,090 < \mu = 0,392 \implies$  Section simplement armée.

$\mu = 0,090 \implies \beta = 0,953 \implies$  Tableau des sections rectangulaires en flexion.

➤ **Armature principales :**

$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18,55 \times 10^3}{0,953 \times 12 \times 348} = 4,66 \text{ cm}^2$

On adoptera **5HA12** =  $5,65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$

On adoptera **5HA6** =  $1,41 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 20 \text{ cm}$

**III.4.6-Vérifications à l'ELU :**

**a) condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié99) :**

Il faut vérifier que :  $A \geq A_{\min}$  Avec :  $A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$

$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$

Donc :  $A = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**b)Vérification de l'espacement des barres :**

- Armatures principales :  $St \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$   
 Nous avons adopté  $St = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.
- Armatures de répartition :  $St \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$   
 Nous avons adopté  $St = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.2/BAEL 91 modifié99) :**

➔ **Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$  :**

$$\tau_u = \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{21,91 \times 10}{100 \times 12} = 0,182 \text{ MPa}$$

- Tu Effort tranchant a l'ELU :
- Tu = qu x L + gu = 12,7155 x 1,5 + 2,835 = 21,91 KN
- b: Largeur minimal de la section (b=100cm)
- d : Hauteur utile (d=12cm)

➔ **Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$  :**

Pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Vérification de l'adhérence des barres (Entraînement) (BAEL 99/ Art A.6.1.3) :**

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

➤ **La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :**

Cette contrainte tient compte à la fois des caractéristiques de l'acier avec le coefficient de scellement  $\Psi_s$  et celles du béton  $f_{cj}$ , avec sa résistance à la traction  $f_{tj}$  :

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

$$\Psi_s := 1,5 \text{ (Acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

➤ **La contrainte d'adhérences d'entraînement :**

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{21,91 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,40} = 1,076 \text{ MPa}$$

- Tu: effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 5 \times 12 \times 3,14 = 188,4 \text{ mm}$

$\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

- n : nombre de barres

$\tau_{se} = 1,076 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « ls »

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

- $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_s$  : contrainte d'adhérence

- $\Psi_s = 1,5$  (Acier haute adhérence)

On adopte  $l_s = 45\text{cm}$ , le BAEL admet que l’ancrage d’une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encrée mesure au moins :

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18\text{cm}$$

On adopte des crochets de longueur :  $l_r = 20\text{cm}$

**e) Influence de l’effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

➤ **Armatures principales :**

$$A_s \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{21,91 \times 10 \times 1,15}{400} = 0,629 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,629 \text{ [cm}^2\text{]} \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times 0,9d = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 100 \times (0,9 \times 12) = 720 \text{ KN}$$

$$V_u = 21,91 \text{ [KN]} < 720 \text{ [KN]} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**III.4.7-Vérification à l’ELS :**

**a) Vérification des contraintes de compression du béton :**

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

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,470 \implies \beta_1 = 0,896 \text{ et } K1 = 33,16$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{13,308 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 219,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{219,06}{33,16} = 6,606 \text{ MPa}$$

Donc on a :  $\sigma_b = 6,606 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15\text{MPa}$ .....**Condition vérifiée**

La section est vérifiée vis avis de la compression

**b) Vérification de la flèche:(Art B.6.8.424/BAEL91)**

D’après le BAEL91 modifié99, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
2.  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_u}$
3.  $\frac{A}{bd} \leq \frac{3,6}{f_e}$

Avec :  $h=15\text{cm}$  ;  $L=1,50\text{m}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$  ;  $A=5,65 \text{ cm}^2$  ;  $M_u= 18,55\text{KN.m}$  ;

$M_s= 13,308 \text{ KN.m}$

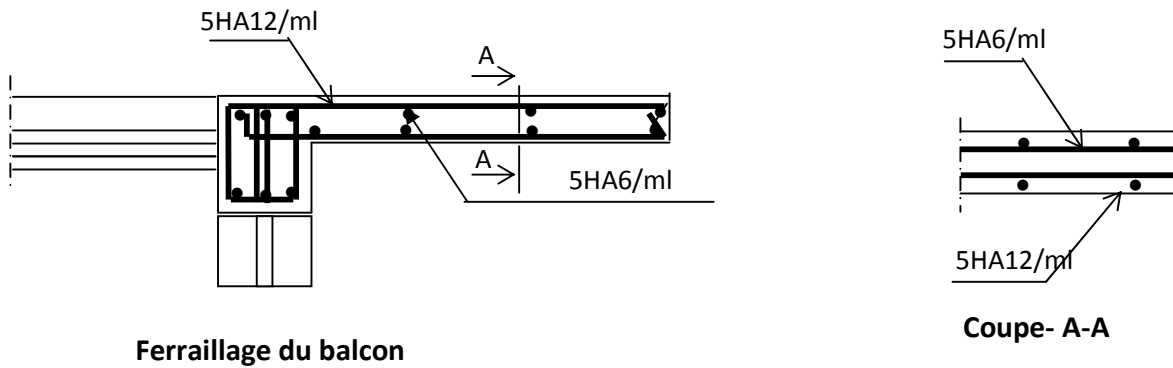
$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{22,5} = 0,0444 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{M_s}{10M_u} = \frac{13,308}{10 \times 18,55} = 0,071 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III-4 -3.Ferrailage du balcon.**

### III.5-ETUDE DES PORTES à FAUX :

#### III.5.1-Introduction :

Les portes à faux sont calculés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher; soumis à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitation Q. Ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionnés comme suit :

L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm

$L=0,7$  m largeur du porte-à-faux.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple .Le schéma statique est comme suit :

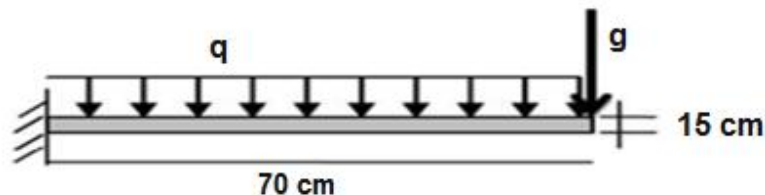


Figure III-4 -1 : Schéma statique du porte à faux.

#### III.5.2- Détermination des charges et surcharges :

##### a) Charges permanentes :

- La dalle :  $G = 5,53$  [KN/m<sup>2</sup>]
- Charge concentrée (poids propre du garde-corps) :  $g = 2,84$  KN/m<sup>2</sup>

##### b) charge d'exploitation :

Surcharge du porte-à-faux :  $Q=1,5$ KN/m<sup>2</sup>

#### III.5.3- Combinaison des charges :

Pour une bande de 1m de largeur

- **À L'ELU :  $1,35G+1,5Q$** 
  - dalle :  $q_u = 1,35G+1,5Q = (1,35 \times 5,53 + 1,5 \times 1,5) \times 1 = 9,71$  KN /ml
  - Garde corps :  $g_u = 1,35g = (1,35 \times 2,84) \times 1\text{m} = 3,834$  KN/ml
- **À L'ELS :  $G+Q$** 
  - dalle :  $q_s = G+Q = (5,53 + 1,5) \times 1\text{m} = 7,03$  KN /ml
  - Garde corps :  $g_s = g = 2,84$  KN/ml

### III.5.4-Calcul des moments d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement, le moment est égal à :

➤ **Moment d'encastrement provoqué par la charge  $q_u$  est :**

$$M_{qu} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{9,71 \times 0,7^2}{2} = 2,38 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment provoqué par la charge  $g_u$  :**

$$M_{gu} = g_u \times l = 3,834 \times 0,7 = 2,68 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = 2,38 + 2,68 = 5,06 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment d'encastrement provoqué par la charge  $q_s$  est :**

$$M_{qs} = q_s \frac{L^2}{2} = \frac{7,03 \times 0,7^2}{2} = 1,72 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment provoqué par la charge  $g_s$  :**

$$M_{gs} = g_s \times l = 2,84 \times 0,7 = 2 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_s = M_{qu} + M_{gs} = 1,72 + 2 = 3,72 \text{ kN.m}$$

### III.5.5-Calcul des armatures A L'ELU :

Le ferrailage se fait pour une bande de (1 m) de largeur et de (15cm) d'épaisseur en flexion simple

Largeur de la section :  $b = 100\text{cm}$

Épaisseur de la dalle pleine :  $h = 15\text{cm}$

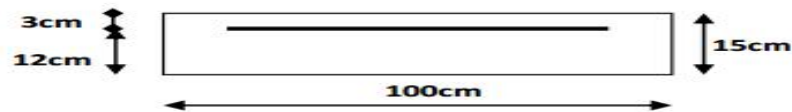


Figure III-4 -2: Section d'un porte à faux.

L'enrobage :  $c = 3\text{cm}$

La hauteur utile :  $d = 12\text{cm}$

$$M_u = 5,06 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{5,06 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu = 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,025 \longrightarrow \beta = 0,988 \longrightarrow \text{Tableau des sections rectangulaires en flexion.}$$

➤ **Armature principales :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,06 \times 10^3}{0,988 \times 12 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

On adoptera **4HA10** = 3,14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de : *St* = 25 cm

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

On adoptera **4HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de *St* = 25 cm

**III.5.6-Vérifications à l'ELU :**

**a) condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié99) :**

Il faut vérifier que :  $A \geq A_{\min}$  Avec :  $A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{ cm}^2$ .....**Condition vérifiée.**

**b)Vérification de l'espacement des barres :**

- Armatures principales :  $St \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$

Nous avons adopté *St*=25cm.....Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :  $St \leq \{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$

Nous avons adopté *St*=25cm.....Condition vérifiée.

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.2/BAEL 91 modifié99) :**

➔ **Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$  :**

$$\tau_u = \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{10,63 \times 10}{100 \times 12} = 0,088 \text{ MPa}$$

•  $T_u$  Effort tranchant à l'ELU :

$$T_u = q_u \times L + g_u = (9,71 \times 0,7) + 3,834 = 10,63 \text{ KN}$$

• *b*: Largeur minimale de la section (*b*=100cm)

• *d* : Hauteur utile (*d*=12cm)

➔ **Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$  :**

Pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  .....**Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Vérification de l'adhérence des barres (Entraînement) (BAEL 99/ Art A.6.1.3) :**

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

➤ **La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :**

Cette contrainte tient compte à la fois des caractéristiques de l'acier avec le coefficient de scellement  $\Psi_s$  et celles du béton  $f_{cj}$ , avec sa résistance à la traction  $f_{tj}$  :

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

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

➤ **La contrainte d'adhérences d'entraînement :**

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{10,63 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 125,6} = 0,78 \text{ MPa}$$

•  $T_u$ : effort tranchant

$$\bullet \sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 10 \times 3,14 = 125,6 \text{ mm}$$

$\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

•  $n$  : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\bullet \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

•  $\bar{\tau}_s$  : contrainte d'adhérence

•  $\Psi_s = 1,5$  (Acier haute adhérence)

On adopte  $l_s = 40 \text{ cm}$ , le BAEL admet que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encrée mesurée au moins :

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueur :  $l_r = 20 \text{ cm}$

**e) Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**➤ **Armatures principales :**

$$A_s \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{10,63 \times 10 \times 1,15}{400} = 0,305 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,305 \text{ [cm}^2\text{]} \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times 0,9d = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 100 \times (0,9 \times 12) = 720 \text{ KN}$$

$$V_u = 10,63 \text{ [KN]} < 720 \text{ [KN]} \implies \text{condition vérifiée.}$$

### III.5.7-Vérification à l'ELS :

a) **Vérification des contraintes de compression du béton :**

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

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \implies \beta_1 = 0,919 \text{ et } K1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{3,72 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 107,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{107,43}{46,73} = 2,3 \text{ MPa}$$

Donc on a :  $\sigma_b = 2,3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....**Condition vérifiée**

La section est vérifiée vis avis de la compression

b) **Vérification de la flèche:(Art B.6.8.424/BAEL91)**

D'après le BAEL91 modifié99, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \qquad 2. \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_u} \qquad 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

Avec :  $h=15 \text{ cm}$  ;  $L=0,7 \text{ m}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $A = 3,14 \text{ cm}^2$  ;  $M_u = 5,06 \text{ KN.m}$  ;

$M_s = 3,72 \text{ KN.m}$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{70} = 0,214 \geq \frac{1}{22,5} = 0,0444 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{70} = 0,214 \geq \frac{M_s}{10M_u} = \frac{3,72}{10 \times 5,06} = 0,071 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

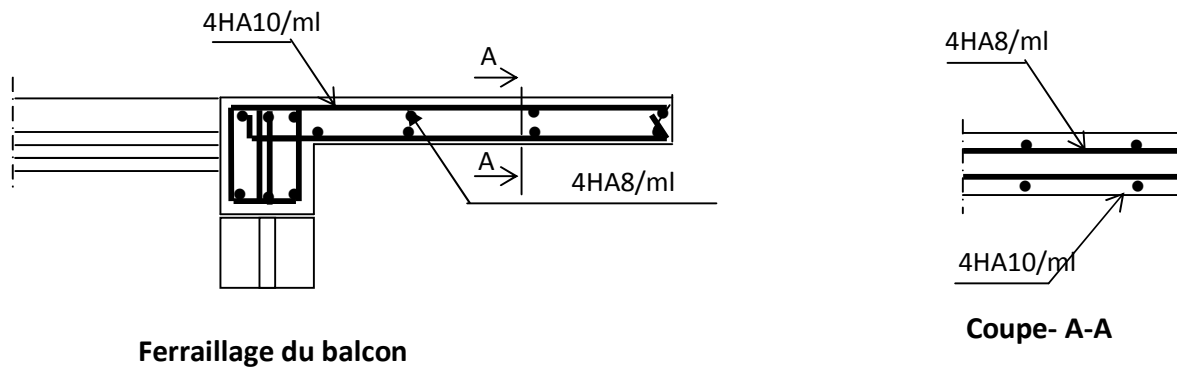


Figure III-4 -3.Ferrailage du porte à faux.

### III.6) Calcul de la salle machine :

#### III.6.1) Introduction :

Un ascenseur assure le déplacement en hauteur.

Les ascenseurs (ou monte-charge) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein,
- La cabine,
- Le contrepoids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est  $(3,05 \times 1,60 = 4,88 \text{ m}^2)$  ; la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 10 tonnes ( $P = 100 \text{ KN}$ ) répartie sur une surface de  $(100 \times 80) \text{ cm}^2$ .

La surcharge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/m}^2$ .

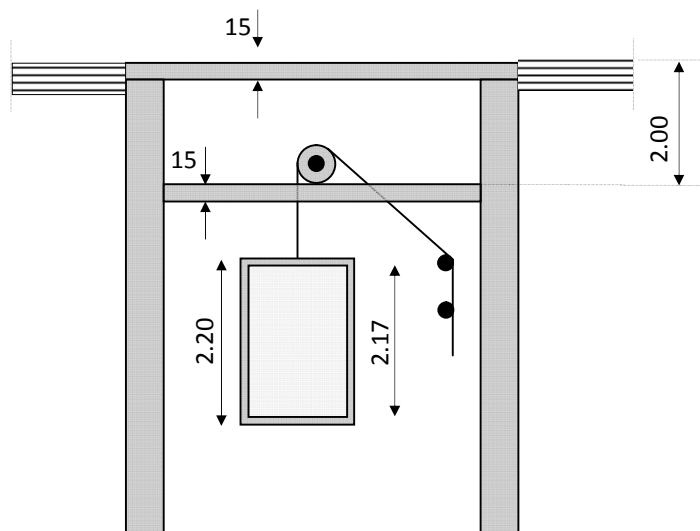


Figure 3.6.1 : schéma de l'ascenseur.

#### III.6.2) Calcul de la dalle pleine

##### ➤ Hypothèses :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

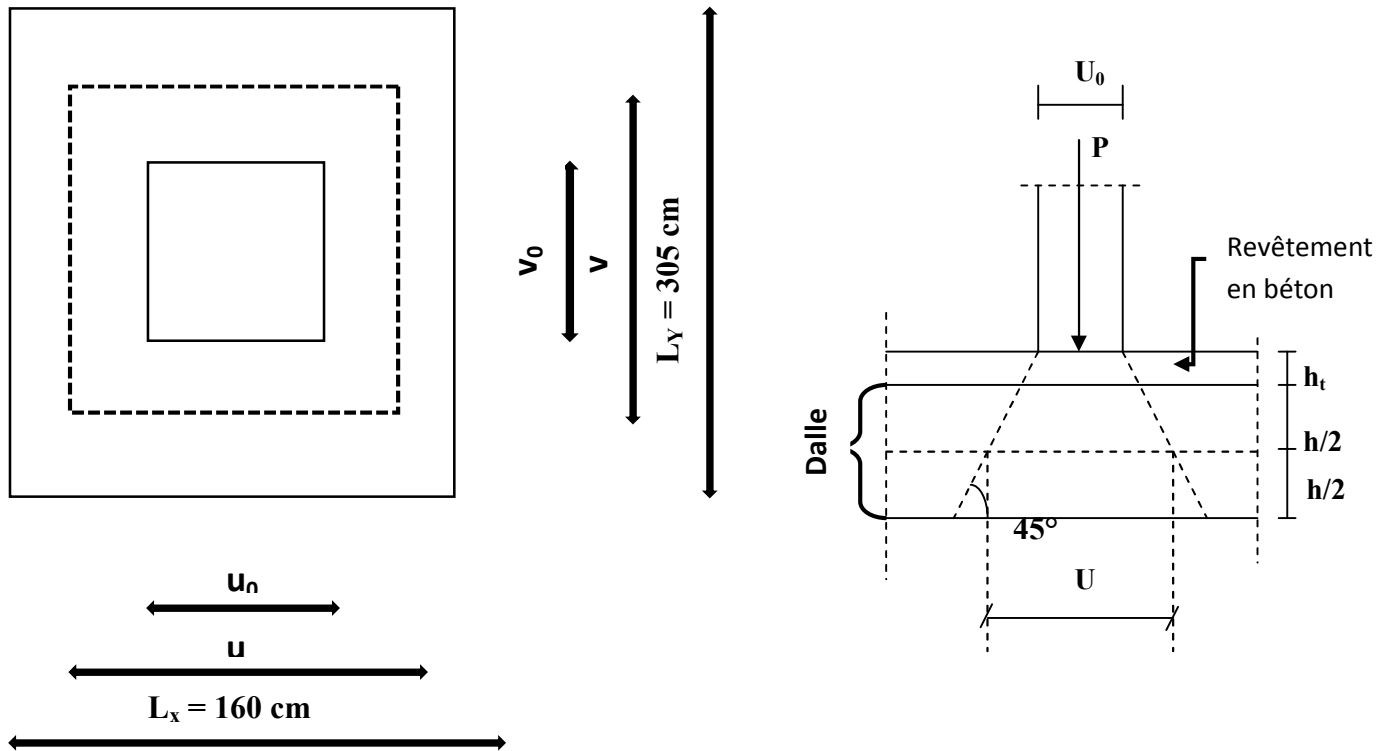
##### ➤ Dimensionnement :

La dalle n'est pas continue.

$$L_x = 160 \text{ cm} ; \quad L_y = 305 \text{ cm} \quad \Rightarrow S = 4,88 \text{ m}^2$$

$$h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm}$$

**NB** : le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$ , ainsi, nous adoptons une hauteur :  **$h_t = 15\text{cm}$** .



**Figure 3.6.2** : Diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.

Épaisseur de la dalle :  $e_p = 15\text{ cm}$  .

Épaisseur du revêtement :  $e = 5\text{cm}$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{305} = 0,52 \rightarrow 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,52 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux}$$

directions.

On a :

$$\begin{cases} u = u_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \\ v = v_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} h_0 : \text{épaisseur de la dalle } (h_0 = 15\text{ cm}) \\ \xi : \text{Coefficient dépendant de la nature de revêtement } (\xi = 1) \\ e : \text{épaisseur du revêtement } (e = 5\text{ cm}). \\ (u_0 \times v_0) : \text{Surface de contact } (v_0 = 100\text{cm} ; u_0 = 80\text{cm}) \\ (u \times v) : \text{Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V = 100 + (2 \times 5) + 15 = 125\text{cm} \\ U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

**III.6.3) Détermination des sollicitations :**

**À L'ELU :**

Poids propre de la dalle  $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{array} \right.$$

**À L'ELS:**

$P_s = P = 100 \text{ KN/ml}$

$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

**III.6.4) Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

**a). Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  engendré par le système de levage :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \qquad M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients donnés en fonction de  $(\rho ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{3,05} = 0,52 \quad ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0,78 \quad ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{1,25}{3,05} = 0,34$$

À partir des abaques de PIGEAUD et après interpolation on obtient :

$$M_1 = 0,101 ; M_2 = 0,044$$

**À l'ELU :**  $M_{x1} = P_u \cdot M_1$  et  $M_{y1} = P_u \cdot M_2$

$$M_{x1} = p_u \cdot M_1 = 135 \cdot 0,101 = 13,635 \text{ kN.m}$$

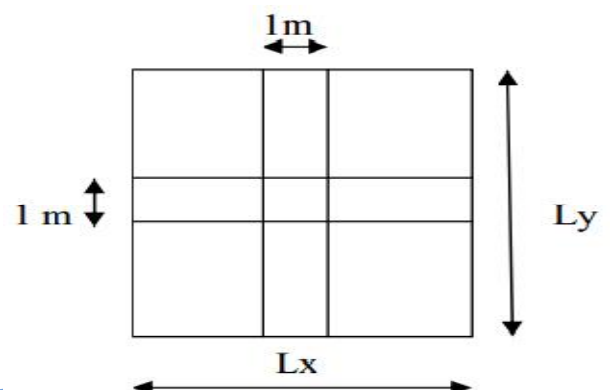
$$M_{y1} = p_u \cdot M_2 = 135 \times 0,044 = 5,94 \text{ kN.m}$$

**b). Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

On a :  $0,4 \leq \rho = 0,52 \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les 2 sens ( $l_x$  et  $l_y$ ).

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur. Les moments sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right.$$



Avec :

- $M_{x2}$  : Le moment fléchissant dans le sens de  $Lx$ .
- $M_{y2}$  : Le moment fléchissant dans le sens de  $Ly$ .
- $\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $\vartheta$

Pour :  $\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,52 \\ v = 0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0918 \\ \mu_y = 0,250 \end{array} \right.$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0918 \cdot 6,56 \cdot 1,6^2 = 1,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,250 \cdot 1,54 = 0,385 \text{ kN.m}$$

**c). Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,635 + 1,54 = 15,175 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,94 + 0,385 = 6,325 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **5% (0.95)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

• **Sens  $I_x$  :**

En travées :  $M_x^t = 0.95 \times 15,175 = 14,42 \text{ kN.m}$

Aux appuis :  $M_x^a = -0.3 \times 15,175 = - 4,55 \text{ kN.m}$

• **Sens  $I_y$  :**

En travées :  $M_y^t = 0.95 \times 6,325 = 6,008 \text{ kN.m}$

Aux appuis :  $M_y^a = -0.3 \times 15,175 = - 4,55 \text{ kN.m}$

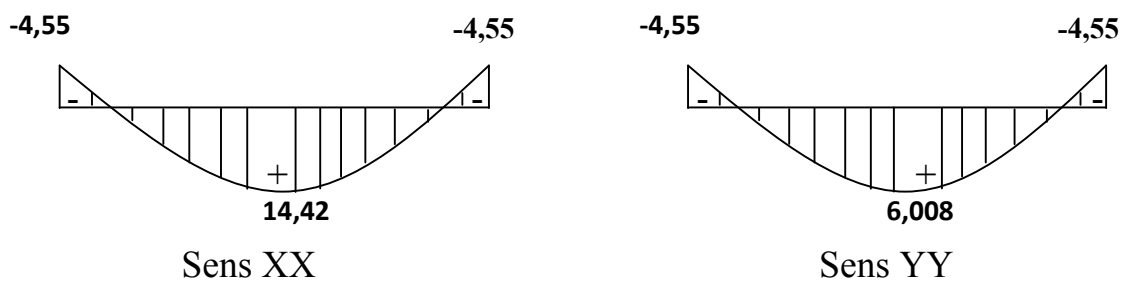


Figure 3.6.3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU

**III.6.5) Ferrailage à l'ELU :**

**III.6.5.1) Section minimale d'armatures :**

On va tirer les sections minimales à partir de la condition de non fragilité (**Art B.7.4/BAEL99**).

➤ **Sens xx :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq \omega_0 \cdot b.h \cdot \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec :

$\omega_x$  : c'est le taux (%) d'acier égal au rapport de la section des armatures sur une direction donnée à la section totale du béton ( $\omega_x \approx \% \text{ d'acier} \approx \frac{A_{st}}{b.h}$ )

$\omega_0$  : Taux d'acier minimal réglementaire égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.2\% \text{ pour les R.L (FeE215 et FeE235)} \\ 0.8\% \text{ pour les H.A (FeE400)} \\ 0.6\% \text{ pour les H.A (FeE500)} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_{x \min} \geq 0.8 \cdot 10^{-3} \cdot 15 \cdot 100 \cdot \left( \frac{3 - 0.52}{2} \right)$$

$$\Rightarrow A_{x \min} \geq 1.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens YY :**

$$\omega_y \geq \omega_0 \text{ Avec : } \omega_y = \frac{A_{y \min}}{b.h} \Rightarrow A_{y \min} \geq \omega_0 \cdot b.h$$

$$A_{y \min} \geq 0.8 \cdot 10^{-3} \cdot 15 \cdot 100 \Rightarrow A_{y \min} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

### III.6.5.2) calcul des armatures :

#### a. Dans le sens de la petite portée(x-x) :

➤ **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ d_x = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \\ M_x^t = 0.95 \times 15,175 = 14,42 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{On a : } \mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,42 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.06 \Rightarrow \mu_b = 0,06 < \mu_p = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.06 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_t = \frac{14,42 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 3,29 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 1.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Soit une section de : 5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> avec un espacement de St = 20cm.

## ➤ Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 15,175 = -4,55 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.018 \Rightarrow \mu_b = 0.018 < \mu_p = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,55 \cdot 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 1,014 \text{ cm}^2 < A_{x \min} = 1.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Non Vérifiée}$$

Donc on prend : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > A<sub>x min</sub> = 1.48 cm<sup>2</sup> Avec St = 25 cm

**b. Dans le sens de la grande portée (y-y) :**

## ➤ En travée :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13 - 0,9 = 12,1 \text{ cm} \\ M_x^t = 0.95 \times 6,325 = 6,008 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{On a : } \mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,008 \cdot 10^3}{100 \cdot 12,1^2 \cdot 14,2} = 0.028 \Rightarrow \mu_b = 0,028 < \mu_p = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$


$$A_t = \frac{6,008 \times 10^3}{0.986 \times 12,1 \times 348} = 1,45 \text{ cm}^2 = A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Soit une section de : 4 HA 8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de St = 25cm.

**III.6.6) Vérification à l'ELU :**

## ➤ Espacement des armatures : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42) :

La fissuration est non préjudiciable.

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :  
(charges concentrées) 

## • Direction la plus sollicitée :

$$S_t \leq \min(2h_t, 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < (30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## • Direction perpendiculaire :

$$S_t \leq \min(3h_t, 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de non poinçonnement (Art A.5.2.42 / BAEL 99) :**

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u : \text{charge de calcul à l'ELU.} \\ \mu_c : \text{Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.} \\ h_t : \text{épaisseur de la dalle.} \end{array} \right.$$

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,25 + 1,05) = 4,6 \text{ m.}$$

$$Q_u = 1,35 \cdot 100 = 135 \text{ kN} \leq 0,045 \cdot 4,6 \cdot 0,15 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 517,5 \text{ kN}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91 modifié 99/ ArtA.5.2,2)**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b=1\text{m}=1000\text{mm}; d = 0.9h_t = 0.9 \times 15 = 135\text{mm.}$$

✚ **Au milieu de « u » on a :**

$$T_u = \frac{P_u}{2U + V} \text{ avec } p_u = 135 \text{ kN}$$

$$T_u = \frac{135}{(2 \times 1,25) + 1,05} = 38,02 \text{ kN.}$$

✚ **Au milieu de « v » on a :**

$$T_u = \frac{p_u}{3 \cdot V} = \frac{135}{3 \cdot 1,05} = 42,85 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{42,85 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,317 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,317 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Diamètre minimal des barres : (art A .7.2,1 BAEL91)**

$$\text{On doit vérifier que : } \phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.6.7) Calcul à l'état limite de service (L'ELS):**

**a) Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  engendré par le système de levage :**

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

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

$$P_s = P = 100 \text{ kN} \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS}$$

$$M_1 = 0,101 \quad ; \quad M_2 = 0,044$$

$$M_{x1} = 100 (0,101 + 0,2 \cdot 0,044) = 10,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 100 (0,044 + 0,20 \cdot 0,101) = 6,42 \text{ kN.m}$$

**b) Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dûs au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

$$\rho = 0,52 \Rightarrow \mu_x = 0,0957 \quad ; \quad \mu_y = 0,391$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q_s = G + Q = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0957 \cdot 4,75 \cdot 1,6^2 = 1,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,391 \cdot 1,16 = 0,45 \text{ kN.m}$$

**c) Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,98 + 1,16 = 12,14 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,42 + 0,45 = 6,87 \text{ kN.m}$$

• **Sens  $I_x$  :**

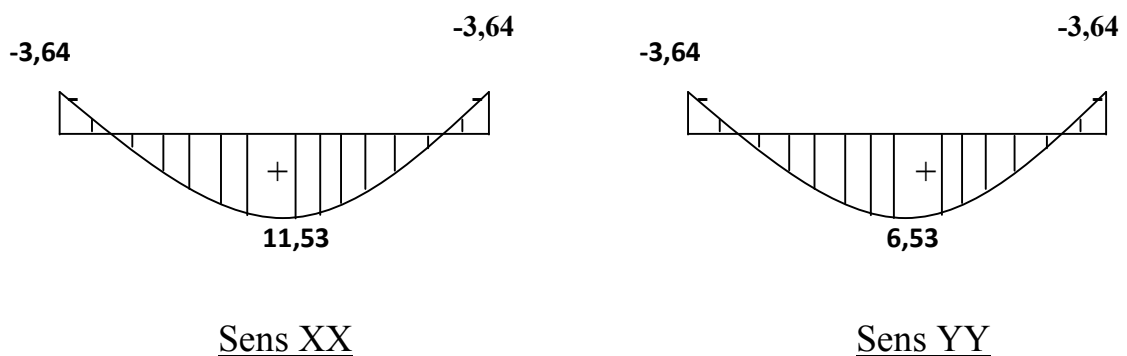
$$\text{En travées : } M_x^t = 0,95 \times 12,14 = 11,53 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times 12,14 = -3,64 \text{ kN.m}$$

• **Sens  $I_y$  :**

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,95 \times 6,87 = 6,53 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0,3 \times 6,87 = -2,06 \text{ kN.m}$$



**Figure 3.6.4 :** Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS

**III.6.7) Vérification à l'ELS :**

**a) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :**

Il faut vérifier que :

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \times \sigma_s ; \rho = \frac{100A}{b d}$$

• **Aux appuis :**

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \rho = \frac{100A}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

• **En travée :**

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 \implies \rho = \frac{100A}{b d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,3$$

**Tableau III.6.1 :** Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M <sub>s</sub> [KN.m]	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	observation
Sur appuis	X-X	3,64	0,155	0,935	62,4	148,98	2,38	vérifié
	Y-Y	3,64	0,155	0,935	62,4	148,98	2,38	vérifié
En travée	X-X	11,53	0,3	0,913	48,75	275	5,64	vérifié
	Y-Y	6,53	0,155	0,935	62,4	239	3,83	vérifié

**b) Vérification de la flèche :**

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

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} ;$$

$$2) \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} .$$

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{15}{160} = 0,093 > \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} = \frac{0,95 \cdot 12,14}{20 \cdot 12,14} = 0,047 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3,92}{100 \cdot 13} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire dans notre cas.

### CONCLUSION :

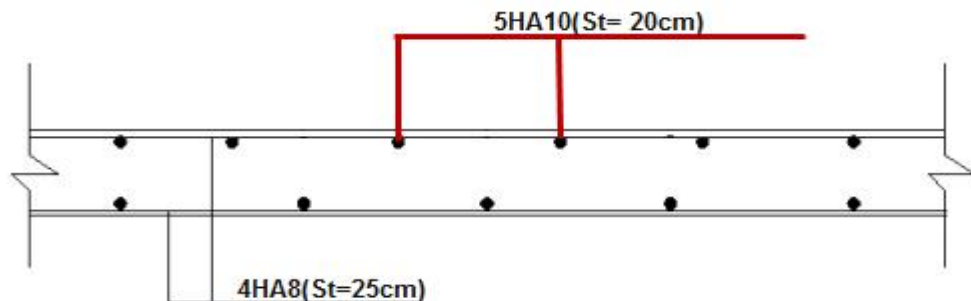
Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

#### ✚ Dans le sens X-X :

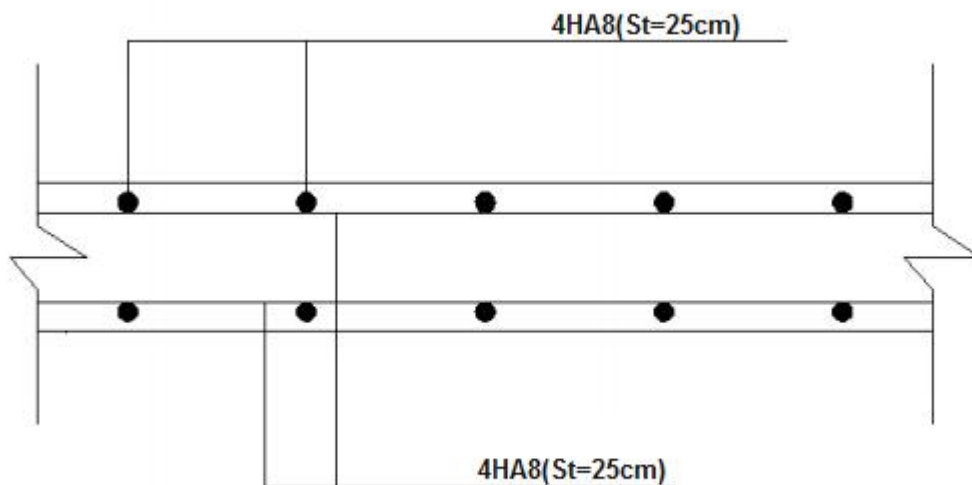
- Aux appuis : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec : St = 25cm
- En travée : 5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup> avec : St = 20cm

#### ✚ Dans le sens Y-Y :

- Aux appuis : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec : St = 25cm
- En travée : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec : St = 25cm.



### Sens X-X



### Sens Y-Y

Fig.3.6.5 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

### IV.1. INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique et des logiciels de calcul (ETABS, SAP2000...etc), nous évitons un calcul laborieux et nous augmentons la précision des résultats, c'est ainsi que dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation des étapes de la modélisation de notre structure sur ETABS, en utilisant la méthode des éléments finis. Les résultats obtenus seront commentés.

### IV.2. Choix de la méthode de calcul :

Selon le RPA 99, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la Méthode dynamique qui regroupe :
  - la méthode d'analyse modale spectrale.
  - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### ❖ Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

##### Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

##### a) condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$H_T \leq 65\text{m}$  en zone I et IIa.  $\implies$  **CV**

##### b) condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés régulier en plan et en élévation.

$\implies$  **CNV**

##### c) condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivant :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.  $\implies$  **CNV**

En conclusion la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

#### ❖ Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

**Principe** : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.3. Modélisation :

#### IV.3.1. Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

**ETABS** (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V 9.6.0.

#### **IV.3.2. Modélisation de la structure sous ETABS :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres – poteaux) sont modélisés par «*frame*»,
2. Les voiles sont modélisés par des éléments coques «*Shell*» à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,
4. Les dalles sont modélisées par des éléments «*slab*»

#### **Rappel (terminologie):**

- ⇒ Grid line : ligne de grille
- ⇒ Joints : nœuds
- ⇒ Frame : portique (cadre)
- ⇒ Shell : voile
- ⇒ Elément : élément
- ⇒ Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ UniformedLoads : point d'application de la charge
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
- ⇒ Concrete : béton
- ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : coffrage
- ⇒ Column : poteau
- ⇒ Beam : poutre

#### **IV.3.3. Étapes de la modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Définition des charges statiques (G, Q).
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f) Définition de la charge sismique E.
- g) Chargement des éléments.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.
- i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

#### **a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage :**

- ✓ **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement du logiciel ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**
- ✓ **Géométrie de base** :

On clique sur :

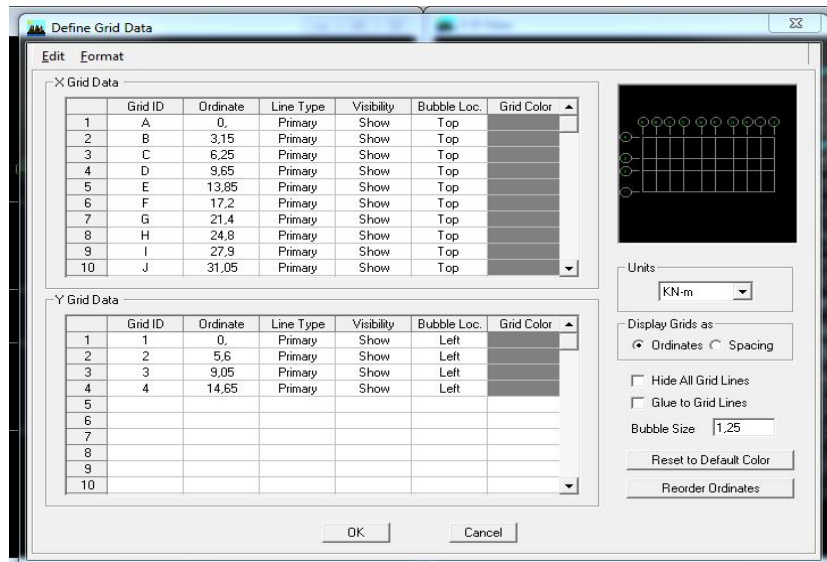
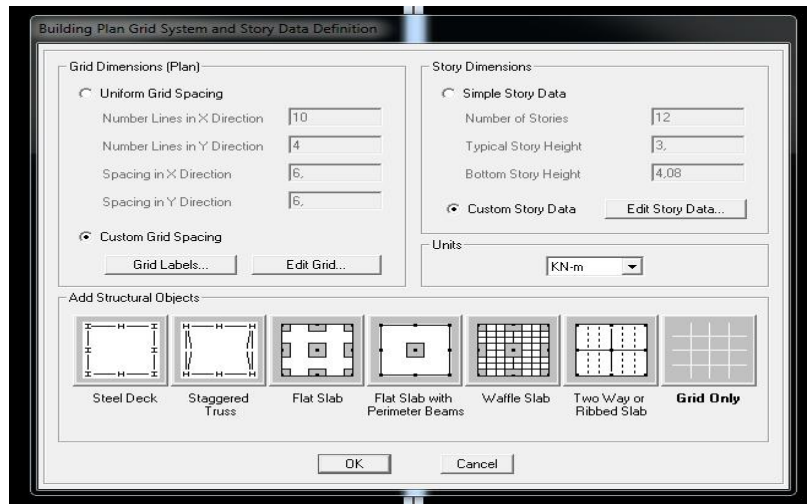
**File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA**

Cette opération permet d'introduire :

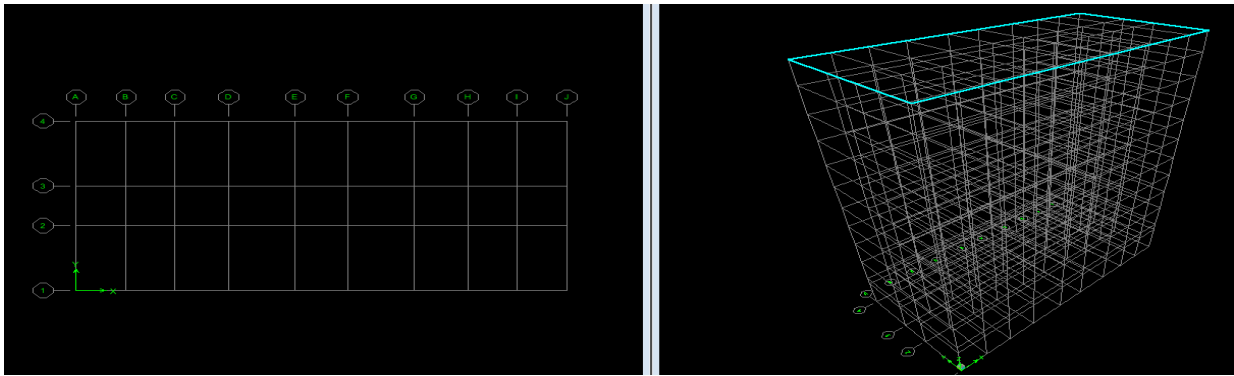
- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs des différents étages.
- ✓ Les longueurs des travées.

**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



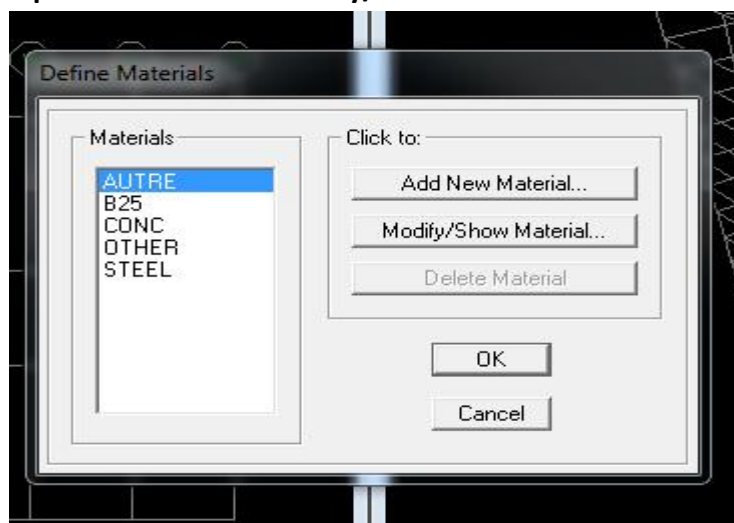
Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



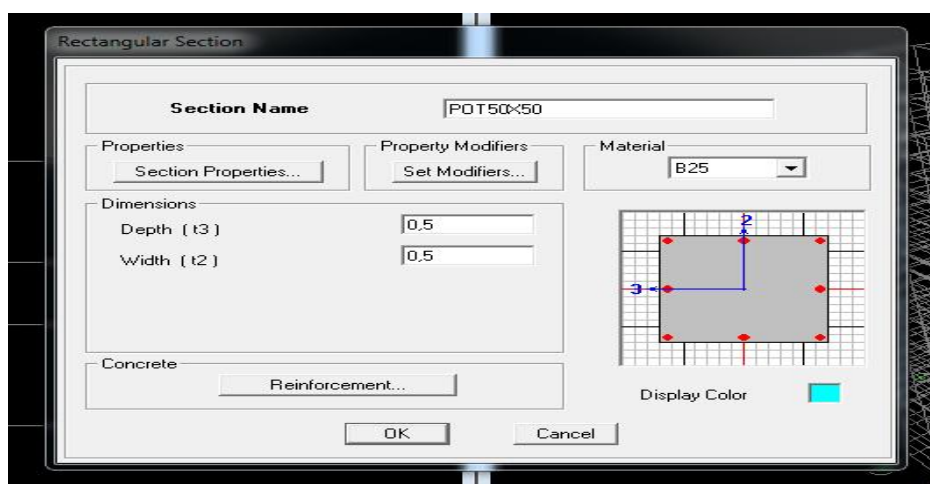
**b. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :**

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

**Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material**



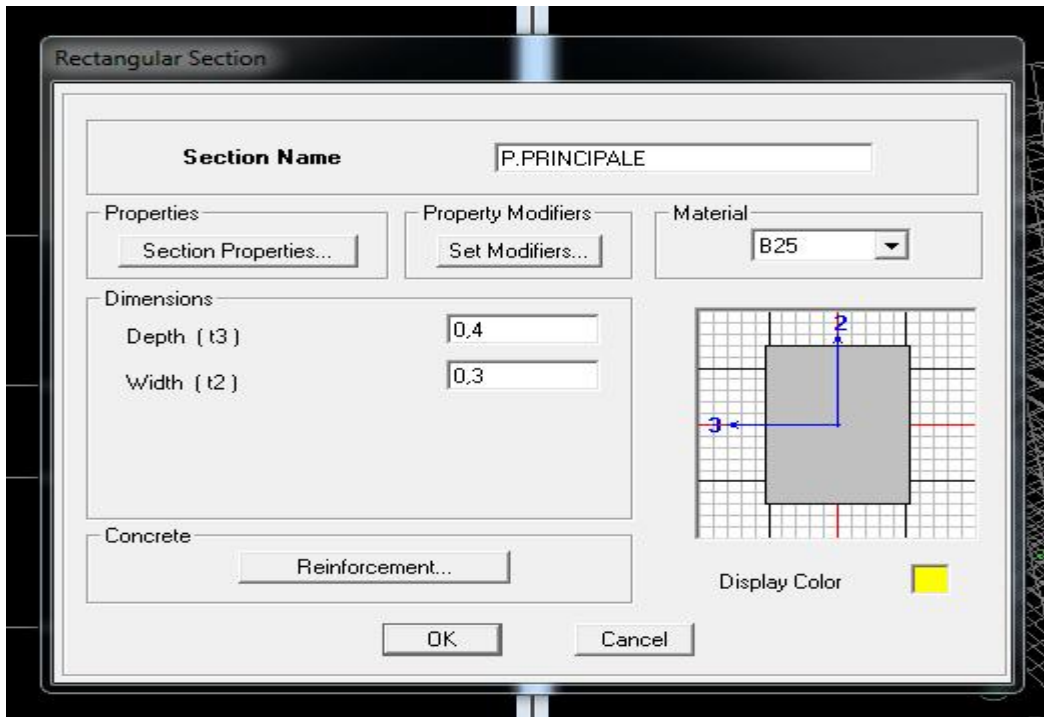
Dans la boîte dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



**c) Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

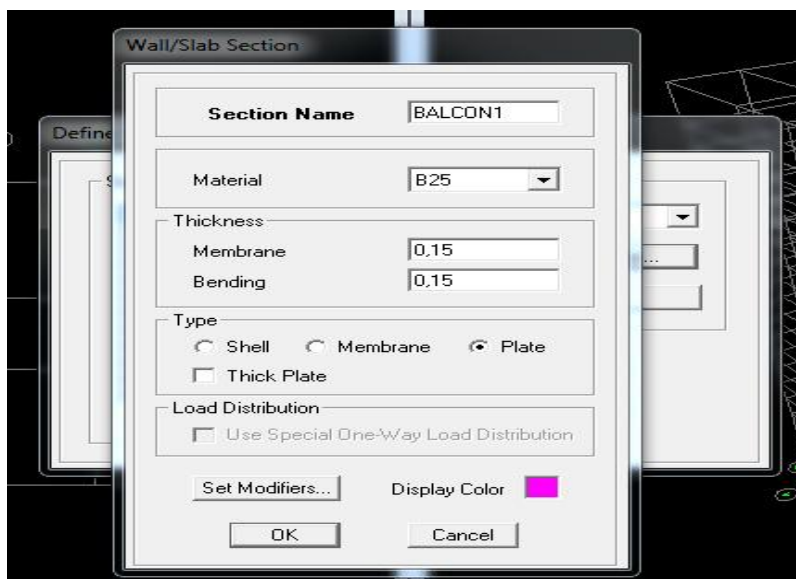
**Define ⇒ Frame Sections ⇒ ADD Rectangular**



On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

**Define ⇒ Area Sections ⇒ Add New Section**



Puis on définit leurs propriétés :

◆ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



◆ **Pour les poteaux :**

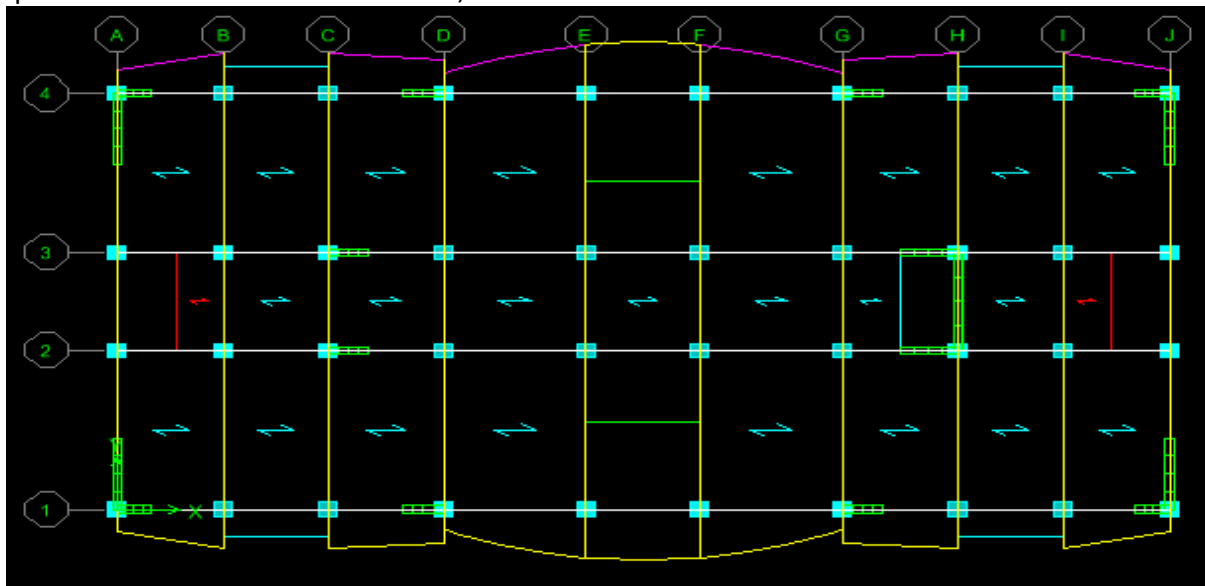
On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*)  $\Rightarrow$  *None* on choisit le nom de la section (pot 30x30 par exemple) on valide.

◆ **Pour la poutre et les voiles :**

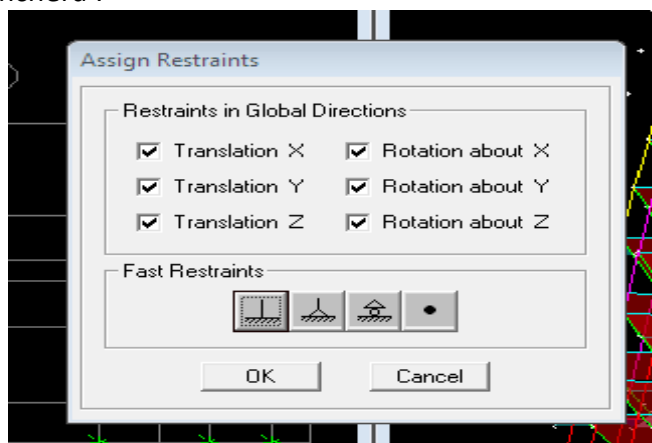
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :



Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout les nœuds à la base, et on clique sur le bouton



la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

◆ **Masse source**  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (**formule 4-5 RPA 99**).

$W_i$  : poids total de la structure.

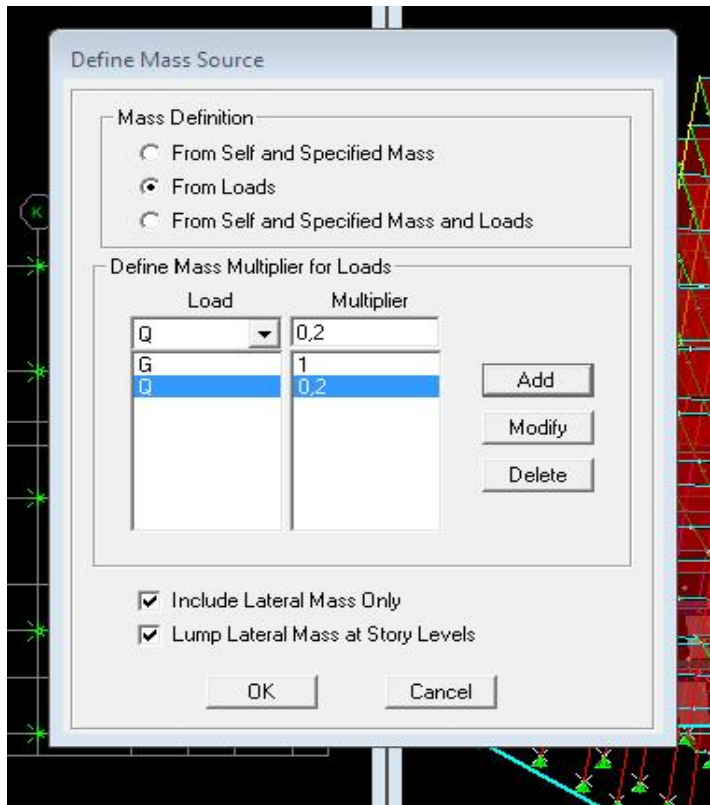
$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 : (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS.

Define⇒Masse Source⇒From Loads



◆ **Diaphragme :**

Les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maitre>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

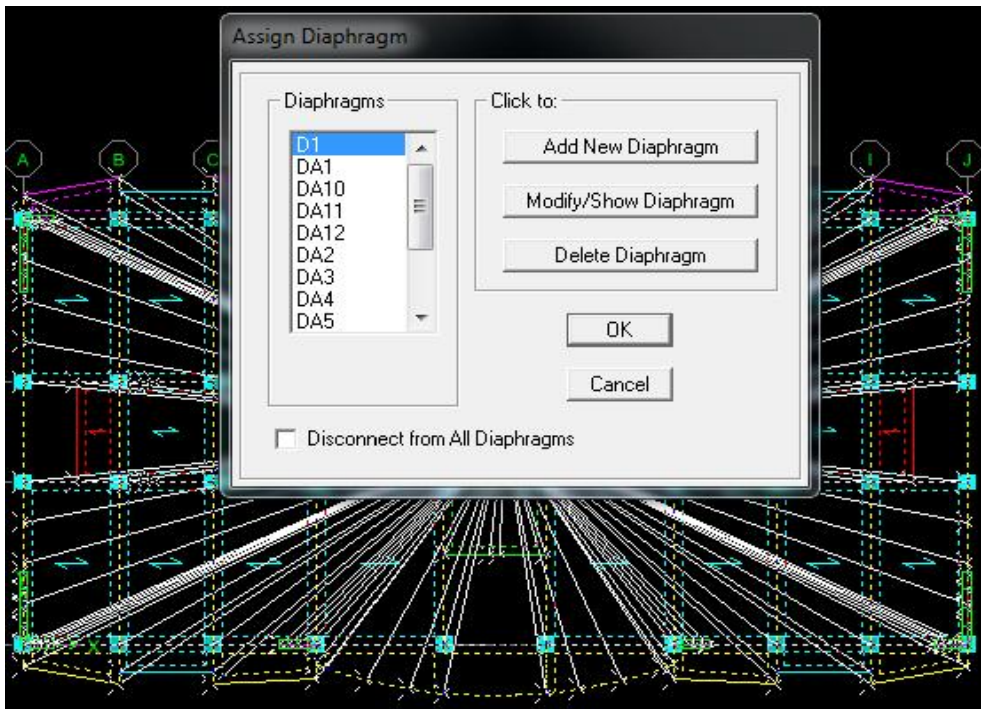
On sélectionne **le premier étage** :

Assign⇒ Joint/Point ⇒ Diaphragmas ⇒ DA1 ⇒ OK.

**Le deuxième étage:**

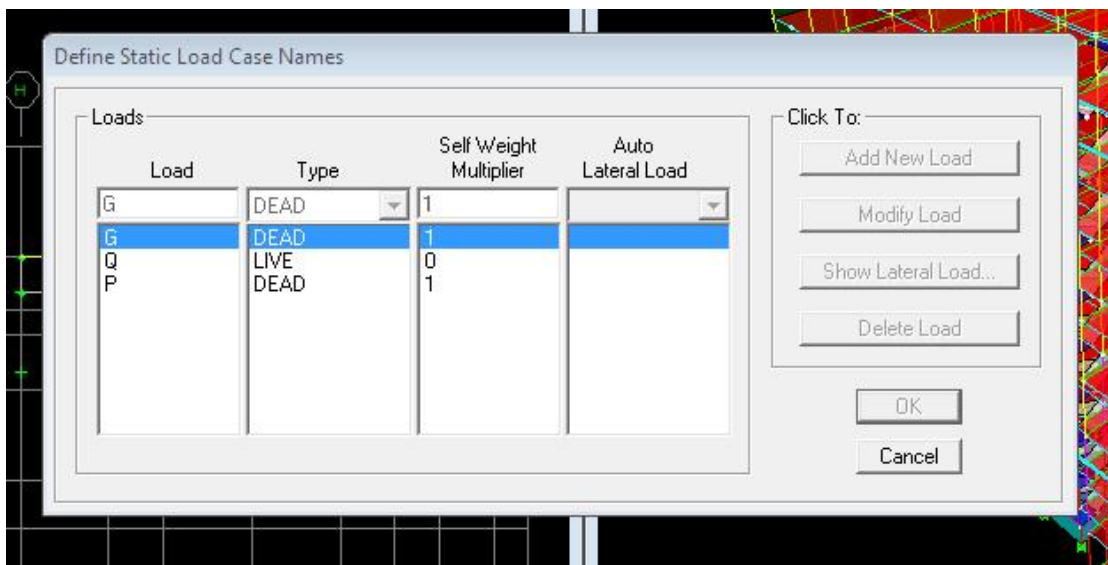
Assign⇒ Joint/Point ⇒ Diaphragms⇒Add New Diaphragm⇒ DA2⇒OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

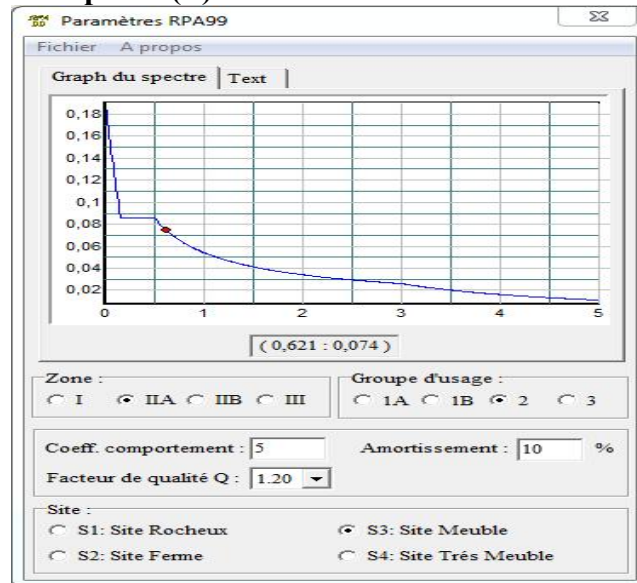


**e. Définition des charges statiques (G, Q) :**

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q). Pour les définir, on clique sur : **Define⇒Static Load Cases**.



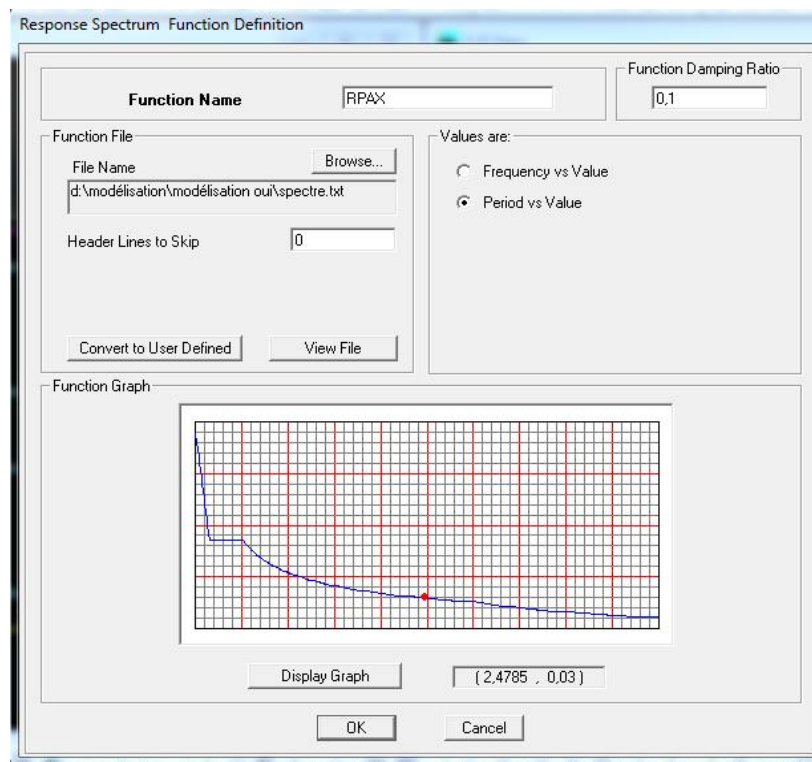
**Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :**



Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

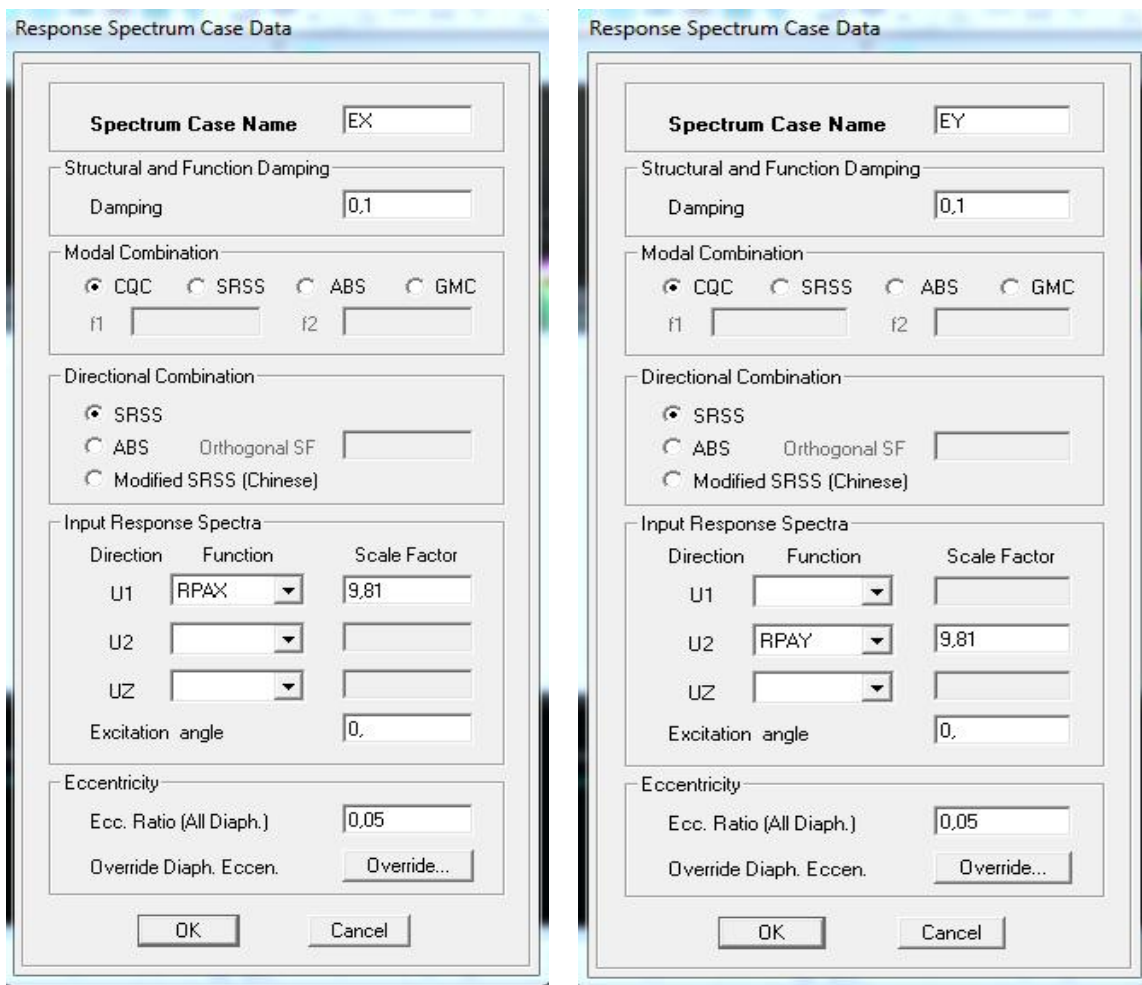
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**⇒ **Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define**⇒**response spectrum**⇒**function spectre from file.**



**f. Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define**⇒**Response Spectrum Cases** ⇒**Add New Spectrum**.

**g. Chargement des éléments :**

On sélectionne les poutres, l'acrotère et chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur : **assign**⇒**areas load**⇒**uniform**.

**h. Introduction des combinaisons d'actions :**❖ **Combinaisons aux états limites :**

ELU 1,35 G+1,5 Q.

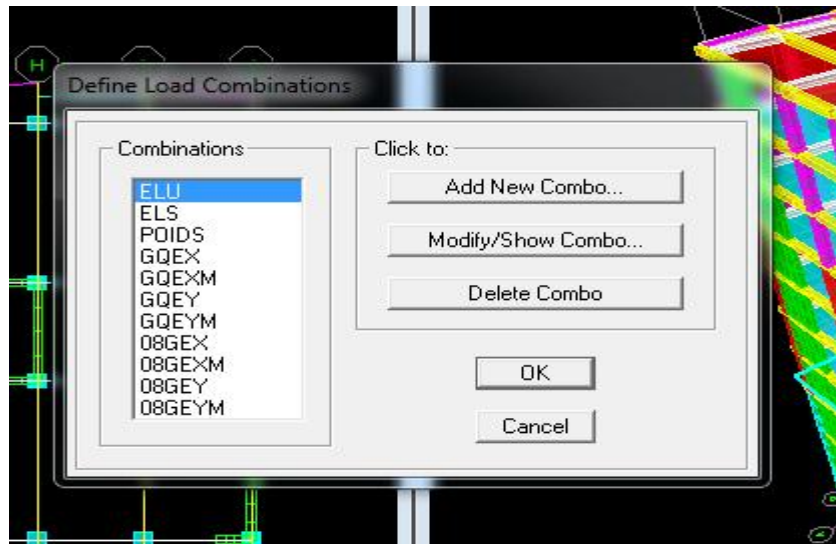
ELS G+Q.

❖ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

GQE : G+Q + E.

08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur : **Define**⇒**Loads Combinaisons** ⇒**Add New Combo**.



i. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

❖ Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyse⇒RunAnalysis**

❖ Visualisation des résultats :

-**Déformée de la structure** : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

-**Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un plancher. On clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagrame**

-**Déplacement** : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

-**Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base** :

**Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E.**

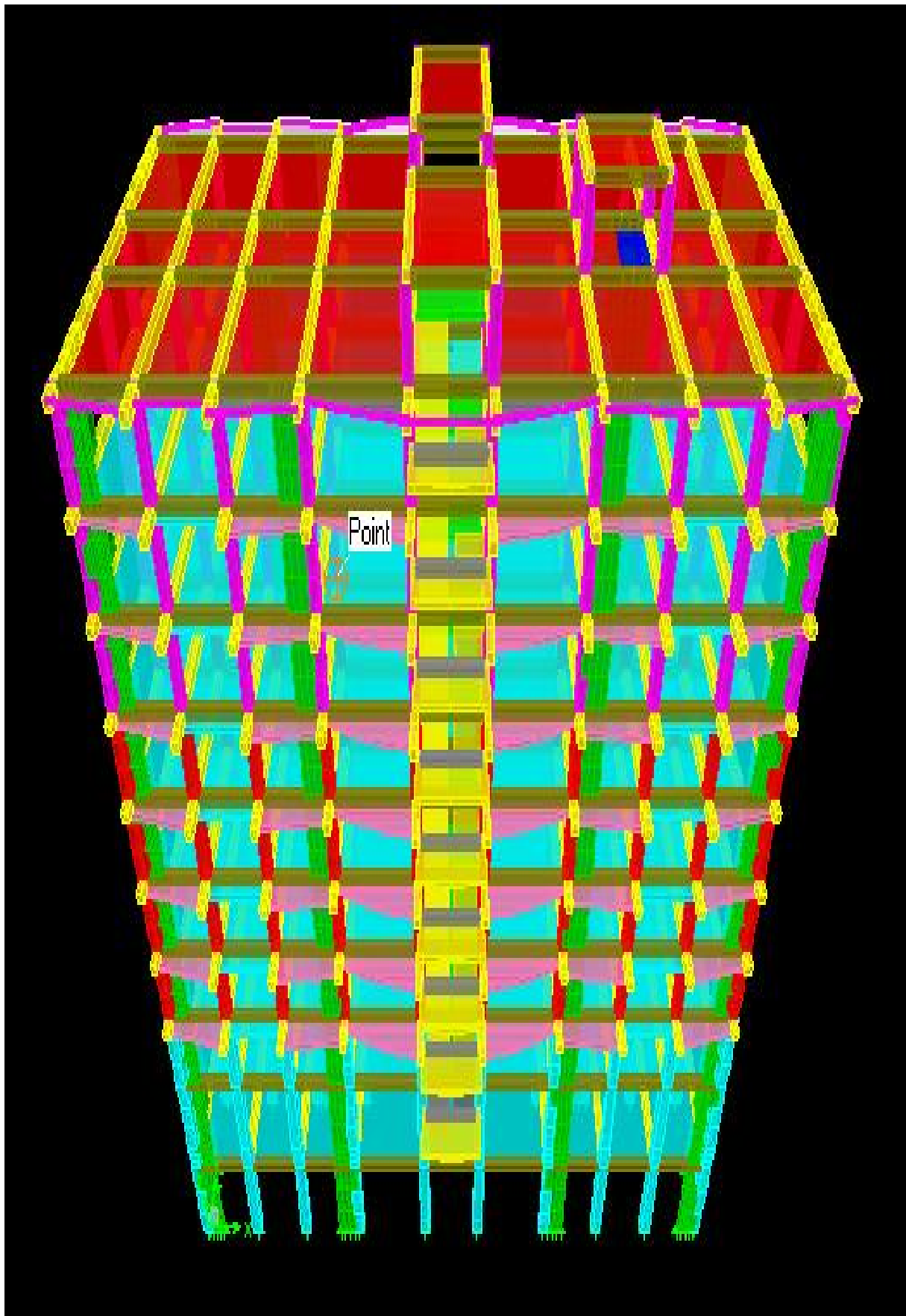


FIGURE IV.1 : Vue en 3D de la structure.

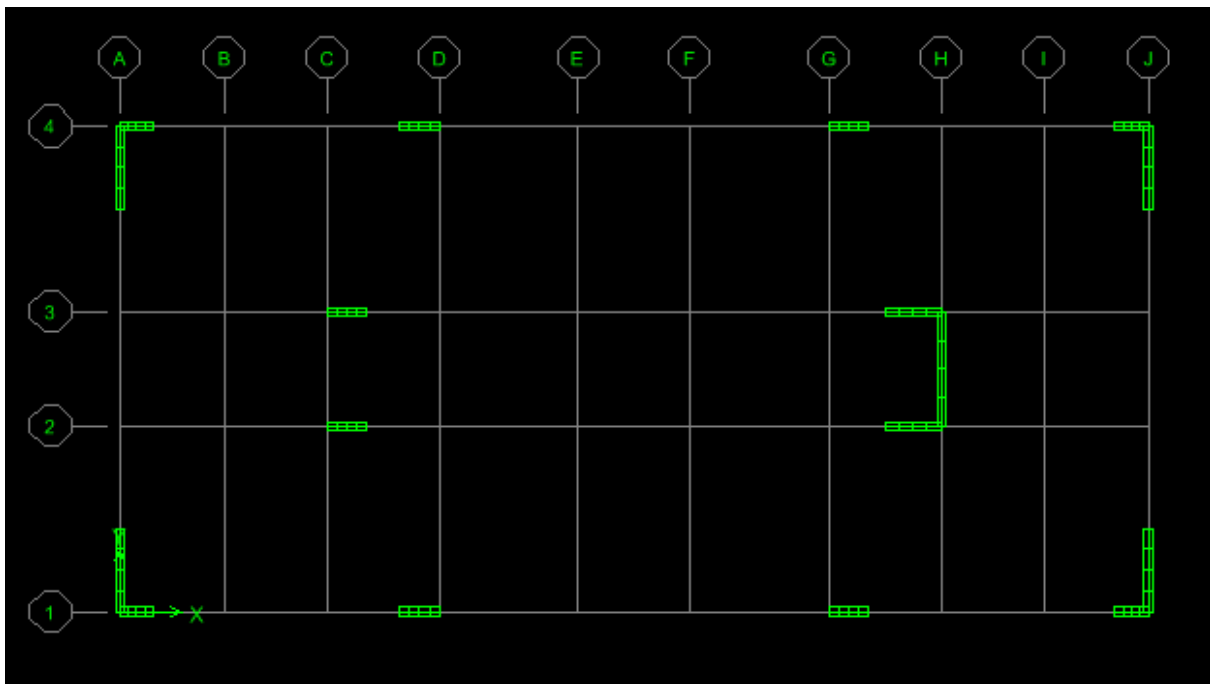
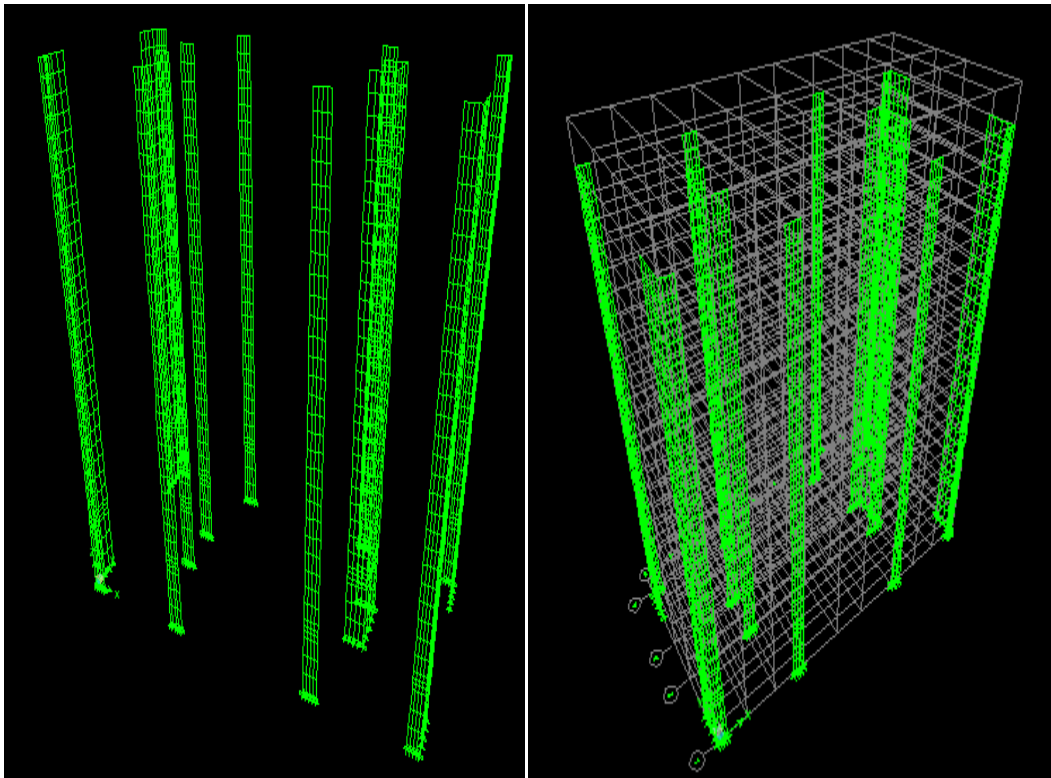


FIGURE IV.2 : Disposition des voiles.

#### IV.4.Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

##### Vérifications selon des exigences du RPA :

##### 1) Vérification de la participation de la masse modale :

(Article 4.3.4 RPA99 version 2003)

Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

##### Période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique (5.19).  $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$  ..... (5.19)

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$  : Coefficient donné en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (le tableau 4.6 RPA 99/Version2003).

Pour :  $h_n = 36,59$  m et  $C_T = 0,05$ , nous obtenons :  $T = 0,05 \times 36,59^{3/4} = 0,743$  s

Dans la fenêtre **Display**  $\Rightarrow$  **Show Tables** , on clique sur **Modal Information**  $\Rightarrow$  **Building Modal Information**  $\Rightarrow$  **Modal Participating Mass Ratios**.

Tableau IV.1: Résultats de la période donnée par ETABS.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,928017	78,1426	0,0005	78,1426	0,0005	0,0000
2	0,631717	0,0004	69,5643	78,1430	69,5648	0,2779
3	0,461538	0,0000	0,2459	78,1430	69,8107	70,5369
4	0,337339	11,0182	0,0001	89,1612	69,8108	0,0000
5	0,168817	4,3478	0,0001	93,5091	69,8109	0,0001
6	0,141879	0,0002	18,5778	93,5093	88,3887	0,1018
7	0,104610	2,6783	0,0000	96,1875	88,3887	0,0674
8	0,103866	0,0094	0,1103	96,1969	88,4990	18,1873
9	0,081276	0,0001	0,6447	96,1970	89,1437	0,0689
10	0,077315	1,0537	0,0000	97,2506	89,1437	0,0000
11	0,068511	0,0001	0,9630	97,2507	90,1068	0,2845
12	0,065453	1,1294	0,0001	98,3801	90,1068	0,0001
13	0,058852	0,0000	4,8186	98,3801	94,9255	0,1518
14	0,050561	0,8357	0,0008	99,2158	94,9262	0,0032
15	0,046379	0,0372	0,0026	99,2530	94,9288	0,3021
16	0,044322	0,0004	0,0976	99,2534	95,0264	5,1872
17	0,039388	0,3966	0,0020	99,6500	95,0285	0,0001
18	0,037891	0,0006	2,5838	99,6505	97,6122	0,0373
19	0,035535	0,0011	0,1999	99,6516	97,8122	0,0098
20	0,034536	0,0033	0,0003	99,6549	97,8125	0,0088
21	0,031926	0,1305	0,0000	99,7854	97,8125	0,0000
22	0,031467	0,0965	0,0224	99,8819	97,8349	0,0024
23	0,030484	0,0000	0,0134	99,8819	97,8483	0,0004
24	0,030460	0,0001	0,0000	99,8820	97,8483	0,0000
25	0,029854	0,0000	0,0000	99,8820	97,8483	0,0000
26	0,029845	0,0000	0,0777	99,8820	97,9260	0,0045
27	0,029492	0,0000	0,0827	99,8821	98,0087	0,0004
28	0,029467	0,0000	0,0000	99,8821	98,0087	0,0000
29	0,029095	0,0000	0,0117	99,8821	98,0204	0,0003
30	0,029086	0,0000	0,0000	99,8821	98,0204	0,0000
31	0,028848	0,0000	0,1248	99,8821	98,1453	0,0001
32	0,028718	0,0000	0,0001	99,8821	98,1454	0,0001
33	0,028502	0,0000	0,0872	99,8821	98,2326	0,0161

$$T_{etabs} = 0.928017 < 0,743 \cdot 1.3 = 0.9659 \text{ s.}$$

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3<sup>ème</sup> mode.

## 2. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

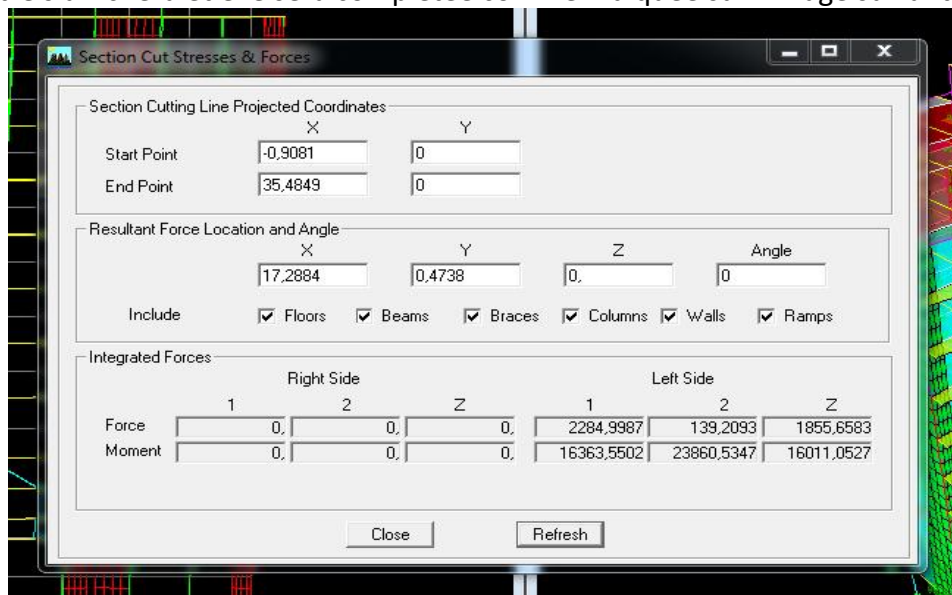
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

**Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

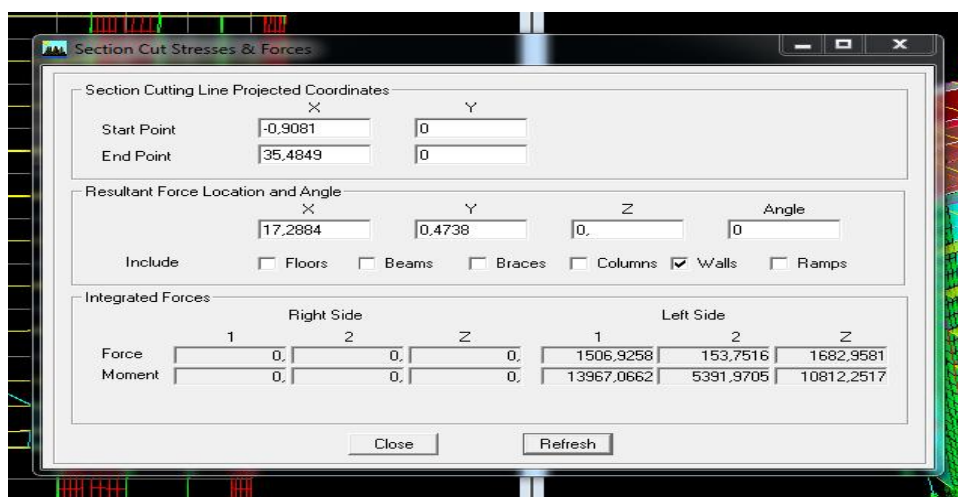
**Draw → Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles  
De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi, pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

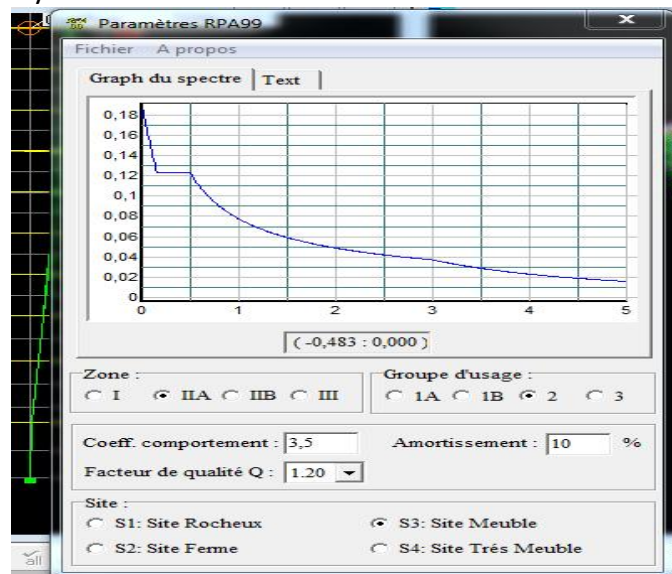
❖ **Récapitulatif des résultats :**

**Tableau IV.2. :** Justification du système de contreventement.

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2307,618	100	1490,908	64,6
Sens Ey	2149,17	100	541,99	25,23
ELU	89159,55	100	26267,2	29,46

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les efforts verticaux repris par les voiles > 20% .

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure, on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS , puis refaire l'analyse.



**Vérifications de la somme de la masse modale :**

On peut remarquer qu'on atteint très rapidement les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

- Dans le sens X-X : 5<sup>ème</sup> mode.
- Dans le sens Y-Y : 11<sup>ème</sup> mode.

De plus, on remarque que :

- Le mode fondamental est un mode de translation suivant (XX) avec une mobilisation de masse de 78,1426 %

- le second mode correspond à un mode de translation suivant (YY) avec une mobilisation de masse 69,5643%.
- le 3<sup>ème</sup> mode est celui de la torsion suivant (ZZ).

⇒ Donc le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation est 11 modes.

**3) Vérification de l’effort tranchant à la base :**

**Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots \text{[Equation (4.1) de l’Art.4.2.3 RPA 99/Version2003].}$$

**Détermination des paramètres :**

- **A** : coefficient d’accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 du RPA** suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} IIa \\ \text{groupe2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

- **Calcul du facteur d’amplification dynamique moyen « D » :**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \text{ [Equation (4.2) de l’ Art.4.2.3RPA2003].} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

-**T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le **tableau (4.7 RPA 99/Version2003) T<sub>2</sub> = 0,50s** (site meuble).

-**T=0,9280 s** (**T** : période fondamentale donnée d’après la modélisation)

-  **$\eta$** : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7 . \text{ [Equation (4.3) de l’Art.4.2.3 RPA 99/Version2003].}$$

Où  $\zeta$ (%) : est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l’importance des remplissages.

Pour notre cas : (voiles en B.A)

$$\zeta = 10\%(\text{tableau 4.2 RPA 99/Version2003})$$

$$D'où : \eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76$$

$$D_x = D_y = 2,5 \times 0,76 \left( \frac{0,5}{0,9280} \right)^{2/3} = 1,25$$

- **Poids total de la structure  $W_T$  :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitations.

$\beta$  : Coefficient de pondération avec :  $\beta = 0.2$  donné par le tableau (4. 5) du RPA

$W_T = 46914.06$  KN (tiré à partir du logiciel ETABS)

- **Facteur de qualité (Q) :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \text{ (Equation (4.4) de l'Art.4.2.3 RPA 99/Version2003)}$$

Où  $P_q$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

$$Q = 1,20$$

- **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Sa valeur est donnée par le **tableau (4.3 RPA 99/Version2003)** en fonction du système de contreventement : **R = 3,5**

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$V_{MSEX} = V_{MSEY} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,2 \times 5 \times 1,2}{3,5} \times 63014,28 = 4050,92 \text{ KN}$$

Donc :  **$V_{MSE} = 4050,92$  KN**

**Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale :**

**Display**  $\implies$  **Show tables**  $\implies$  **building Output**  $\implies$  **Story Shears Select**  $\implies$  **Cases/combos Ex et Ey.**

**Tableau IV.3 :**Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant x

Story	Load	Loc	VX
TERRASSE2	EX	Top	92,43
TERRASSE2	EX	Bottom	92,43
TERRASSE1	EX	Top	700,46
TERRASSE1	EX	Bottom	705,13
ET7	EX	Top	1200,06
ET7	EX	Bottom	1203,86
ET6	EX	Top	1620,48
ET6	EX	Bottom	1623,72
ET5	EX	Top	1981,45
ET5	EX	Bottom	1984,22
ET4	EX	Top	2298,21
ET4	EX	Bottom	2300,63
ET3	EX	Top	2578,53
ET3	EX	Bottom	2580,67
ET2	EX	Top	2826,46
ET2	EX	Bottom	2828,33
ET1	EX	Top	3041,71
ET1	EX	Bottom	3043,29
RDC2	EX	Top	3197,46
RDC2	EX	Bottom	2989,93
RDC1	EX	Top	3019,49
RDC1	EX	Bottom	3019,49
S_SOL	EX	Top	3309,60
S_SOL	EX	Bottom	3309,72

**Tableau IV.4 :**Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant y

Story	Load	Loc	VY
TERRASSE2	EY	Top	108,17
TERRASSE2	EY	Bottom	108,17
TERRASSE1	EY	Top	773,19
TERRASSE1	EY	Bottom	778,48
ET7	EY	Top	1326,51
ET7	EY	Bottom	1330,17
ET6	EY	Top	1754,59
ET6	EY	Bottom	1757,65
ET5	EY	Top	2123,62
ET5	EY	Bottom	2126,39
ET4	EY	Top	2443,80
ET4	EY	Bottom	2446,16
ET3	EY	Top	2713,24
ET3	EY	Bottom	2715,10
ET2	EY	Top	2939,46
ET2	EY	Bottom	2941,22
ET1	EY	Top	3125,10
ET1	EY	Bottom	3126,25
RDC2	EY	Top	3267,39
RDC2	EY	Bottom	3176,97
RDC1	EY	Top	3214,50
RDC1	EY	Bottom	3214,50
S_SOL	EY	Top	3396,75
S_SOL	EY	Bottom	3397,86

**Vérification de l'effort tranchant (RPA 2003 Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente V (Vt > 0.80 Vmax)**

**Tableau IV.5 :** Vérification de la résultante des forces sismiques

forces sismiques KN				forces sismiques KN		Vérification	
MSE (V <sub>max</sub> )		ETABS(V <sub>t</sub> )		MSE (0,8V <sub>max</sub> )		V <sub>t</sub> <0.80 V <sub>max</sub>	
X	Y	Ex	Ey	X	Y	X	Y
4050,92	4050,92	3309,72	3397,86	3240,74	3240,74	CV	CV

**Remarque :**

On remarque que la condition **Vt > 0.80 Vmax** est **vérifiée** pour les deux cas (V<sub>x</sub> et V<sub>y</sub>).

**4) L'effet de la torsion d'axe vertical (art 4.2.7 du RPA) :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✚ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✚ Excentricité théorique résultant des plans.

**a) Excentricité accidentelle :**

$e_x = e_y = 0.05 L_x = 0.05 \times 31,45 = 1,57 \text{ m}$

**b) Excentricité théorique :**

$e_x = X_{CM} - X_{CR}$

$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$

avec :

**CM** : centre de masse et **CR** : centre de torsion.

Le centre de masse et le centre de torsion pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour ce faire : **show table**  $\implies$  **building output**  $\implies$  **center Mass Rigidity**

**Tableau IV.6 :** L'effet de torsion d'axe vertical donné par le logiciel ETABS.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
S_SOL	DA1	15,770	7,255	16,614	7,291
RDC1	DA2	15,791	7,328	16,605	7,282
RDC2	DA3	15,593	7,214	16,573	7,355
ET1	DA4	15,677	7,325	16,528	7,378
ET2	DA5	15,669	7,325	16,493	7,378
ET3	DA6	15,669	7,325	16,461	7,374
ET4	DA7	15,669	7,325	16,432	7,368
ET5	DA8	15,671	7,325	16,408	7,363
ET6	DA9	15,673	7,325	16,388	7,359
ET7	DA10	15,673	7,325	16,373	7,355
TERRASSE1	DA11	15,801	7,325	16,360	7,351
TERRASSE2	DA12	17,547	7,325	17,875	7,334

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7 :** Comparaison des excentricités

Story	centre de masse		centre de rigidité		excentricité théorique		excentricité accidentelle		Excentricité retenues	
	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$	$e_x$	$e_y$	$e_x$	$e_y$
S_sol	15,770	7,255	16,614	7,291	0,844	0,036	1,57	1,57	1,57	1,57
RDC1	15,791	7,328	16,605	7,282	0,814	0,046			1,57	1,57
RDC2	15,593	7,214	16,573	7,355	0,98	0,141			1,57	1,57
ET1	15,677	7,325	16,528	7,378	0,851	0,053			1,57	1,57
ET2	15,669	7,325	16,493	7,378	0,824	0,053			1,57	1,57

## Chapitre IV Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA

ET3	15,669	7,325	16,461	7,374	0,792	0,049			1,57	1,57
ET4	15,669	7,325	16,432	7,368	0,763	0,043			1,57	1,57
ET5	15,671	7,325	16,408	7,363	0,737	0,038			1,57	1,57
ET6	15,673	7,325	16,388	7,359	0,715	0,034			1,57	1,57
ET7	15,673	7,325	16,373	7,355	0,700	0,03			1,57	1,57
TERRASSE1	15,801	7,325	16,360	7,351	0,559	0,026			1,57	1,57
TERRASSE2	17,547	7,325	17,875	7,334	0,328	0,009			1,57	1,57

### Remarque :

On remarque que l'effet de torsion est vérifié pour tous les étages.

### 5) Vérification des déplacements :

- ✚ Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{(article 4.4.3 RPA99 version 2003)}$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (tiré à partir du logiciel ETABS).

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure

- ✚ Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donné par :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{(article 4.4.3 RPA99 version 2003)}$$

Avec :  $\Delta k < 1\% h_e$  (article 5.10 RPA99 version 2003)

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «Displacements ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne

**Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Les résultats donnés par le logiciel ETABS sont représentés par les tableaux suivant :

**Tableau IV.8:** Déplacements relatifs suivant x.

Story	Diaphragm	Load	UX
TERRASSE2	DA12	EX	2,1452
TERRASSE1	DA11	EX	2,0716
ET7	DA10	EX	1,9566
ET6	DA9	EX	1,8169
ET5	DA8	EX	1,6485
ET4	DA7	EX	1,4551
ET3	DA6	EX	1,2377
ET2	DA5	EX	1,0003
ET1	DA4	EX	0,7492
RDC2	DA3	EX	0,4683
RDC1	DA2	EX	0,2151
S_SOL	DA1	EX	0,1426

**Figure IV.9:** Déplacements relatifs suivant y.

Story	Diaphragm	Load	UY
TERRASSE2	DA12	EY	1,1331
TERRASSE1	DA11	EY	1,0587
ET7	DA10	EY	0,9418
ET6	DA9	EY	0,8201
ET5	DA8	EY	0,6970
ET4	DA7	EY	0,5746
ET3	DA6	EY	0,4549
ET2	DA5	EY	0,3412
ET1	DA4	EY	0,2371
RDC2	DA3	EY	0,1378
RDC1	DA2	EY	0,0603
S_SOL	DA1	EY	0,0397

**Tableaux récapitulatifs des vérifications :**

**Sens X-X :**

**Tableau IV.10:** Déplacement horizontal suivant X-X

Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$\Delta k(cm)$	1% x h	Observation
TERRASSE2	2,1452	5	10,726	0,368	2,5	OK
TERRASSE1	2,0716	5	10,358	0,575	3,06	OK
ET7	1,9566	5	9,783	0,6985	3,06	OK
ET6	1,8169	5	9,0845	0,842	3,06	OK
ET5	1,6485	5	8,2425	0,967	3,06	OK
ET4	1,4551	5	7,2755	1,087	3,06	OK
ET3	1,2377	5	6,1885	1,187	3,06	OK
ET2	1,0003	5	5,0015	1,2555	3,06	OK
ET1	0,7492	5	3,746	1,4045	3,06	OK
RDC-2	0,4683	5	2,3415	1,266	3,4	OK
RDC_1	0,2151	5	1,0755	0,3625	1,19	OK
S_SOL	0,1426	5	0,713	0,713	4,08	OK

**Sens Y-Y :**

**Tableau IV.11 :** Déplacement vertical suivant Y-Y

Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$\Delta k(cm)$	1% x h	Observation
TERRASSE2	1,1331	5	5,6655	0,372	2,5	OK
TERRASSE1	1,0587	5	5,2935	0,5845	3,06	OK
ET7	0,9418	5	4,709	0,6085	3,06	OK
ET6	0,8201	5	4,1005	0,6155	3,06	OK
ET5	0,6970	5	3,485	0,612	3,06	OK
ET4	0,5746	5	2,873	0,5985	3,06	OK
ET3	0,4549	5	2,2745	0,5685	3,06	OK
ET2	0,3412	5	1,706	0,5205	3,06	OK
ET1	0,2371	5	1,1855	0,4965	3,06	OK
RDC-2	0,1378	5	0,689	0,6125	3,4	OK
RDC_1	0,0603	5	1,3015	1,103	1,19	OK
S_SOL	0,0397	5	0,1985	0,1985	4,08	OK

**Conclusion :**

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

**Vérification du déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_t}{500} \dots\dots\dots (\text{BAEL.6.5,3})$$

Avec :

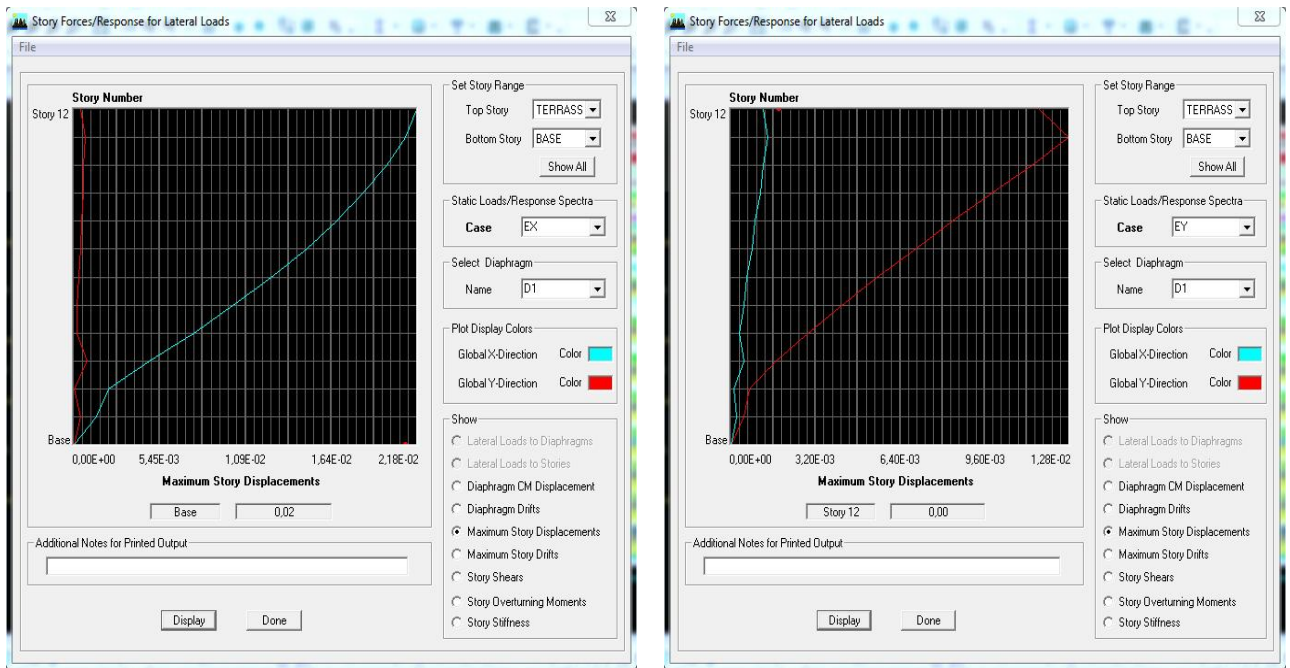
$\delta_{\max}$  : déplacement maximale ;

f : la flèche admissible.

$H_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

D'où  $f = H_t/500 = 36,59/500 = 0,07318 \text{ m}$

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suit



**Sens x-x**

**Sens y-y**

**Figure IV-3 : Déplacement maximal**

L'ETABS nous a donné le déplacement maximal au niveau du dernier étage.

**6) Vérification de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2ème ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1 .

## Chapitre IV Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau (k-1)

$h_k$  : hauteur de l'étage k

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'  
D'où :

Si :  $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$  les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si :  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$  les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si non :  $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Les résultats donné par ETABS :**

Dans la fenêtre **Display**  $\Rightarrow$  **Show Tables**  $\Rightarrow$  **Select Cases /combos** et on clique sur **POIDS**  $\Rightarrow$  **Building Output**  $\Rightarrow$  **Table: Story Shears**, et on exporte le tableau sur **Excel**  
**Tableau IV.12:** Résultats du poids de chaque étage donné par ETABS.

Story	Load	Loc	P
TERRASSE2	POIDS	Top	498,27
TERRASSE2	POIDS	Bottom	685,77
TERRASSE1	POIDS	Top	5261,98
TERRASSE1	POIDS	Bottom	6915,86
ET7	POIDS	Top	11077,11
ET7	POIDS	Bottom	12730,99
ET6	POIDS	Top	16892,24
ET6	POIDS	Bottom	18546,13
ET5	POIDS	Top	22707,38
ET5	POIDS	Bottom	24521,91
ET4	POIDS	Top	28683,16
ET4	POIDS	Bottom	30497,69
ET3	POIDS	Top	34658,94
ET3	POIDS	Bottom	36473,47
ET2	POIDS	Top	40634,73
ET2	POIDS	Bottom	42449,26
ET1	POIDS	Top	46547,44
ET1	POIDS	Bottom	48743,95
RDC2	POIDS	Top	52442,19
RDC2	POIDS	Bottom	54772,48
RDC1	POIDS	Top	55503,31
RDC1	POIDS	Bottom	56283,98
S_SOL	POIDS	Top	60413,04
S_SOL	POIDS	Bottom	63014,28

A	B	C	D	E
Story	Load	Loc	P	
TERRASSE2	POIDS	Bottom	685,77	685,77
TERRASSE1	POIDS	Bottom	6915,86	6230,09
ET7	POIDS	Bottom	12730,99	5815,13
ET6	POIDS	Bottom	18546,13	5815,14
ET5	POIDS	Bottom	24521,91	5975,78
ET4	POIDS	Bottom	30497,69	5975,78
ET3	POIDS	Bottom	36473,47	5975,78
ET2	POIDS	Bottom	42449,26	5975,79
ET1	POIDS	Bottom	48743,95	6294,69
RDC2	POIDS	Bottom	54772,48	6028,53
RDC1	POIDS	Bottom	56283,98	1511,5
S_SOL	POIDS	Bottom	63014,28	6730,3
				63014,28

Dans la fenêtre **Display**  $\Rightarrow$  **Show Tables**  $\Rightarrow$  **Select Cases /combos** et on clique sur **EX et EY**  $\Rightarrow$  **Building Output**  $\Rightarrow$  **Table: Story Shears**, et on exporte le tableau sur **Excel**

Tableaux IV.13 ,14: Résultats des efforts tranchants donnés par ETABS

Story	Load	Loc	VX	Story	Load	Loc	VY
TERRASSE2	EX	Top	75,58	TERRASSE2	EY	Top	108,17
TERRASSE2	EX	Bottom	75,58	TERRASSE2	EY	Bottom	108,17
TERRASSE1	EX	Top	515,36	TERRASSE1	EY	Top	773,19
TERRASSE1	EX	Bottom	518,55	TERRASSE1	EY	Bottom	778,48
ET7	EX	Top	887,96	ET7	EY	Top	1326,51
ET7	EX	Bottom	890,60	ET7	EY	Bottom	1330,17
ET6	EX	Top	1208,79	ET6	EY	Top	1754,59
ET6	EX	Bottom	1211,07	ET6	EY	Bottom	1757,65
ET5	EX	Top	1486,19	ET5	EY	Top	2123,62
ET5	EX	Bottom	1488,13	ET5	EY	Bottom	2126,39
ET4	EX	Top	1728,60	ET4	EY	Top	2443,80
ET4	EX	Bottom	1730,30	ET4	EY	Bottom	2446,16
ET3	EX	Top	1943,04	ET3	EY	Top	2713,24
ET3	EX	Bottom	1944,55	ET3	EY	Bottom	2715,10
ET2	EX	Top	2133,38	ET2	EY	Top	2939,46
ET2	EX	Bottom	2134,70	ET2	EY	Bottom	2941,22
ET1	EX	Top	2298,77	ET1	EY	Top	3125,10
ET1	EX	Bottom	2299,85	ET1	EY	Bottom	3126,25
RDC2	EX	Top	2418,23	RDC2	EY	Top	3267,39
RDC2	EX	Bottom	2258,41	RDC2	EY	Bottom	3176,97
RDC1	EX	Top	2283,09	RDC1	EY	Top	3214,50
RDC1	EX	Bottom	2283,09	RDC1	EY	Bottom	3214,50
S_SOL	EX	Top	2512,86	S_SOL	EY	Top	3396,75
S_SOL	EX	Bottom	2513,10	S_SOL	EY	Bottom	3397,86

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Comparaison des résultats

Story	Poids cumulé	poids d'étage	H <sub>k</sub>	Déplacement X-X			Déplacement Y-Y		
				VX	Δk (m)	θ <sub>k</sub>	VY	Δk (m)	θ <sub>k</sub>
Terrasse2	685,77	685,77	2,5	75,58	0,00368	0,01	108,17	0,00372	0,009
Terrasse1	6915,86	6230,09	3,06	518,55	0,00575	0,02	778,48	0,005845	0,015
ET7	12730,99	5815,16	3,06	890,60	0,006985	0,014	1330,17	0,006085	0,008
ET6	18546,13	5815,14	3,06	1211,07	0,00842	0,013	1757,65	0,006155	0,006
ET5	24521,91	5975,78	3,06	1488,13	0,00967	0,012	2126,39	0,00612	0,005
ET4	30497,69	5975,78	3,06	1730,30	0,01087	0,012	2446,16	0,005985	0,004
ET3	36473,47	5975,78	3,06	1944,55	0,01187	0,011	2715,10	0,005685	0,004
ET2	42449,26	5975,79	3,06	2134,70	0,01255	0,011	2941,22	0,005205	0,003
ET1	48743,95	6294,69	3,4	2299,85	0,01404	0,011	3126,25	0,004965	0,002
RDC2	54772,48	6028,53	3,4	2258,41	0,01266	0,009	3176,97	0,006125	0,003
RDC1	56283,98	1511,5	1,19	2283,09	0,003625	0,002	3214,50	0,01103	0,004
S-SOL	63014,28	6730,3	4,08	2513,10	0,00713	0,004	3397,86	0,001985	0,0009

On a :                       $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$

Donc, les effets P-Delta peuvent être négligés.

### **IV.5.CONCLUSION :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

1. Le pourcentage de participation massique est vérifié pour le nombre de mode considéré.
2. L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
3. L'excentricité est vérifiée.
4. Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
5. L'effet du 2ème ordre (l'effet P- $\Delta$ ) est négligé.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

**INTRODUCTION :**

Ce chapitre a pour objectif la détermination des sections d'armatures nécessaires dans chaque élément de notre structure (poteaux, poutres et voiles), sous les sollicitations les plus défavorables.

**V.1. Ferrailage des Poteaux :**

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissants dans les deux sens ( $M_x$  pour le sens longitudinal et  $M_y$  pour le sens transversal). Ils seront calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons considérées ci-dessous, puis on effectue les vérifications à L'ELS.

**Tableau V.1 :** caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,167	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18.48	1	400	400

Les armatures seront calculées en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

Sous les combinaisons :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G+Q + E
- 0,8G ± E

**V.1.1.Recommandation du RPA 99/Version 2003 (zone II ) :****Armatures longitudinales : Art 7.4.2.1 RPA 99 /2003**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

Leurs pourcentages en zone sismique **IIa** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **3%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $L_R = 40 \varnothing_l$ .
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

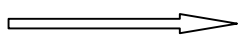
Section des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 0.8\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 3\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]
50 × 50	20	100	150
45 × 45	16,2	81	121,5
40 × 40	12,8	64	96

V.1.2. Calcul du ferrailage :

V.1.2.1. Les armatures longitudinales à l'ELU :

Les étapes de calcul en flexion composée sont :

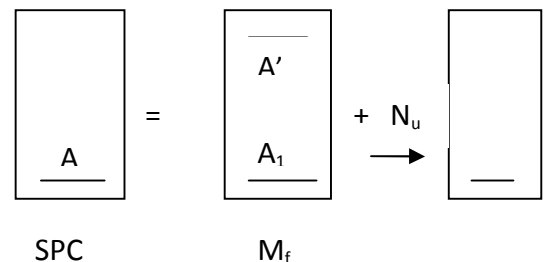
➤ Calcul du centre de pression :

$e = \frac{M}{N}$   Deux cas peuvent se présenter.

❖ Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$



Avec :

$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

M : Moment fictif.

➤ Détermination des armatures :

• Calcul du moment fictif :

$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$

• Calcul du moment réduit :

$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA ( $A'=0$ )

• Armatures fictives :

$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

Figure V.1. Section d'un poteau SPC.

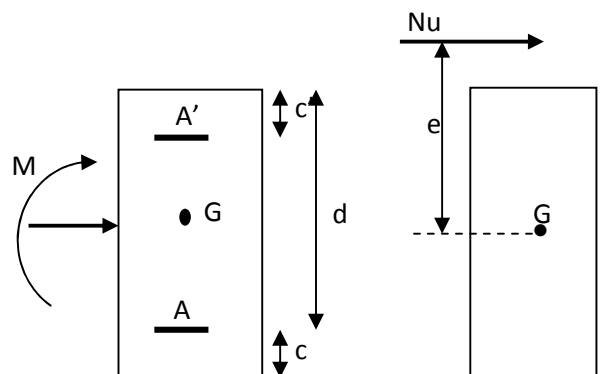


Figure V.2: Les moments exerçant sur les poteaux.

• **Armatures réelles :**

$$A = Af \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

• **Armatures en flexion simple :**

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$  ;  $A = Af - \frac{N}{\sigma_{st}}$

❖ **Section entièrement comprimé (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
  - $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$
- Deux cas peuvent se présenter :

**1) Si  $(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$**

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad ; \quad A_2 = 0$$

**Avec:**

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

**2) Si  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$**

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')} \quad A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

**Remarque :** Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

**Avec :**

**B :** Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier.

**Exemple de calcul manuel :**

**Poteau : 50x50 :**

$$M_{\max} = 189,046 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corre}} = 488,85 \text{ KN (N : Effort de compression).}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{189,046}{488,85} = 0,38 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0,5}{2} - 0,03 = 0,22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$$M_f = M + N \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 189,046 + 488,85 \left( \frac{0,5}{2} - 0,03 \right) \implies M_f = 296,59 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$d = h - c = 0,50 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

$$N(d - c') - M_f = 488,85 \times (0,47 - 0,03) - 296,59 = -81,496 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) \times 0,50 \times (0,50)^2 \times 14,2 \times 10^3 \\ = 255,955 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 255,955 > N_u(d - c') - M_f = -81,496$$

$\implies$  **La condition est vérifiée.**

Donc la section est partiellement comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

**Calcul de  $A_{st}$  :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{296,59 \times 10^6}{500 \times (470)^2 \times 14,20} = 0,189$$

$$0,189 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA} \implies \beta = 0,895$$

**Donc les armatures fictives sont :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{296,59 \times 10^5}{0,895 \times 47 \times 348 \times 10^2} = 20,26 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 20,26 \text{ cm}^2$$

**Les armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 20,26 - \frac{488,85 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 14,04 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0$  et  $A_{st} = 14,04 \text{ cm}^2$ .

**Note :**

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, étage 1.
- **Zone II :** Du 2<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III :** 6<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage.

**Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

**Tableau V.3:** Efforts internes dans les poteaux.

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
S_Sol, RDC, 1 <sup>er</sup> étage	50 × 50	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	-2875,4	-12,593
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0,8GE	2,1	47,695
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	-488,85	189,046
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> ,4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	-1932,21	-37,378
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0,8GE	0,01	-0,531
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	-769,74	-104,78
6 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	-866,39	-29,477
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0,8GE	0,25	11,434
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	-84,4	81,636

### Ferrailage longitudinal des poteaux

Tableau V.4 : Calcul des armatures pour les poteaux

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]	nature	$A_{inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]
S_Sol, RDC, 1 <sup>er</sup> étage	50 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	-2875,4	-12,593	SEC	0	0	20	4HA20 + 4HA16	20,6
		$N^{min} - M^{corres}$	2,1	47,695		3,13	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	-488,85	189,046	SPC	6,68	0			
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	-1932,21	-37,378	SEC	0	0	16,2	4HA20 + 4HA14	18,71
		$N^{min} - M^{corres}$	0,01	-0,531		0,04	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	-769,74	-104,78	SEC	0	0			
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	-866,39	-29,477	SEC	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14,19
		$N^{min} - M^{corres}$	0,25	11,434		0,92	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	-84,4	81,636		5,76	0			

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s(min)$  correspondante recommandée par le règlement ( RPA99-VERSION-2003) en zone II<sub>a</sub> .

**V.1.2.2. Les armatures transversales à l'ELU :****Armatures transversales selon les recommandations du RPA**

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

- **Diamètre des barres transversales (Art A.8.1,3/BAEL91modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \quad \text{soit :} \quad \varnothing_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Avec :

$\varnothing_l$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section :  $A_t = \mathbf{3, 14cm^2 = 4HA10}$ .

- **Espacement des armatures transversales :**

- ✓ **Selon (Art A.8.1,3/ BAEL 91 modifié 99)**

$$S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min}, 40cm, (a+10)cm) = \min(21, 40cm, 50cm) = 21cm$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

- ✓ **Selon (Art 7.4.2.2. RPA99 version 2003)**

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1,4, 15cm) = 14 \text{ cm}$$

$$S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 15 \times 1,4 = 21cm$$

$$S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

**V.1.3. Vérification à l'état limite ultime :**

- **Vérification de la quantité d'armatures minimale:**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  :  $A_t^{\min} = 0,3\% \text{ st.b}$

- Si  $\lambda_g \leq 3$  :  $A_t^{\min} = 0,8\% \text{ st.b}$

- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad , \quad l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 4,59 = 3,213 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{3,213}{0,50} = 6,426 > 5$$

Tableau. V.5. Quantité minimale d'armatures transversales.

Poteaux	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
50×50	2,25	1,5	3,14	CV	CV
45× 45	2,025	1,35	3,14	CV	CV
40× 40	1,8	1,2	3,14	CV	CV

**Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (50×50), (45×45) et (40×40) seront composées de 4 cardes Ø10  $A_t = 3,14 cm^2$ .

• **Détermination de la zone nodale :**

✓ Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

$h_e$ : Hauteur de l'étage.

$(b_1, h_1)$ : Dimensions du poteau.

$h$  : hauteur de la poutre.

- Poteaux (50×50) :  $h' = 60cm$ .
- Poteaux (45×45) :  $h' = 60cm$ .
- Poteaux (40×40) :  $h' = 60cm$ .

**Poutre principale :**  $L' = 2 \times 40 = 80cm$ .

**Poutre secondaire :**  $L' = 2 \times 35 = 70cm$ .

• **Vérification au cisaillement:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$ .

Avec :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ [Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]}$$

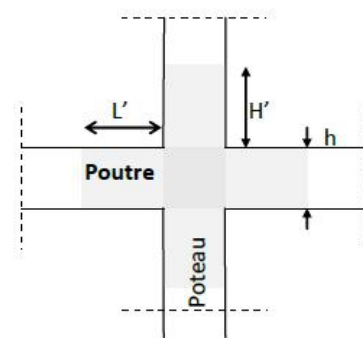


FIGURE. V.3 : zone nodale dans le poteau.

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1.211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6** : Vérification des contraintes tangentielles.

Section	$V_u$ [KN]	$\tau_{bu}$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
50×50	215,66	0,917	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
45×45	68,13	0,360	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
40×40	56,33	0,381	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

- **Longueur d'ancrage** : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

Pour le  $\emptyset 20 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le  $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le  $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité** :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

Tableau V.7.: vérification de la condition de non fragilité.

Niveau	Section	Sollicitation	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	observation
S_Sol, RDC, 1 <sup>er</sup> étage	50 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	-2087,42	-8,993	2,84	8,29	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	-397,79	3,727			
		$N^{corres} - M^{max}$	-968,22	106,855			
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	-1405,57	-27,01	2,28	7,82	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	-156,89	-2,155			
		$N^{corres} - M^{max}$	-411,54	32,878			
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	-630,59	-21,304	1,79	5,56	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	1,87	1,731			
		$N^{corres} - M^{max}$	-107,35	-42,757			

#### V.1.4. Vérification à l'état limite de service :

##### a) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

##### b) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

##### Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC].

Tableau V.8: Vérification des contraintes.

Niveau	Section	Sollicitation	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$e_s$ [m]	observation	$\sigma_{bsup}$ [MPa]	$\sigma_{binf}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Vérification
S_Sol, RDC, 1 <sup>er</sup> étage	50 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	-2087,42	-8,993	0,004	SEC	6,96	6,43	15	CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-397,79	3,727	0,009	SEC	1,39	1,17		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-968,22	106,855	0,11		6,26	3,09		CV
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	-1405,57	-27,01	0,019	SEC	6,53	4,34		CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-156,89	-2,155	0,013	SEC	0,69	0,52		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-411,54	32,878	0,079	SEC	2,92	0,26		CV
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	-630,59	-21,304	0,033	SEC	4,38	1,85		CV
		$N^{min} - M^{corres}$	1,87	1,731	0,92		0,14	0		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-107,35	-42,757	0,398		3,58	0		CV

**Conclusion :**

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

**Tableau V.9.** Ferraillage final des poteaux.

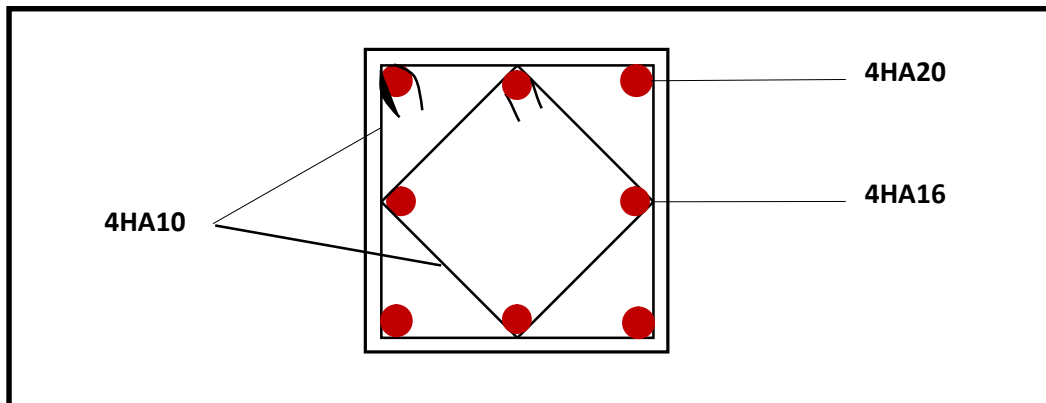
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	4HA16+4HA14=14,19
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> ,4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	4HA20+4HA14= 18,71
S_Sol, RDC,1 <sup>er</sup> étage	50 × 50	4HA20+4HA16=20,6

**Schéma de ferraillage des poteaux :**

➤ **Poteaux (50×50) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16 = **20,6cm<sup>2</sup>**

-Les armatures transversales : 4HA10 = **3,14cm<sup>2</sup>**

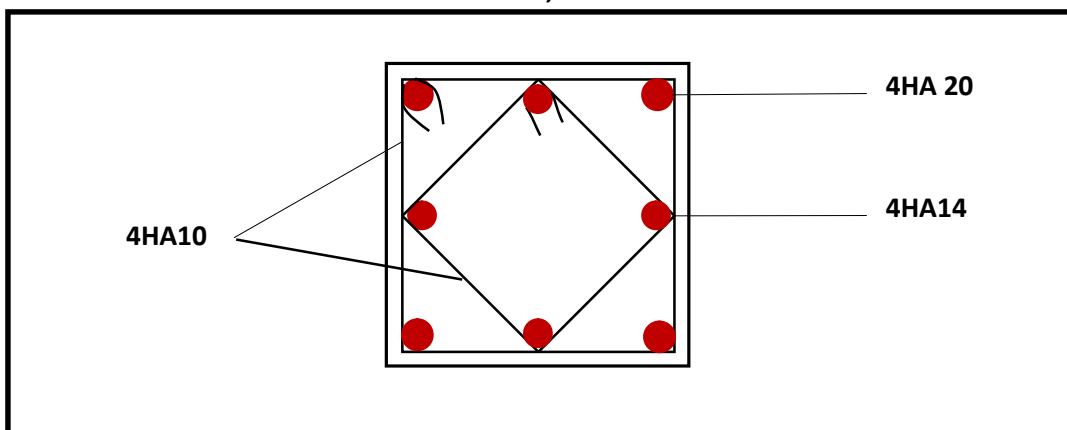


**FIGURE V.4:** Ferraillage Poteau 50x50.

➤ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA14 = **18,71 cm<sup>2</sup>**

-Les armatures transversales : 4HA10 = **3,14 cm<sup>2</sup>**



**FIGURE V.5\_:** Ferraillage Poteau 45x45.

## ➤ Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,19\text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4\text{HA}10 = 3,14\text{ cm}^2$

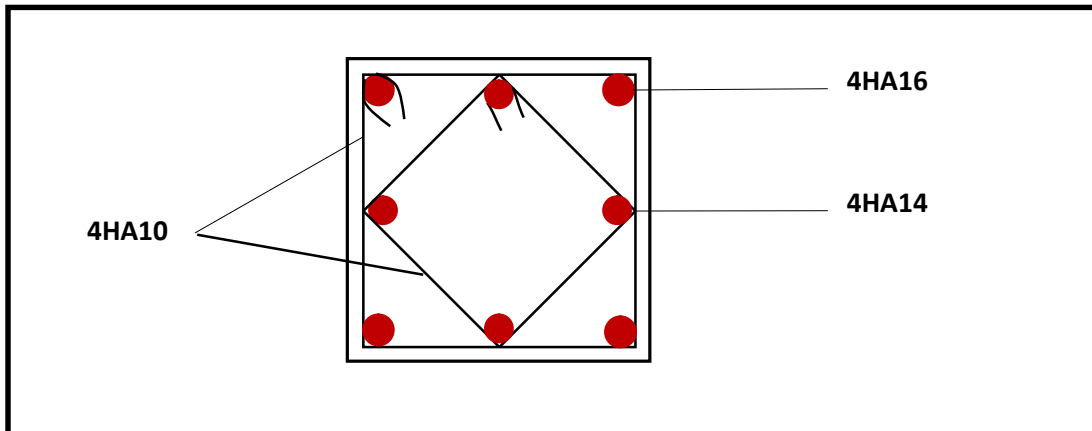


FIGURE V.6 : Ferrailage Poteau 40x40.

## 5.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'ELU avec les sollicitations les plus défavorables. Déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G\pm E \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{RPA99 /version 2003}$$

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q, \text{ à l'ELU.} \\ G+Q, \text{ à l'ELS.} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{BAEL91/ version 99}$$

### 5.2.1. Recommandations et exigences du RPA :

#### a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante;
  - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10.** : Section des armatures longitudinales.

	0.5% bh	4%bh	6%bh
<b>Poutre principale (30 × 40)</b>	6	48	72
<b>Poutre secondaire (30 × 35)</b>	5,25	42	63

- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\emptyset$  en zone II<sub>a</sub>;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

#### b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\emptyset \right);$$

- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### 5.2.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

#### a. Ferrailage des poutres :

• **Poutre principale:**

- En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{82,825 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,17} = 0,142 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,923$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{82,825 \times 10^3}{0,923 \times 37 \times 348} = 6,96 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{126,411 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,166 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,909$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{126,11 \times 10^3}{0,909 \times 37 \times 400} = 9,37 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaires:**

- En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73,742 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,17} = 0,169 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,906$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{73,742 \times 10^3}{0,906 \times 32 \times 348} = 7,31 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92,01 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,162 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,911$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{92,01 \times 10^3}{0,911 \times 32 \times 400} = 7,89 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

• **Ferrailage des poutres principales (40×30) :**

Tableau V.11 : ferrailage des poutres principales

	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	obs	β	A <sub>st</sub>	Ferrailage	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	82,825	0,142	SSA	0,923	6,96	3HA14(fil)+ 3HA12(chap)	8,01
Aux appuis	126,411	0,166	SSA	0,909	9,387	3HA16+3HA12	9,42

• **Ferrailage des poutres secondaires (30×35) :**

Tableau V.12 : ferrailage des poutres secondaires.

	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	obs	β	A <sub>st</sub>	Ferrailage	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	73,742	0,169	SSA	0,906	7,31	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8,01
Aux appuis	92,01	0,162	SSA	0,911	7,89	3HA14+3HA12	8,01

### 5.2.2. Vérifications à l'ELU:

#### a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

**Tableau V.13 :** Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU.

		$A_{st}$	$A_{min}$	vérifications
<b>Poutres principales</b>	En travée	8,01	6	CV
	Aux appuis	9,42		CV
<b>Poutres secondaires</b>	En travée	8,01	5,25	CV
	Aux appuis	8,01		CV

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

#### b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement  $S_t$ :

**Tableau V.14:** Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU.

		Calcul de $S_t$ (cm)		$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale</b>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [10;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
<b>Poutre secondaire</b>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min[8,75;14,4]	$S_t = 8$	0,72	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35	

#### c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

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

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

Tableau V.15: Vérification au cisaillement.

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
	$T_{max}$						
Principales	$T_{max}$	221,63	30	37	1,99	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	$T_{max}$	113,93	30	32	1,19	3,33	Condition vérifiée

**d. Influence de l'effort tranchant :**

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation :  $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau V.16: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	observation
	$T_{max}$						
Principales	$T_{max}$	221,63	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	$T_{max}$	113,93	30	32	25	576	Condition vérifiée

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si :  $\left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales :  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 221,63 - \frac{82,825}{0,9 \times 0,37} = -27,09 < 0$

- Pour les poutres secondaires :  $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 113,93 - \frac{73,742}{0,9 \times 0,32} = -142,12 < 0$

$\Rightarrow$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement HA

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

- Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{221,63 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 2,52 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 2,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{162,2 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 2,13 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 2,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

**f. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$  avec :  $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_a = 16,93 \text{ cm}$

**g. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** :  $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :  $A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$  et :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

**Tableau V.17:** Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

		<b>A<sub>st</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>vérifications</b>
<b>Poutres principales</b>	<b>En travée</b>	8,01	1,34	Condition vérifiée
	<b>Aux appuis</b>	9,42	1,34	Condition vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	<b>En travée</b>	8,01	1,1	Condition vérifiée
	<b>Aux appuis</b>	8,01	1,16	Condition vérifiée

**5.2.3. Vérifications à L'ELS :**

**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS:  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

**- Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{560}{500} = 1,12 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,0006 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0006 \text{ cm} < \bar{f} = 1,12 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

**- Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,0004 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0005 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

**Conclusion :**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principal et secondaire).

## c) Vérification des contraintes :

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

**Tableau V.18** : Moments à l'ELS.

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	$M_{st}$	53,003	ELS
	Appuis	$M_{sa}$	-72,989	ELS
Poutres secondaires	Travée	$M_{st}$	32,308	ELS
	Appuis	$M_{sa}$	-48,946	ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.19:** Vérifications des contraintes à L'ELS.

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P.	Travée	53,003	1,72	0,832	14,69	8,01	37	214,95	348	C.V.	14,63	15	C.V.
	Appuis	-72,989	0,85	0,869	23,17	9,42	37	240,98	348	C.V.	10,4	15	C.V.
P.S	Travée	32,308	0,834	0,870	23,41	8,01	32	144,87	348	C.V.	6,19	15	C.V.
	Appuis	-48,946	0,834	0,870	23,41	8,01	32	219,49	348	C.V.	9,37	15	C.V.

### 5.2.4. Schéma de ferrailage des poutres :

#### ➤ Poutres principales :

##### ✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8 = 4HA8

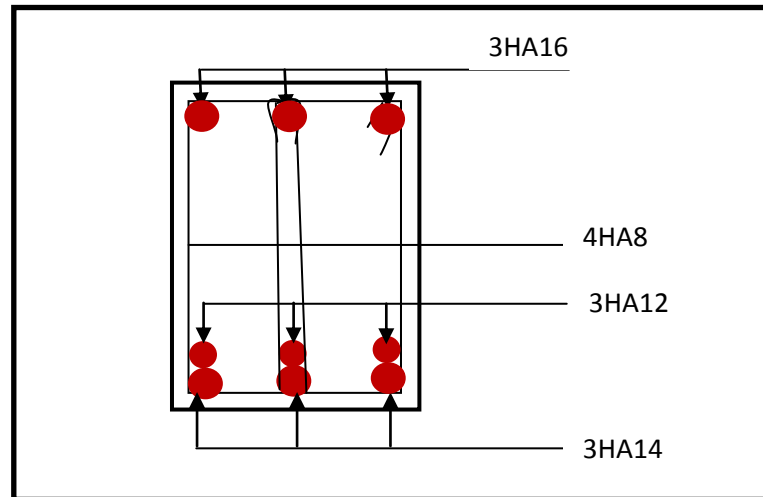


FIGURE V.7: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

##### ✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

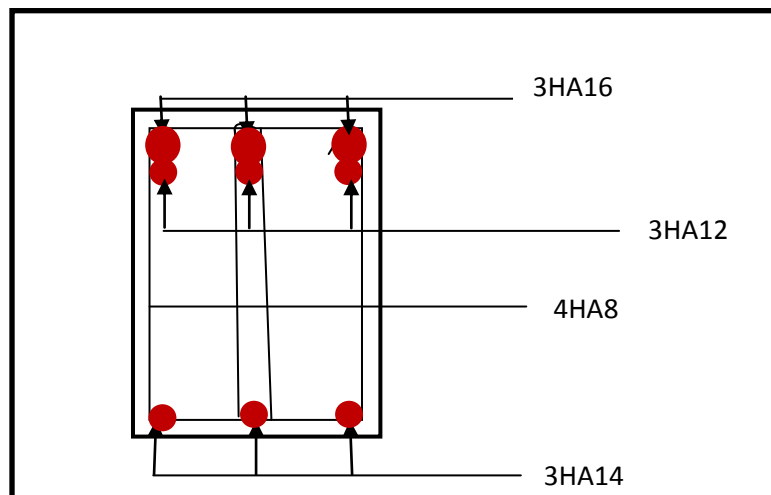


FIGURE V.8: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

#### ➤ Poutres secondaires :

##### ✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

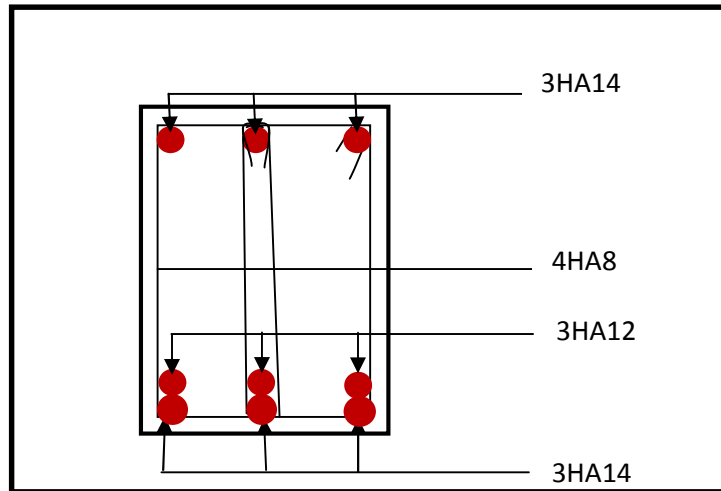


FIGURE V.9 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis:

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

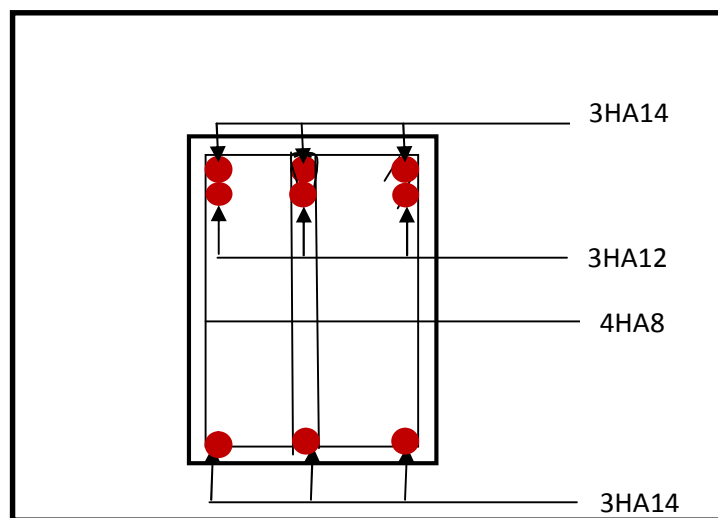


FIGURE V.10 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

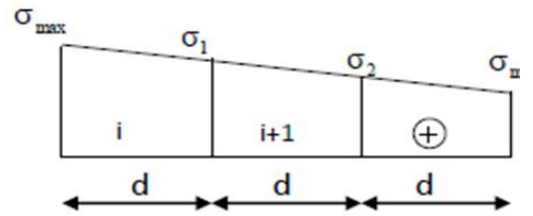
5.3.3. Détermination des armatures :

a) Armatures verticales

➤ 1<sup>er</sup> cas : Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} d e$$

$$N_{i+1} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} d e$$



e : épaisseur du voile.

Figure V.11: Diagramme d'une section entièrement comprimée.

La section d'armature est calculée comme suit :

✚ Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B x f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile.

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

❖ Armatures minimales : (BAEL 91)

$A_{min} \geq 4 \text{ cm/ml}$ ..... (Art A.8.21 BAEL91 modifiée 99).

$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$ ..... (Art A.8.21 BAEL91 modifiée 99).

➤ 2<sup>ème</sup> cas : Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} d e$$

$$N_{i+1} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} d e$$

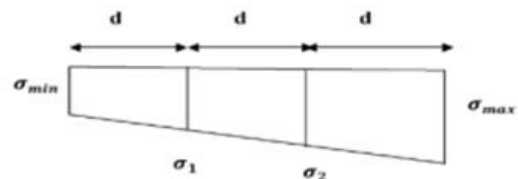


Figure V.12 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ 3<sup>ème</sup> cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

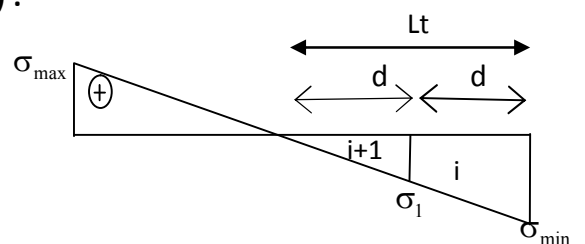


Figure 5.13 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

**Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 du BAEL91 modifié 99) :
- Le % minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendue.....Art 7.7.4.1.RPA99/version2003.
- Exigences du RPA99 version 2003 :

Le % minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- 0.15 % dans la section du voile,
- 0.1 % en zone courante.

**b) Armatures horizontales :**

➤ **D'après le RPA : (Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003).**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10∅.

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

❖ **Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales**

**(Art 7.7.4.3 RPA99/rev2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_v$  et  $A_H > 0.15\%B$ .....globalement dans la section du voile.
- $A_v$  et  $A_H > 0.10\%B$ .....en zone courante.

Avec : B : section du béton.

➤ **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_v}{4} \quad \text{Avec : } A_v: \text{Section des armatures verticales.}$$

**c) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 \cdot Vu \quad \dots\dots\dots (\text{Art-7-7-4-2 RPA99})$$

$V_u$ : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré de surface.

**e) Armatures des potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4 \text{ HA10}$  (selon le RPA99/version 2003) ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**f) Dispositions constructives :**

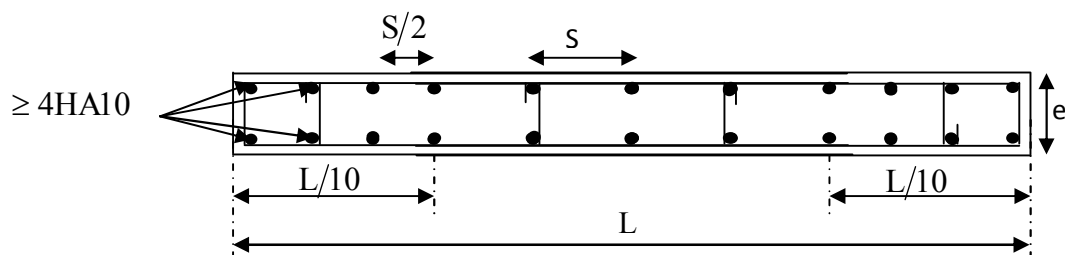
➤ **Espacement :** (art-7-7-4-3, RPA 99)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1,5 \times e; 30\text{cm}) \dots\dots\dots (\text{Art}7.7.4.3\text{RPA99}/2003)$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile ; l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.



**Figure V.14 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles

➤ **Longueur de recouvrement :** (art-7-7-4-3, RPA 99)

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

- ✓ 20 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :** (art-7-7-4-3, RPA 99)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\Phi \leq 0.1a = 0.1 \times 250 = \mathbf{25\text{mm}}.$$

**5.3.4. Les vérifications :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

**N<sub>s</sub>** : L'effort normal appliqué.

**B** : section du béton.

**A** : section des armatures adoptées (verticales).

**$\bar{\sigma}_b$**  : Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99):**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$ : Épaisseur du voile.

$d$ : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

$h$ : Hauteur totale de la section brute.

### 5.3.5. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal  $L = 1 \text{ m}$  sur la zone 1.

$L = 1 \text{ m}$ ;  $e = 0,25 \text{ m}$ ;  $B = 0,25 \text{ m}^2$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = 0,021 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 0,5 \text{ m}$$

#### a. Caractéristiques géométriques :

**Tableau V.20 :** Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
1	0,25	0,25	0,021

#### b. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré et on tire les contraintes les plus défavorables, et enfin, on calcule le ferrailage que l'on adoptera pour le voile et la zone considérée.

Les contraintes les plus défavorables sont données par L'ETABS :

- $\sigma_{\max} = 4066,61 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -7147,5 \text{ KN/m}^2$

#### c. Largeur de la zone comprimée « $L_c$ » et de la zone tendue « $L_t$ » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4066,61}{4066,61 + 7147,5} \times 1 = 0,36 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1 - 0,36 = 0,64 \text{ m}$$

#### d. Calcul « $d$ » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur ( $d$ ):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = \min\left(\frac{4,08}{2}; \frac{2}{3} \times 0,36\right) = \min(2,04; 0,24) = 0,24 \text{ m}$$

**Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{7147,5 (0,64 - 0,24)}{0,64} = 4467,18 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7147,5 + 4467,18}{2} \times 0,24 \times 0,25 = 348,44 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4467,18}{2} \times 0,24 \times 0,25 = 134,015 \text{ KN}$$

**e. Calcul des armatures verticales :**

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{348,44}{400 \times 10^{-1}} = 8,71 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{134,015}{400 \times 10^{-1}} = 3,35 \text{ cm}^2$$

**f. Les armatures de coutures:**

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{440,7 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 16,96 \text{ cm}^2$$

**g. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left( \frac{0,24 \times 0,25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,24 \times 0,25 \right)$$

$$A_{\min} = \max (3,15; 1,2) = 3,15 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (8,71) + \left(\frac{16,96}{4}\right) = 12,95 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (3,35) + \left(\frac{16,96}{4}\right) = 7,59 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

**Ferrailage adopté :****Tableau V.21 :** Ferrailage adopté.

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> bande	$A_1 = 12,95 \text{ cm}^2$	$2 \times 4\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2$	$S_t = 8 \text{ cm}$
2 <sup>ème</sup> bande	$A_2 = 7,59 \text{ cm}^2$	$2 \times 4\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$

**h. Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{25,13}{4} = 6,28 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2$
- On prend :  $A_H = 6,28 \text{ cm}^2$

Soit :  $2 \times 4\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$  de hauteur ; avec  $S_h=25 \text{ cm}$

**i. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

**j. Les vérifications :**

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 8\text{cm et } 10\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 25\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{3407,56 \times 10^3}{0,25 \times 10^6 + 15 \times 25,13 \times 10^2} = 11,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 440,7 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4080} = 0,672 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.672 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{440,7 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4080} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage des voiles longitudinaux VL1 :

	ZONE	I (S-S)	II	III	IV	IV	
Caractéristique	L	1	1	1	1	1	
	e	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	
	B	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	
	Hp	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	
	h	4,08	4,59	3,4	3,06	3,06	
géométrique	l	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	
	he	3,73	4,24	3,05	2,71	2,71	
	V = L/2	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
Sollicitations	NS	3407,56	4045,67	3534,47	2968,94	1203,2	
	T	440,7	239,14	287,85	288,18	162,08	
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4066,6	3059,05	1242,26	1116,24	1194,03	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7147,5	-5800,75	-3748,47	-4130,55	-3297,5	
	nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	lc	0,36	0,345	0,249	0,213	0,266	
	lt	0,64	0,655	0,751	0,787	0,734	
	he/2	1,865	2,12	1,525	1,355	1,355	
	2/3LC	0,24	0,23	0,17	0,14	0,18	
	d1	0,24	0,23	0,17	0,14	0,18	
	d2	0,40	0,425	0,585	0,645	0,557	
	$\sigma_1$	2524,13	1983,58	967,80	915,14	905,79	
	N1	199,17	145,09	45,84	36,01	46,52	
	N2	124,82	105,26	70,79	73,83	63,06	
	Ferrailage	AV1	5,7232	4,17	1,32	1,03	1,34
AV2		3,586831141	3,02	2,03	2,12	1,81	
A1min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4		3,17	3,02	2,18	1,86	2,33	
A2min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4		5,19	5,57	7,68	8,47	7,31	
Avj [cm <sup>2</sup> ]		16,96695	9,20689	11,082225	11,09493	6,24008	
A1=Av1+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande		9,96	6,47	4,09	3,81	2,90	
A2=Av2+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande		7,83	5,33	4,80	4,90	3,37	
Av1 adopté [cm <sup>2</sup> ]		12,56	8,04	4,52	4,52	4,52	
Av2 adopté [cm <sup>2</sup> ]		8,04	6,15	6,15	6,15	4,52	
Choix par bande 1		<b>2x 2HA20</b>	<b>2 X 2HA16</b>	<b>2 X 2HA12</b>	<b>2 X 2HA12</b>	<b>2 X 2HA12</b>	
bande bande 2		<b>2x 2HA16</b>	<b>2 X 2HA14</b>	<b>2 X 2HA14</b>	<b>2 X 2HA14</b>	<b>2 X 2HA12</b>	
Espacement bande 1		12	12	12	12	12	
bande 2		20	20	20	20	20	
AH /nappe [cm <sup>2</sup> ]		5,15	3,750	3,750	3,75	3,75	
AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,28	6,78	6,78	6,78	6,78	
choix de la section		<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>	
Espacement st(cm)		25	25	25	25	25	
Aremature transversales		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>					
vérifications des contraintes		tb	2,74	1,49	1,79	1,79	1,01
		2,26 Mpa tu	1,96	1,06	1,28	1,28	0,72
	$\sigma_{bc}$	12,13	14,91	13,29	11,16	4,57	

Ferraillage des voiles longitudinaux VL2 :

	ZONE	I (S-S)	II	III	IV	IV
Caractéristique	L	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	e	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
	Hp	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
géométrique	h	4,08	4,59	3,4	3,06	3,06
	l	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	he	3,73	4,24	3,05	2,71	2,71
	V = L/2	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Sollicitations	NS	4739,33	4280,66	3957,52	3149,42	2865,38
	T	609,17	607,32	639,94	650,72	389
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2994,4	3480,31	782,92	1252,06	2290,19
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8760,06	-7815,83	-5559,98	-5707,16	-3766,75
	nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	lc	0,31	0,370	0,148	0,216	0,454
	lt	0,89	0,830	1,052	0,984	0,746
	he/2	1,865	2,12	1,525	1,355	1,355
	2/3LC	0,20	0,25	0,10	0,14	0,30
	d1	0,20	0,25	0,10	0,14	0,30
	d2	0,69	0,584	0,953	0,840	0,444
	$\sigma_1$	2312,02	2447,15	709,42	1068,94	1361,90
	N1	135,18	182,62	18,42	41,76	138,09
	N2	199,56	178,58	84,52	112,26	75,55
Ferraillage	AV1	3,8844	5,25	0,53	1,20	3,97
	AV2	5,73445963	5,13	2,43	3,23	2,17
	A1min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4	2,67	3,24	1,30	1,89	3,97
	A2min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4	9,06	7,66	12,51	11,03	5,82
	Avj [cm <sup>2</sup> ]	23,453045	23,38182	24,63769	25,05272	14,9765
	A1=Av1+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande	9,75	11,09	6,69	7,46	7,71
	A2=Av2+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande	11,60	10,98	8,59	9,49	5,92
	Av1 adopté [cm <sup>2</sup> ]	12,06	12,06	9,23	9,23	9,23
	Av2 adopté [cm <sup>2</sup> ]	12,31	6,15	9,05	12,31	9,05
	Choix par bande 1	<b>2x 3HA16</b>	<b>2 X 3HA16</b>	<b>2 X 3HA14</b>	<b>2 X 3HA14</b>	<b>2 X3HA14</b>
	bande 2	<b>2x 4HA14</b>	<b>2 X4HA14</b>	<b>2 X 4HA12</b>	<b>2 X 4HA14</b>	<b>2 X 4HA12</b>
	Espacement bande 1	7	7	7	7	7
	bande 2	15	15	15	15	15
	AH /nappe [cm <sup>2</sup> ]	6,0925	4,553	4,570	5,385	4,57
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	6,28	6,78	6,78	6,78	6,78
	choix de la section	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>
	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25
	Aremature transversales	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
	vérifications des contraintes	$\tau_b$	3,16	3,15	3,32	3,37
2,26 Mpa $\tau_u$		2,26	2,25	2,37	2,41	1,44
$\sigma_{bc}$		14,08	13,08	12,09	9,48	8,75

## Ferrailage des voiles longitudinaux VL3 :

		ZONE	I (S-S)	II	III	IV	IV
Caractéristique	L		1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
	e		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B		0,425	0,425	0,425	0,425	0,425
	Hp		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	h		4,08	4,59	3,4	3,06	3,06
géométrique	l		0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	he		3,73	4,24	3,05	2,71	2,71
	V = L/2		0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Sollicitations	NS		4116,3	6662,14	3124,11	2705,18	1206,49
	T		613,6	486,48	386,57	321,45	201,95
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5382,5	3239,66	1095,2	811,5	1477,37
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-10359,37	-7340,41	-4397,59	-4729,98	-3683,67
	nature		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	lc		0,58	0,521	0,339	0,249	0,487
	lt		1,12	1,179	1,361	1,451	1,213
	he/2		1,865	2,12	1,525	1,355	1,355
	2/3LC		0,39	0,35	0,23	0,17	0,32
	d1		0,39	0,35	0,23	0,17	0,32
	d2		0,73	0,832	1,135	1,285	0,889
	$\sigma_1$		3518,07	2286,45	913,36	718,68	1082,36
	N1		431,13	239,72	56,74	31,74	103,80
	N2		321,56	237,91	129,59	115,45	120,27
Ferrailage	AV1		12,3888	6,89	1,63	0,91	2,98
	AV2		9,2402919	6,84	3,72	3,32	3,46
	A1min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4		5,09	4,55	2,97	2,18	4,26
	A2min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4		9,60	10,93	14,90	16,87	11,67
	Avj [cm <sup>2</sup> ]		23,6236	18,72948	14,882945	12,375825	7,775075
	A1=Av1+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande		18,29	11,57	5,35	4,01	4,93
	A2=Av2+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande		15,15	11,52	7,44	6,41	5,40
	Av1 adopté [cm <sup>2</sup> ]		18,84	12,06	9,23	6,78	6,78
	Av2 adopté [cm <sup>2</sup> ]		15,39	15,39	11,31	11,31	11,31
	Choix par bande	bande 1	<b>2x 3HA20</b>	<b>2 X 3HA16</b>	<b>2 X 3HA14</b>	<b>2 X 3HA12</b>	<b>2 X3HA12</b>
		bande 2	<b>2x 5HA14</b>	<b>2 X 5HA14</b>	<b>2 X 5HA12</b>	<b>2 X 5HA12</b>	<b>2 X 5HA12</b>
	Espacement	bande 1	12	12	12	12	12
		bande 2	15	15	15	15	15
	AH /nappe [cm <sup>2</sup> ]		8,5575	6,863	6,375	6,375	6,375
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		9,05	9,05	6,78	6,78	6,78
	choix de la section		<b>8 HA12</b>	<b>8 HA12</b>	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>	<b>8 HA10</b>
	Espacement st(cm)		25	25	25	25	25
Aremature transversales		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>					
vérifications des contraintes	$\tau_b$		2,25	1,78	1,41	1,18	0,74
	2,26 Mpa $\tau_u$		1,60	1,27	1,01	0,84	0,53
	$\sigma_{bc}$		8,64	14,29	6,85	5,98	2,67

Ferrailage des voiles transversaux VT1 :

	ZONE	I (S-S)	II	III	IV	IV
Caractéristique	L	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	e	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
	Hp	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	h	4,08	4,59	3,4	3,06	3,06
géométrique	l	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
	he	3,68	4,19	3	2,66	2,66
	V = L/2	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Sollicitations	NS	4200,33	4054,09	3628,52	3309,05	1550,41
	T	792,18	708,86	711,08	661,43	339,97
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6233,2	5990,36	2831,9	2081,34	2189,09
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9273,9	-8705,37	-5165,22	-3985,1	-3661,71
	nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	lc	1,00	1,019	0,885	0,858	0,935
	lt	1,50	1,481	1,615	1,642	1,565
	he/2	1,84	2,095	1,5	1,33	1,33
	2/3LC	0,67	0,68	0,59	0,57	0,62
	d1	0,67	0,68	0,59	0,57	0,62
	d2	0,83	0,802	1,025	1,070	0,941
	$\sigma_1$	3440,22	3242,29	1796,82	1356,64	1316,62
	N1	810,06	784,06	341,48	245,74	273,26
	N2	354,85	324,86	230,11	181,53	154,87
	Ferrailage	AV1	23,2777	22,53	9,81	7,06
AV2		10,1967776	9,34	6,61	5,22	4,45
A1min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4		8,79	8,92	7,75	7,51	8,18
A2min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4		10,83	10,52	13,45	14,05	12,35
Avj [cm <sup>2</sup> ]		30,49893	27,29111	27,37658	25,465055	13,088845
A1=Av1+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande		30,90	29,35	16,66	13,43	11,12
A2=Av2+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande		17,82	16,16	13,46	11,58	7,72
Av1 adopté [cm <sup>2</sup> ]		31,41	31,41	20,1	15,39	11,31
Av2 adopté [cm <sup>2</sup> ]		20,1	20,1	15,39	15,39	11,31
Choix par bande 1		<b>2x 5HA20</b>	<b>2 X 5HA20</b>	<b>2 X 5HA16</b>	<b>2 X 5HA14</b>	<b>2 X5HA12</b>
bande 2		<b>2x 5HA16</b>	<b>2 X 5HA16</b>	<b>2 X 5HA14</b>	<b>2 X 5HA14</b>	<b>2 X 5HA12</b>
Espacement bande 1		12	12	12	12	12
bande 2		17	17	17	17	17
AH /nappe [cm <sup>2</sup> ]		12,8775	12,878	9,375	9,375	9,375
AH adopté (cm <sup>2</sup> )		15,39	15,39	11,31	11,31	11,31
choix de la section		<b>10 HA14</b>	<b>10 HA14</b>	<b>10 HA12</b>	<b>10 HA12</b>	<b>10 HA12</b>
Espacement st(cm)		20	20	20	20	20
Aremature transversales		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
vérifications des contraintes		$\tau_b$	1,97	1,76	1,77	1,65
	2,26 Mpa $\tau_u$	1,41	1,26	1,26	1,18	0,60
	$\sigma_{bc}$	5,98	5,77	5,35	4,93	2,35

## Ferrailage du voile transversal VT2 :

		ZONE	I (S-S)	II	III	IV	IV
Caractéristique	L		3,45	3,45	3,45	3,45	3,45
	e		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B		0,8625	0,8625	0,8625	0,8625	0,8625
	Hp		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	h		4,08	4,59	3,4	3,06	3,06
géométrique	l		0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
	he		3,68	4,19	3	2,66	2,66
	V = L/2		1,725	1,725	1,725	1,725	1,725
Sollicitations	NS		2204,55	2002,13	1794,68	1644,84	833,81
	T		652,09	652,41	639,64	564,25	207,23
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2829,2	2295,3	1478,42	1269,68	1147,84
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4419,94	-4107,54	-2993,75	-2567,05	-2467,05
	nature		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	lc		1,35	1,237	1,141	1,142	1,095
	lt		2,10	2,213	2,309	2,308	2,355
	he/2		1,84	2,095	1,5	1,33	1,33
	2/3LC		0,90	0,82	0,76	0,76	0,73
	d1		0,90	0,82	0,76	0,76	0,73
	d2		1,21	1,389	1,549	1,547	1,624
	$\sigma_1$		1621,89	1440,22	991,69	851,02	791,80
	N1		499,44	385,00	234,77	201,77	177,07
N2		244,48	250,01	192,03	164,58	160,76	
Ferrailage	AV1		14,3517	11,06	6,75	5,80	5,09
	AV2		7,02518235	7,18	5,52	4,73	4,62
	A1min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4		11,78	10,82	9,98	9,99	9,59
	A2min=max(0.2%B;Bft <sub>28</sub> /4		15,83	18,23	20,33	20,31	21,32
	Avj [cm <sup>2</sup> ]		25,105465	25,117785	24,62614	21,723625	7,978355
	A1=Av1+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande		20,63	17,34	12,90	11,23	7,08
	A2=Av2+Avj/4 [cm <sup>2</sup> /bande		13,30	13,46	11,67	10,16	6,61
	Av1 adopté [cm <sup>2</sup> ]		21,54	21,54	15,84	15,84	15,84
	Av2 adopté [cm <sup>2</sup> ]		15,84	15,84	15,84	15,84	15,84
	Choix par bande 1		<b>2x 7HA14</b>	<b>2 X 7HA14</b>	<b>2 X 7HA12</b>	<b>2 X 7HA12</b>	<b>2 X7HA12</b>
	bande bande 2		<b>2x 7HA12</b>	<b>2 X 7HA12</b>	<b>2 X 7HA12</b>	<b>2 X 7HA12</b>	<b>2 X 7HA12</b>
	Espacement bande 1		12	12	12	12	12
	bande 2		17	17	17	17	17
	AH /nappe [cm <sup>2</sup> ]		12,9375	12,938	12,938	12,9375	12,9375
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		15,39	15,39	15,39	15,39	15,39
	choix de la section		<b>10 HA14</b>	<b>10 HA14</b>	<b>10 HA14</b>	<b>10 HA14</b>	<b>10 HA14</b>
	Espacement st(cm)		20	20	20	20	20
Aremature transversales		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>					
vérifications des contraintes	2,26 Mpa	tb	1,18	1,18	1,15	1,02	0,37
		tu	0,84	0,84	0,82	0,73	0,27
		obc	2,40	2,18	1,97	1,81	0,92

**VI.1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction ayant pour objectif la transmission au sol des efforts apportés par les éléments de la superstructure, Ces efforts comprennent :

- Des efforts normaux : charges et surcharges verticales.
- Des forces horizontales : dues à l'action sismique.
- Moment s'exerçant dans les différents plans.

**VI.2 Type de fondation :**

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de grande capacité portante ; elles sont peu profondes (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux et puits).

**VI.3 Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VI.4 Choix du type de fondation :**

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- La charge apportée par la superstructure.
- L'économie.

Dans notre cas, on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

**VI.5 Dimensionnement :**

**VI.5.1 Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \text{ max}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions ;**

$$\frac{a}{b} = 1 = \frac{A}{B} = A = B$$

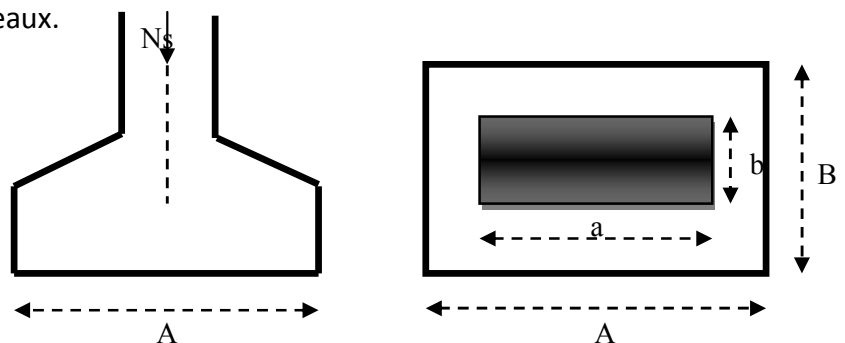


Figure VI.1 : dimensionnement d'une semelle isolée

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

**Exemple de calcul :**

$$\left. \begin{array}{l} N_s = 1381,19 \text{ KN.} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ MPA} \end{array} \right\} B \geq \sqrt{\frac{1381,19}{200}} = 2,63m \implies \text{Soit : } B = 3m.$$

**Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour les semelles filantes.

**VI.5.2 Semelles filantes :**

**VI.5.2.1 Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \implies \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \implies B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \quad \text{Avec :}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge permanente et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.1:** Sens longitudinal

Voile	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m2)
VL1	2558,83	1	12,79	12,79
VL2	2087,72	1,2	8,7	10,44
VL3	2071,19	1,2	8,63	10,36
VL4	1180,35	1	5,9	5,9
VL5	2356,6	1,7	6,93	11,78
VL6	2432,7	1,2	10,14	12,17
VL7	2364,86	1,7	6,95	11,81
VL8	2432,76	1,2	10,14	12,17
VL9	1185,94	1	5,93	5,93
VL10	2138,98	1,2	8,91	10,69
VL11	2049,06	1,2	8,54	10,25
VL12	1194,16	1	5,97	5,97
			<b>somme</b>	<b>120,26</b>

Tableau VI.2: Sens transversal

Voile	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m2)
VT1	1794,32	2,5	3,58	8,95
VT2	1796,6	2,5	3,59	8,97
VT3	4242,11	3,45	6,15	21,22
VT4	1897,96	2,5	3,79	9,47
VT5	1897,5	2,5	3,79	9,47
<b>somme</b>				<b>58,08</b>

⊛ La surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$S_V = \sum S_i = 178,34 \text{ m}^2.$$

**VI.5.2.2 Semelles filantes sous poteaux :**

**Hypothèse de calcul :**

- a) Déterminer la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Détermination de la largeur de la semelle  $B = \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

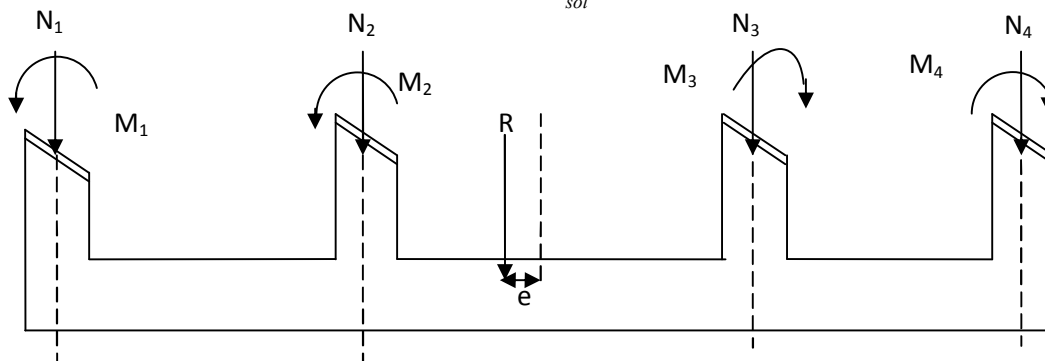


Figure VI.2 : schéma des efforts et des moments appliqués sur la semelle.

**VI.6 Application :**

**VI.6.1 Détermination de la résultante des charges :**

**Tableau VI.3:** Résultante des forces appliquées sur les poteaux (file longitudinale).

Poteaux	N ser	Mi	ei (m)	Nser× ei
1	1121,95	0,325	7,325	8218,28
2	1360,66	0,002	1,725	2347,14
3	1381,19	0,002	-1,725	-2382,55
4	1142,13	5,794	-7,325	-8366,1
<b>Somme</b>	5005,93	6,123	/	-183,23

**VI.6.2 Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \sum N_i = 5005,93$  KN

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-183,23 - 6,123}{5005,93} = -0,038 \text{ m}$$

$$e = -0,038 < \frac{L}{6} = \frac{14,65}{6} = 2,44 \text{ m}$$

Dans notre cas on aura une repartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5005,93}{14,65} \left(1 + \frac{6 \times 0,038}{14,65}\right)$$

$$q_{\max} = 347 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5005,93}{14,65} \left(1 - \frac{6 \times 0,038}{14,65}\right)$$

$$q_{\min} = 336,38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{3e}{L}\right) = \frac{5005,93}{14,65} \left(1 - \frac{3 \times 0,038}{14,65}\right)$$

$$q_{\frac{L}{4}} = 339,04 \text{ KN/m}$$

**VI.6.3 Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{339,04}{200} = 1,695 \text{ m}.$$

On prend :  $B = 2\text{m}$

On aura donc :  $S = 2 \times 14,65 = 29,3 \text{ m}^2$ .

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = (S \times n) = (29,3 \times 9) = 263,7 \text{ m}^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 263,7 + 178,34 = 442,04 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure :  $S_{str} = 15,05 \times 31,05 = 467,3 \text{ m}^2$ .

Dans notre cas le rapport de la surface des semelles sur la surface du bâtiment est supérieur à 50% .

$$\frac{S_t}{S_{str}} > 50\%$$

👉 **Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

## VI.7 Étude du radier :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Un radier doit :

- Être rigide en son plan horizontal.
- Permettre une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Faciliter le coffrage et le ferrailage.
- Permettre la facilité de l'exécution.

### VI.7.1 Pré dimensionnement du radier :

#### VI.7.1.1 Conditions de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus de nervure ( $L= 5,6 \text{ m}$ )

$L_e$  : longueur élastique

$K$  : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K=40[\text{MPa}]$  pour un sol moyen

$I$  : l'inertie de la section du radier (bande de  $1[\text{m}]$ )

$E$  : module de déformation longitudinale différée  $E=10818.86 [\text{MPa}]$

$B$  : largeur de la bande ( $B= 1[\text{m}]$ )

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 5,6\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,21 \text{ m}$$

Soit :  $h=121\text{cm}$

#### VI.7.1.2 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Elle doit vérifier :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec un minimum de 25 cm}$$

$$h \geq \frac{560}{20} = 28 \text{ cm}$$

On prend  $h_d = 30 \text{ cm}$

**VI.7.1.3 Détermination de la hauteur de la nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm} \text{ Soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

**VI.7.1.4 Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_b \leq 0,7h_n \implies 48,4 \text{ cm} \geq b_n \geq 84,7 \text{ cm}$$

Soit :  $b_n = 55 \text{ cm}$

**Remarque :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_d = 30 \text{ cm} \implies$  la hauteur de la Dalle.

$b_n = 55 \text{ cm} \implies$  la Largeur de la nervure.

$h_n = 120 \text{ cm} \implies$  la hauteur de la nervure.

**VI.7.1.5 Calcul de la surface nécessaire au radier :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Á L'ELU : } N_U = 1.35G + 1.5Q \\ \text{Á L'ELS : } N_S = G + Q \end{array} \right\} \text{ On tire d'ETABS les valeurs de G et Q Comme suit : } \\ G = 55423,68 \text{ KN} \quad Q = 10469,66 \text{ KN}$$

**D'où :**

- $N_U = (1,35 \times 55423,68) + (1,5 \times 10469,66) = 90526,458 \text{ KN.}$
- $N_S = 55423,68 + 10469,66 = 65893,34 \text{ KN.}$

**Á L'ELU:**

$$S_{NEC}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{90526,458}{1,33 \times 200} = 340,32 \text{ m}^2$$

**Á L'ELS:**

$$S_{NEC}^{ELS} \geq \frac{N_S}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{65893,34}{1,33 \times 200} = 247,72 \text{ m}^2$$

$$S_{RADIÉR} = \max(S_{NEC}^{ELU}, S_{NEC}^{ELS}) = \max(340,32; 247,72)$$

**D'où:  $S_{radier} = 340,32 \text{ m}^2$**

👉 **Remarque :**

La surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord, Mais en revanche les règles BAEL, Nous imposent un débord qui sera calculé come suit :

$$L_{deb} \geq \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{120}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{deb} = 60 \text{ cm}$

Donc la surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bât} + S_{déb} = 467,3 + (0,6 \times 46,5 \times 2) = 523,1 \text{ m}^2$

on aura une surface totale du radier  $S_{rad} = 523,1 \text{ m}^2$

### VI.7.2 Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### a) Charges permanentes :

$$G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

Poids de la dalle:  $G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 523,1 \times 0,3 \times 25 = 5231 \text{ KN}$

Poids des nervures:  $p_{nervures} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$

$$G_n = 0,55(0,6 - 0,3)[(31,45 \times 9) + (15,05 \times 3)] \times 25 = 1353,82 \text{ kn}$$

Poids de TVO :  $G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$

$$G_{TVO} = [523,1 - 196,92] \times (0,6 - 0,30) \times 17 = 1663,52 \text{ kn}$$

$$G_{TVO} = 1663,52 \text{ kn.}$$

Poids de la dalle flottante libre ( $e_p = 10 \text{ cm}$ ) :

$$P_{df} = (523,1 - 196,92) \times 0,1 \times 25 = 815,45 \text{ kn}$$

$$G_{rad} = 523 + 1353,82 + 1663,52 + 815,45 = 4355,79 \text{ KN.}$$

$$G_{radier} = 4355,79 \text{ kn}$$

#### b) Charges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment :  $Q = 10469,66 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q_{radier} = 3,5 \times 523,1 = 1830,85 \text{ KN}$

#### c) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 4355,79 + 55423,68 = 59779,47 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 1830,85 + 10469,66 = 12300,51 \text{ KN}$$

#### d) Combinaison d'actions :

À L'ELU :  $N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 59779,47 + 1.5 \times 12300,51 = 99153,05 \text{ KN}$

$$N_U = 99153,05 \text{ KN}$$

À L'ELS :  $N_s = G + Q = 59779,47 + 12300,51 = 72079,98 \text{ KN}$

$$N_s = 72079,98 \text{ KN}$$

**VI.7.3 Calcul des caractéristiques géométriques du radier:**

**VI.7.3.1 Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_i = \frac{L_x}{2} = 16,325m \quad \text{et} \quad Y_j = \frac{L_y}{2} = 8,125 m$$

**VI.7.3.2 Calcul des moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{32,25 \times 16,25^3}{12} = 11532,1m^4$$

$$I_{yy} = \frac{b^3 \times h}{12} = \frac{32,25^3 \times 16,25}{12} = 45421,48m^4$$

**VI.7.4 Vérifications :**

**VI.7.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$b = 1m$  ,  $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 m$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{99153,05 \times 1}{523,1} \times \frac{5,6}{2} = 530,73KN$$

$$\tau_u = \frac{530,73}{1 \times 0,27} = 1965,67KN / m^2 = 1,96MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right\} = 2,5 MPa$$

$\tau_u = 1,96 \leq \bar{\tau}_u = 2,5$  ..... **Condition vérifiée.**

**VI.7.4.2 Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

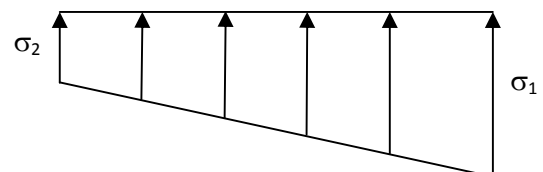
$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



**Figure VI.3 :** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

- **A L'ELU** :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$

- **A L'ELS** :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée.

$N_u = 99153,05KN$                        $N_s = 72079,98KN$

$M_{ox} = 76054,26KN.m$                        $T = 3309,72KN$

$M_{Oy} = 70218,757KN.m$                        $T = 3049,68KN$

⊛ **Calculs des moments :**

$M_x = 76054,26 + (3309,72 \times 1) = 79363,98KN.m$

$M_y = 70218,757 + (3049,68 \times 1) = 73268,44KN.m$

**a) Sens longitudinal XX:**

- **A L'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{99153,05}{523,1} + \frac{79363,98}{11532,1} \times 16,325 = 301,89KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{99153,05}{523,1} - \frac{79363,98}{11532,1} \times 16,325 = 77,2KN / m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 301,89 + 77,2}{4} = 245,72KN / m^2$$

$\sigma_m = 245,72KN/m^2$

$1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 KN/m^2$

$\sigma_m = 245,72 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266.....$ **Condition vérifiée.**

- **A L'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72079,98}{523,1} + \frac{79363,98}{11532,1} \times 16,325 = 250,14KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72079,98}{523,1} - \frac{79363,98}{11532,1} \times 16,325 = 25,44KN / m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 250,14 + 25,44}{4} = 193,96KN / m^2$$

$$\sigma_m = 193,96 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Sens transversal :**

☉ **A L'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{99153,05}{523,1} + \frac{73268,44}{45421,48} \times 8,125 = 202,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{99153,05}{523,1} - \frac{73268,44}{45421,48} \times 8,125 = 176,44 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 202,65 + 176,44}{4} = 196,09 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 196,09 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☉ **A L'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72079,98}{523,1} + \frac{73268,44}{45421,48} \times 8,125 = 150,9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72079,98}{523,1} - \frac{73268,44}{45421,48} \times 8,125 = 124,68 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 150,9 + 124,68}{4} = 144,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 144,34 < \sigma_{SOL} = 200 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ **Conclusion :**

Toutes les contraintes sont vérifiées.

**VI.7.4.3 Vérification au poinçonnement : BAEL91 [Art.A.5.2.42]**

Aucun calcul d'aciers transversaux n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du Feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

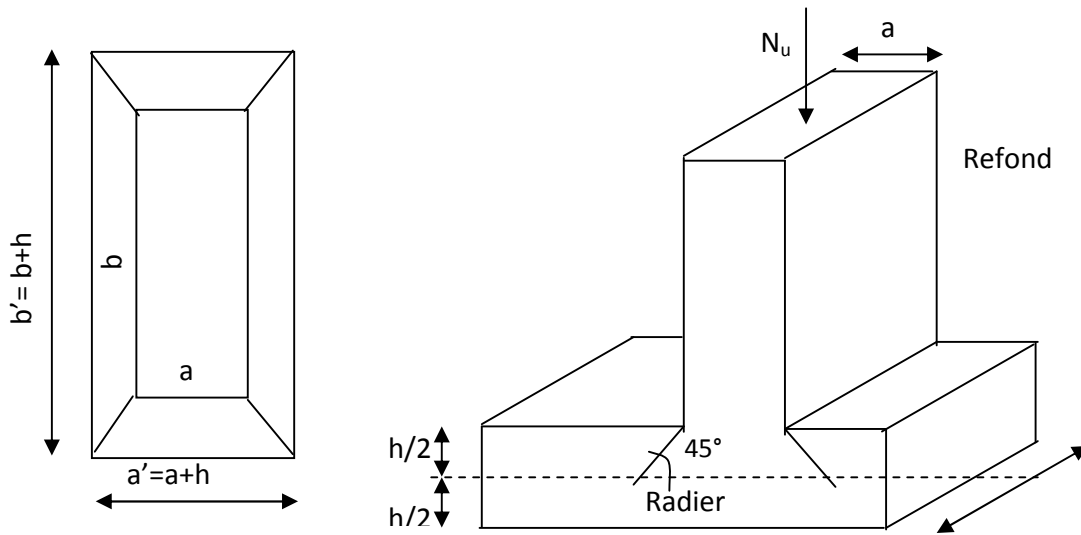


Figure VI.4 Périmètre utile des voiles et des poteaux. b

Calcul du périmètre utile  $\mu_c$ :

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0,5 + 0,5 + 2.1,21) = 6,84m$$

$$N_u = 1901,05KN$$

$$N_u' \leq \frac{0.045 \times 6.84 \times 1,21 \times 25000}{1.5} = 6207,3KN$$

$N_u = 1901,05KN < 6207,3KN$ .....condition vérifiée

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0,25 + 2,5 + 2.1,21) = 10,34m$$

$$N_u' \leq \frac{0.045 \times 10,34 \times 1,21 \times 25000}{1.5} = 9383,55KN$$

$N_u = 2453,18KN < N_u' = 9383,55KN$ .....condition vérifiée

**VI.7.4.4 Vérifications de la poussée hydrostatique :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression Hydrolique telle que :  $G_{tot} \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times h$

Avec :

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement est égale à 1,5.

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau est égale à 10 KN/m<sup>3</sup>.

$G_{tot} = 59779,47KN \geq 1.5 \times 523,1 \times 10 \times 1,21 = 9494,26KN \implies$  pas de risque de soulèvement de la structure.

**VI.7.5 Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99). Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

**Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

☼ **1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\alpha < 0,4 \Rightarrow$  le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

☼ **2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les abaques de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x \leq L_y)$$

Avec :

$L_x=4,2m$  ;  $L_y=5,6m$ .

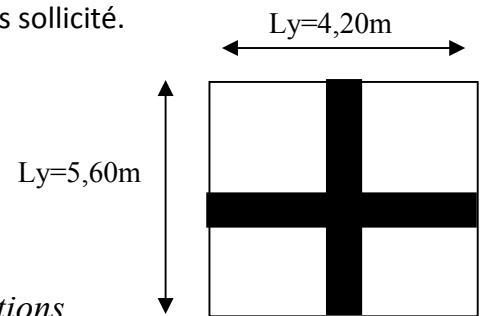
**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en Considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**VI.7.5.1 Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{5,6} = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0622 \\ \mu_y = 0,509 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les 2 directions .



**Figure VI.5** schéma du panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$  la contrainte due au poids propre du radier. Ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU :  $\sigma_m=245,72KN/m^2$

- La contrainte moyenne max à l'ELS:  $\sigma_m=193,96 KN/m^2$

☼ **A l'ELU :**

$$q_u^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 245,72 - \frac{4355,79}{523,1} \right| \times 1ml$$

$$q_u^{moy} = 237,39KN / ml$$

⊗ **A l'ELS :**

$$q_s^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 193,96 - \frac{4355,79}{523,1} \right| \times 1ml$$

$$q_s^{moy} = 185,63KN / ml$$

👉 **Remarque :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :
  - Moment en travée :  $0,75.M_{0x}$  ou  $0,75.M_{0y}$
  - Moment sur appuis :  $0,5.m_{0x}$  ou  $0,5.M_{0y}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel alors :
  - Moment en travée :  $0,85.M_{0x}$  ou  $0,85.M_{0y}$
  - Moment sur appui de rive :  $0,3.m_{0x}$  ou  $0,3.M_{0y}$
  - Moment sur appui intermédiaire :  $0,5.M_{0x}$  ou  $0,5.M_{0y}$

### VI.7.6 Calcul à l'ELU :

⊗ **Evaluation des moments de flexion  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0622 \times 237,39 \times (4,20)^2 = 260,47$$

$$M_{0y} = 0,509 \times 260,47 = 132,58KN.m$$

⊗ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = (-0,5) \times M_{0x}$$

$$M_x^a = (-0,5) \times 260,47 = -130,23KN.m$$

$$M_y^a = (-0,5) M_{0y}$$

$$M_y^a = (-0,5) \times 132,58 = -66,29KN.m$$

⊗ **Moments aux appuis de rive :**

$$M_x^a = (-0,3) \times M_{0x}$$

$$M_x^a = (-0,3) \times 260,47 = -78,14KN.m$$

$$M_y^a = (-0,3) M_{0y}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 132,58 = -39,77KN.m$$

✿ **Moments en travées :**

**Dans le sens x-x :**

$$M'_{x} = (0,75) \cdot M_{0,x}$$

$$M'_{x} = (0,75) \times 260,47 = 195,35 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens y-y :**

$$M'_{y} = (0,85) \cdot M_{0,y}$$

$$M'_{y} = (0,85) \times 132,58 = 112,69 \text{ KN.m}$$

**VI.7.6.1 Ferrailage du panneau dans le sens x-x :**

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{130,23 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,125 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,125 \Rightarrow \beta_u = 0,933$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{130,23 \times 10^6}{0,933 \times 270 \times 348 \times 100} = 14,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a^x = 14,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **5HA20 = 15,7 cm<sup>2</sup>/ml** avec : **S<sub>t</sub> = 20cm**

• **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{195,35 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,188 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

=> Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,188 \Rightarrow \beta_u = 0,895$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{195,35 \times 10^6}{0,895 \times 270 \times 348 \times 100} = 23,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 23,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **8HA20 = 25,13 cm<sup>2</sup>/ml** avec : **S<sub>t</sub> = 13cm**

**VI.7.6.2 Ferrailage dans le sens y-y:**

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{66,29 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,064 \Rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_a^x = \frac{M_y^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{66,29 \times 10^6}{0,967 \times 270 \times 348 \times 100} = 7,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a^x = 7,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **5HA14 = 7,69 cm<sup>2</sup>/ml** avec : **S<sub>t</sub> = 20cm**

• En travées :

$$\mu_u = \frac{M_{tY}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{112,69 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,108 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

=>Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,108 \Rightarrow \beta_u = 0,943$$

$$A_{ty} = \frac{M_{tY}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{112,69 \times 10^6}{0,943 \times 270 \times 348 \times 100} = 12,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ty} = 12,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA16 = 14.07 cm<sup>2</sup>/ml** avec : **S<sub>t</sub> = 13cm**

**VI.7.6.3 condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec :  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour fe400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,75}{2} = 2,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Tableau VI .4 :** Vérification de la condition de non fragilité

Sens	zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
xx	Appuis	15,7	2,70	Condition vérifiée
	Travée	25,13		Condition vérifiée
yy	Appuis	7,69		Condition vérifiée
	travée	14,07		Condition vérifiée

**VI.7.6.4 Espacements des armatures: (BAEL91/A8.2, 42):**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

• **Armatures parallèles à L<sub>x</sub>:**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$ .....**Condition vérifiée.**

• **Armatures parallèles à L<sub>y</sub>:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 45\text{cm}$ .....**Condition vérifiée**

**VI.7.6.5 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

**Avec :**  $p = q_{um} l_x l_y = 237,39 \times 4,2 \times 5,6 = 5583,41 \text{KN/m}^2$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,33 \text{MPa}, 5 \text{MPa}\} = 3,33 \text{MPa}$$

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

**-Sens x-x :**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{5583,41}{3 \times 5,6} = 332,35 \text{KN}$$

**-Sens y-y :**

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{5583,41}{2 \times 5,6 + 4,2} = 362,56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{362,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,34 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,34 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**VI.7.7 Calcul et vérification à L'ELS :**

$$q_s = 185,63 \text{KN/m}^2$$

On a :  $\rho = 0,75$  et  $v = 0,2$  donc :  $\begin{cases} \mu_x = 0,0685 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases}$

✳ **Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_{0x} = 0,0685 \times 185,63 \times (4,2)^2 = 224,3 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,644 \times 224,3 = 144,45 \text{KN.m}$$

• **Moments aux appuis de rive :**

$$M_x^a = (-0,3) \times M_{0x}$$

$$M_x^a = (-0,3) \times 224,3 = -67,29 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = (-0,3) M_{0y}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 144,45 = -43,33 \text{KN.m}$$

• **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = (-0,5) \cdot M_{0x}$$

$$M_x^a = (-0,5) \times 224,3 = -112,15 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = (-0,5) M_{0y}$$

$$M_y^a = (-0,5) \times 144,45 = -72,22 \text{KN.m}$$

• **Moments en travée**

$$M_{tx} = (0,75) \cdot M_{0x}$$

$$M_{tx} = (0,75) \times 224,3 = 168,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y}$$

$$M_{ty} = (0,85) \times 144,45 = 122,78 \text{ KN.m}$$

⊗ **Les moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les deux sens :**

**Sens xx :**

$$M_{app} = -0,5M_{0x} = -112,15 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{0x} = 168,22 \text{ KN.m}$$

**Sens yy :**

$$M_{app} = -0,5M_{0y} = -72,22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{0y} = 122,78 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Tableau VI.5 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

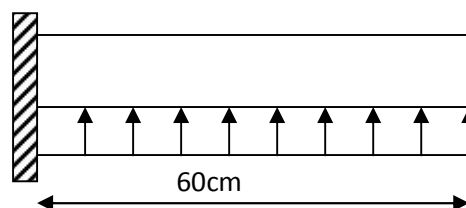
Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
XX	Appuis	15,7	112,15	0,580	0,887	29,25	298,27	348	10,19	15	Cv
	Travée	25,13	168,22	0,930	0,865	21,86	286,62	348	13,11	15	Cv
YY	Appuis	7,69	72,22	0,283	0,916	44,52	379,73	348	8,53	15	Cv
	travée	14,07	122,78	0,520	0,892	31,22	362,33	348	11,61	15	Cv

**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, on adopte un même ferrailage pour tous les panneaux.

**VI.8 Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



**Figure VI.6 :** schéma statique du débord.

**VI.8.1 Sollicitation de calcul :****a) A L'ELU :**

$$P_u = 237,39 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-237,39 \times (0.60)^2}{2} = -42,73 \text{ N.m}$$

**b) A L'ELS :**

$$P_s = 185,63 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-185,63 \times 0.60^2}{2} = -33,41 \text{ KN.m}$$

**VI.8.2 Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42,73 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,041 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,041 \Rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42,73 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 4,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**VI.8.3 Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte : 5 HA12} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}^2.$$

**VI.8.4 Vérification à l'ELS :**✳ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209$$

$$\rho_1 = 0,209 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,927 ; \quad \alpha_1 = 0,221$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,221}{15(1 - 0,221)} = 0,019$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{33,41 \times 10^{-3}}{0,927 \times 0,27 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 236,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,019 \times 236,26 = 4,49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⊗ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 236,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

👉 **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord,

$A_{radier} > A_{débord}$ , les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**VI.9 Etudes des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs).

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée a une poutre continues sur plusieurs appuis et les charge revenant a chaque nervures seront déterminer en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales).

⊗ **Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur  $L_m$ ) et le même effort tranchant max (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal .Ainsi le chargement devient uniformément repartit et le calcul devient classique .

⊗ **Charge trapézoïdale :**

- Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$
- Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$

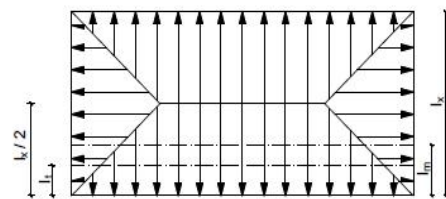


Figure VI.7: Répartition trapézoïdale.

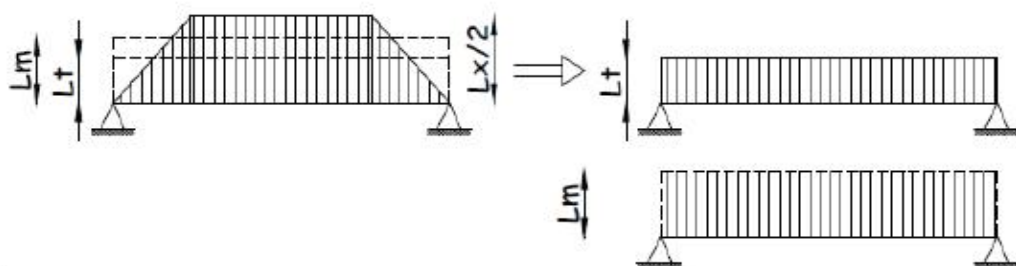
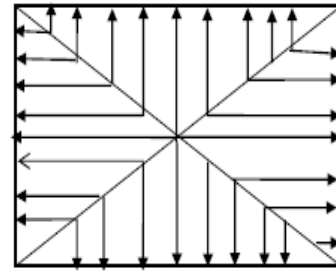


Figure VI.8: Présentation des chargements simplifiés.

✿ **Cas de chargement triangulaire :**

Moment fléchissant :  $I_m = 0,333 \times I_x$

Effort tranchant :  $I_t = 0,25 \times I_x$



Figures VI.9: Répartition triangulaire.

○ **Déterminations des charges :**

- **A'ELU :**

$$q_u^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 245,72 - \frac{4355,79}{523,1} \right| \times 1ml$$

$$q_u^{moy} = 237,39KN / ml$$

- **A'ELS :**

$$q_s^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 193,96 - \frac{4355,79}{523,1} \right| \times 1ml$$

$$q_s^{moy} = 185,63KN / ml$$

○ **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

○ **Pour les efforts tranchant :**

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_t$$

👉 **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

**VI.9.1.1 Sens longitudinal :**

**Tableau VI.6 :** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,5	3,45	1,0144928	triangulaire	1,1655	0,875	237,39	185,63	276,678	525,688	216,352	411,068	207,716	394,661	162,426	308,610
	2	3,15	5,6	0,5625	triangulaire	1,04895	0,7875	237,39	185,63	249,010		194,717		186,945		146,184	
b-c	1	3,1	3,45	0,8985507	traingulaire	1,0323	0,775	237,39	185,63	245,058	490,115	191,626	383,252	183,977	367,955	143,863	287,727
	2	3,1	5,6	0,5535714	triangulaire	1,0323	0,775	237,39	185,63	245,058		191,626		183,977		143,863	
C-D	1	3,4	3,45	0,9855072	triangulaire	1,1322	0,85	237,39	185,63	268,773	537,546	210,170	420,341	201,782	403,563	157,786	315,571
	2	3,4	5,6	0,6071429	triangulaire	1,1322	0,85	237,39	185,63	268,773		210,170		201,782		157,786	
D-E	1	4,2	3,45	1,2173913	trapezoidale	1,0625709	0,54385633	237,39	185,63	252,244	584,257	197,245	456,867	129,106	378,366	100,956	295,868
	2	4,2	5,6	0,75	triangulaire	1,3986	1,05	237,39	185,63	332,014		259,622		249,260		194,912	
E-F	1	3,35	3,45	0,9710145	triangulaire	1,11555	0,8375	237,39	185,63	264,820	529,641	207,080	414,159	198,814	397,628	155,465	310,930
	2	3,35	5,6	0,5982143	triangulaire	1,11555	0,8375	237,39	185,63	264,820		207,080		198,814		155,465	
F-G	1	4,2	3,45	1,2173913	trapezoidale	1,0625709	0,54385633	237,39	185,63	252,244	584,257	197,245	456,867	129,106	378,366	100,956	295,868
	2	4,2	5,6	0,75	triangulaire	1,3986	1,05	237,39	185,63	332,014		259,622		249,260		194,912	
G-H	1	3,4	3,45	0,9855072	triangulaire	1,1322	0,85	237,39	185,63	268,773	537,546	210,170	420,341	201,782	403,563	157,786	315,571
	2	3,4	5,6	0,6071429	triangulaire	1,1322	0,85	237,39	185,63	268,773		210,170		201,782		157,786	
I-J	1	3,1	3,45	0,89855072	triangulaire	1,0323	0,775	237,39	185,63	245,058	490,115	191,626	383,252	183,977	367,955	143,863	287,727
	2	3,1	5,6	0,55357143	triangulaire	1,0323	0,775	237,39	185,63	245,058		191,626		183,977		143,863	
K-L	1	3,15	3,45	0,91304348	triangulaire	1,04895	0,7875	237,39	185,63	249,010	498,020	194,717	389,433	186,945	373,889	146,184	292,367
	2	3,15	5,6	0,5625	triangulaire	1,04895	0,7875	237,39	185,63	249,010		194,717		186,945		146,184	

**VI.9.1.2 Sens transversal :**

**Tableau VI.7:** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	4,2	5,6	0,75	trapezoidale	1,70625	1,509375	237,39	185,63	405,047	759,022	316,731	593,527	358,311	687,492	280,185	537,593
	2	3,4	5,6	0,6071429	trapezoidale	1,4911139	1,3866709	237,39	185,63	353,976		276,795		329,182		257,408	
b-c	1	4,2	3,45	1,2173913	triangulaire	1,3986	1,05	237,39	185,63	332,014	604,927	259,622	473,030	249,260	456,847	194,912	357,237
	2	3,4	3,45	0,9855072	trapezoidale	1,1496394	0,8744591	237,39	185,63	272,913		213,408		207,588		162,326	
C-D	1	4,2	5,6	0,75	trapezoidale	1,70625	1,509375	237,39	185,63	405,047	759,022	316,731	593,527	358,311	687,492	280,185	537,593
	2	3,4	5,6	0,6071429	trapezoidale	1,4911139	1,3866709	237,39	185,63	353,976		276,795		329,182		257,408	

VI.9.2 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

VI.9.2.1 Sens longitudinal :

a) Diagramme des moments fléchissant :

à L'ELU:

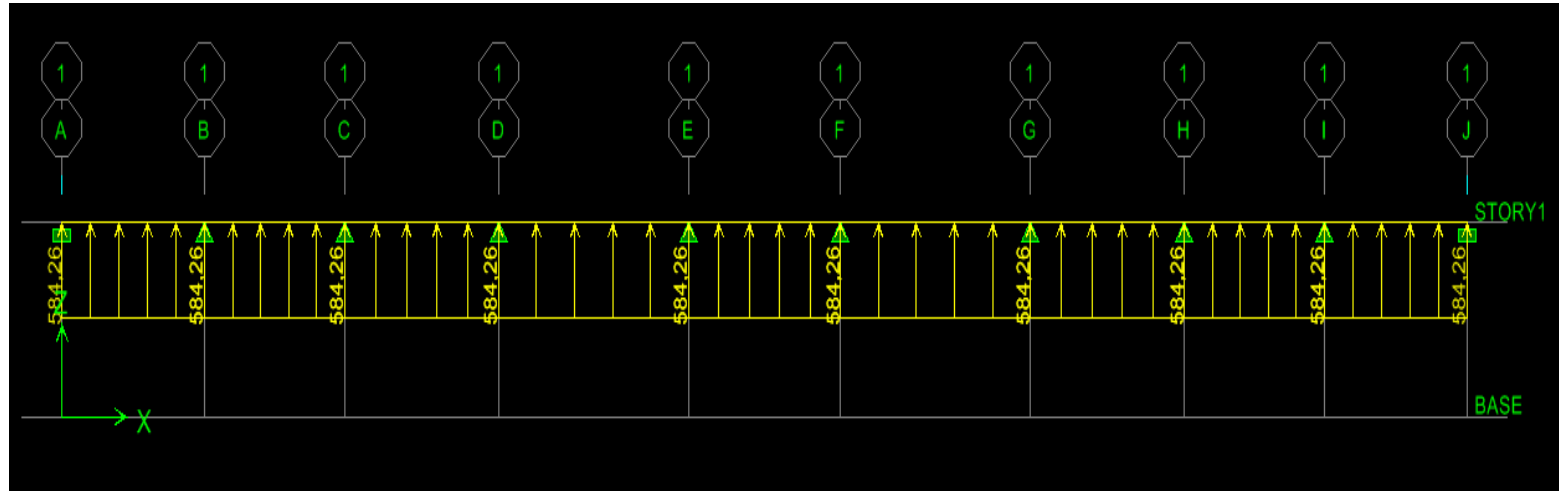


Figure VI.10: diagramme de chargements des nervures à L'ELU (sens longitudinal).

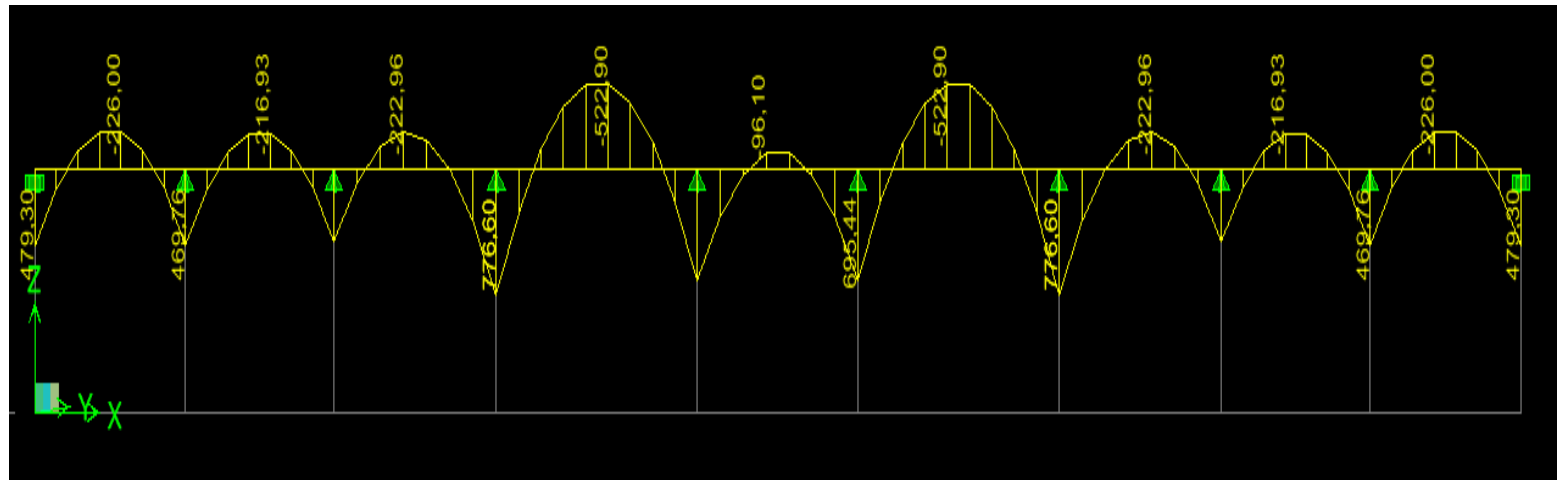


Figure VI.11: diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens longitudinal).

à L'ELS :

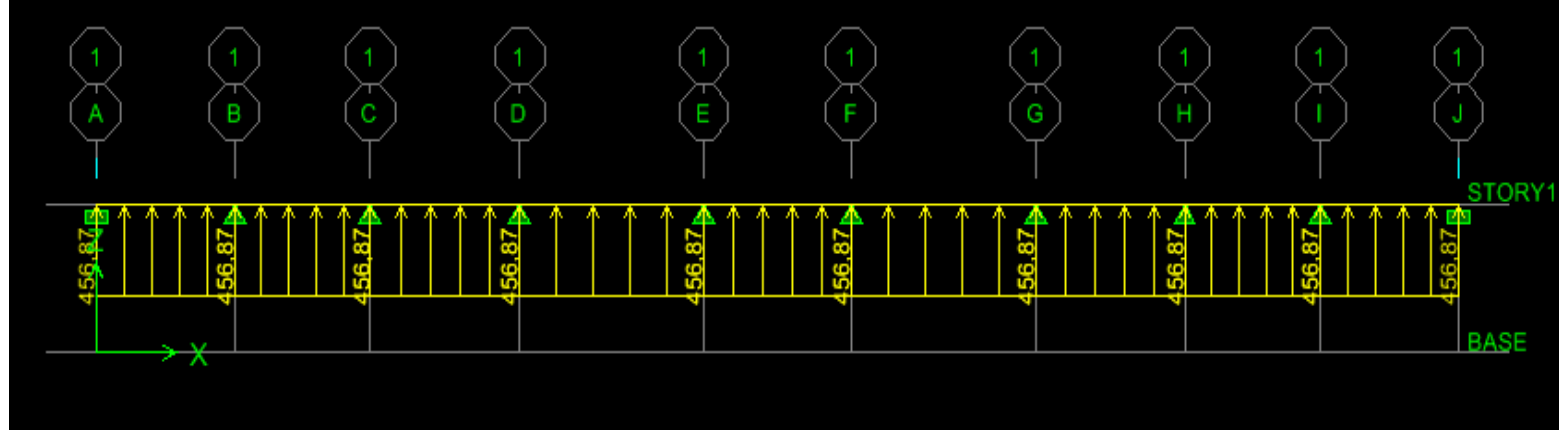


Figure VI.12: diagramme de chargements des nervures a l'ELS (sens longitudinal).

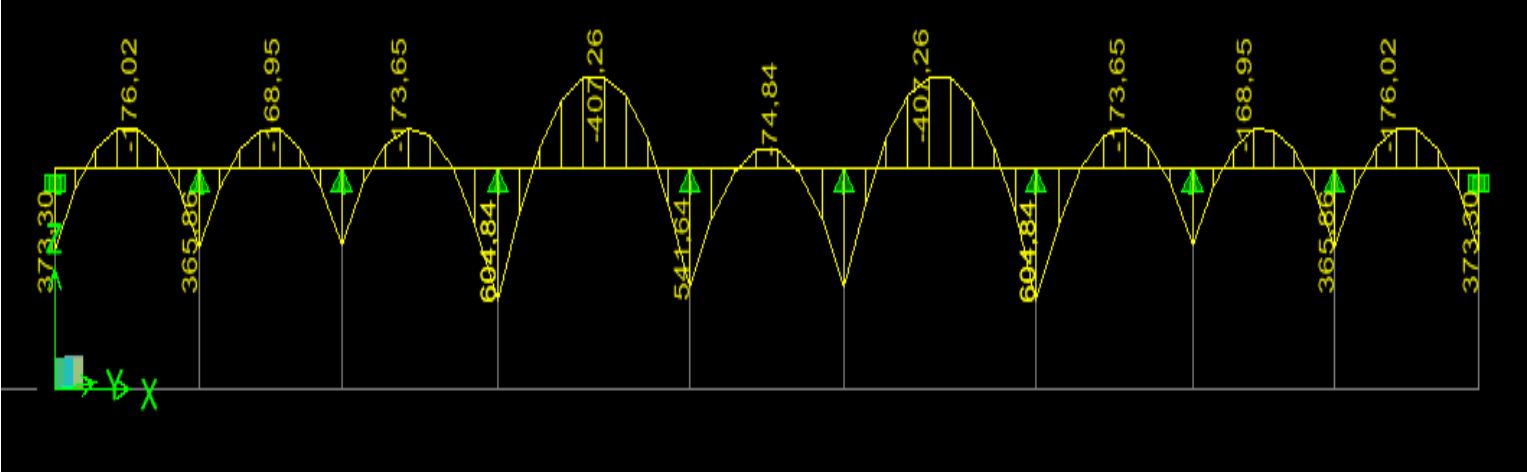


Figure VI.13 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

b) Diagramme des efforts tranchants :

À l'ELU:

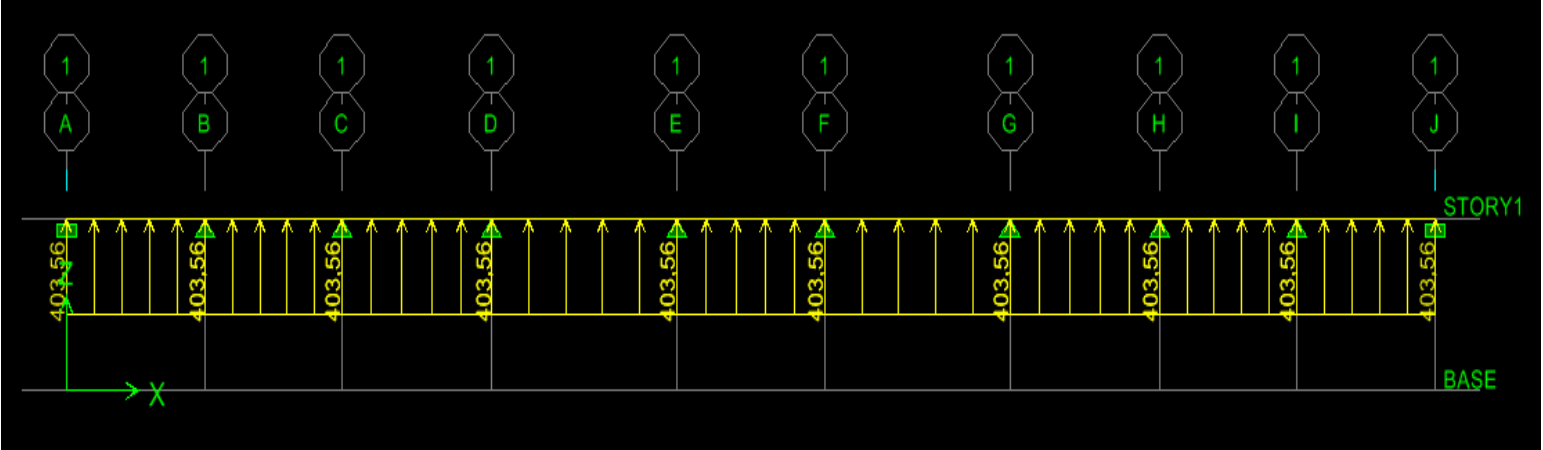


Figure VI.14: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

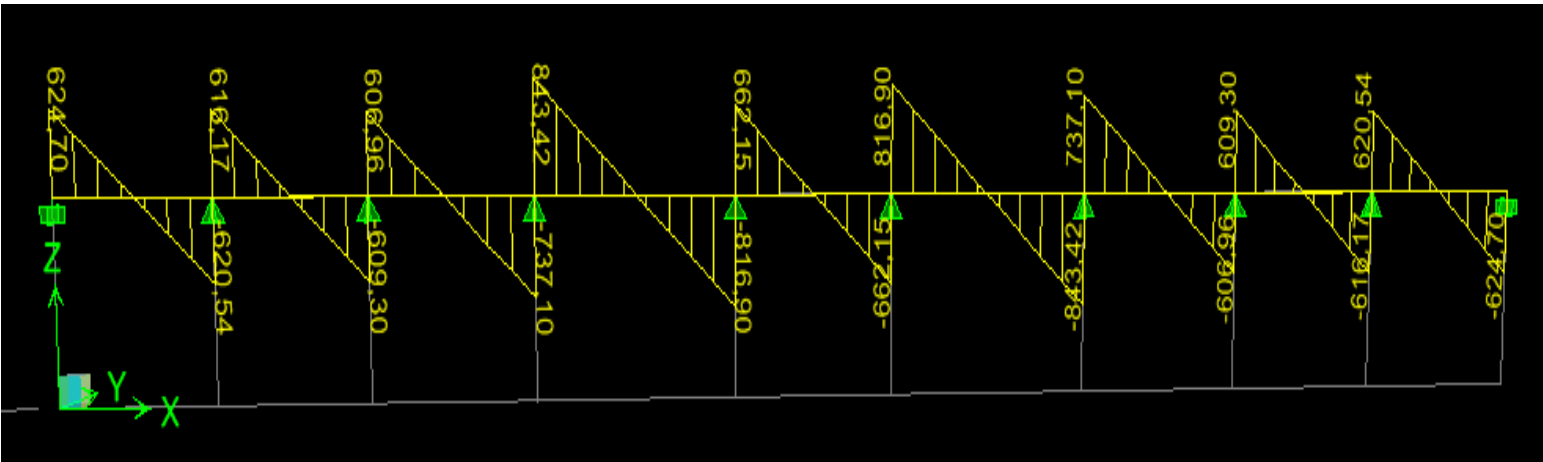


Figure VI.15: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

À L'ELS :

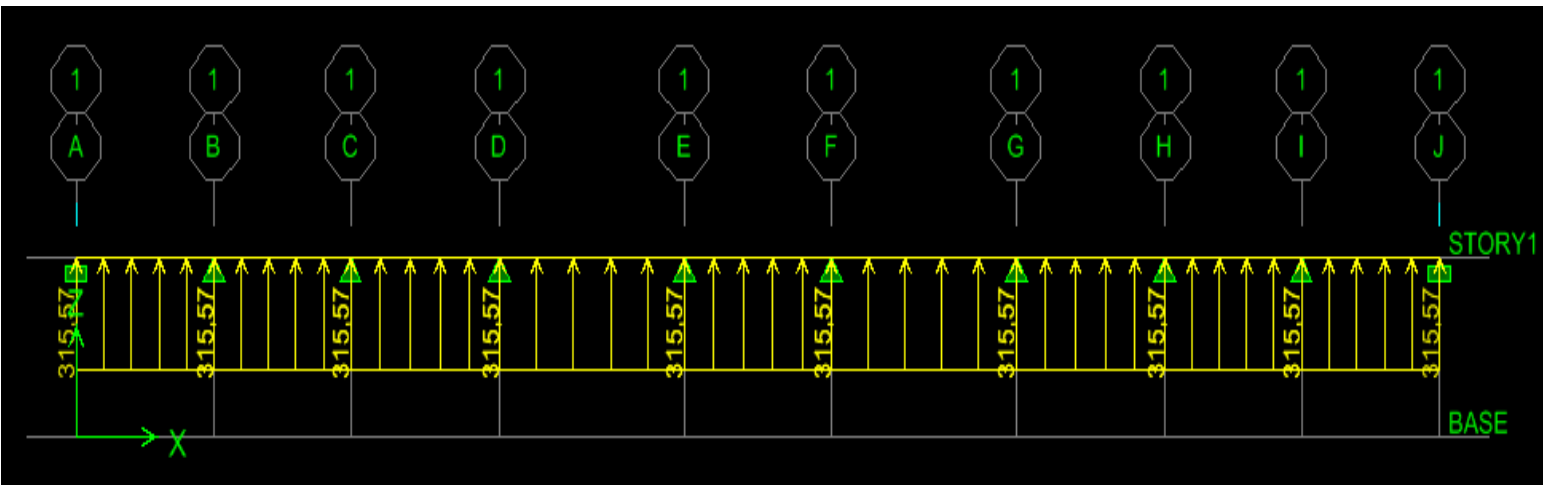


Figure VI.16 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

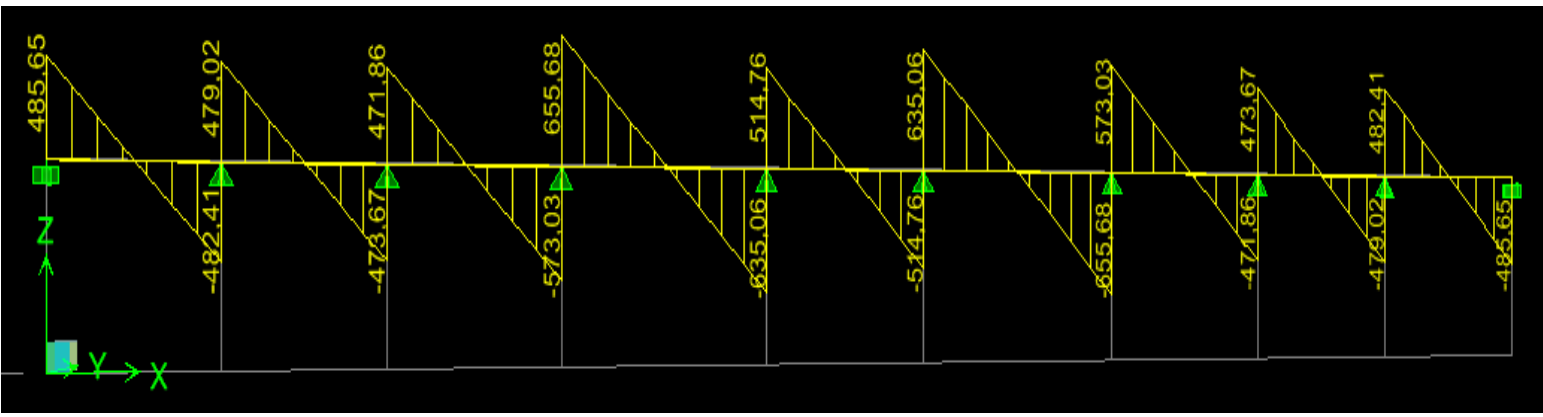


Figure VI.17 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

**VI.9.2.2 Sens transversal :**

**a) Diagramme des moments fléchissant:**

À L'ELU:

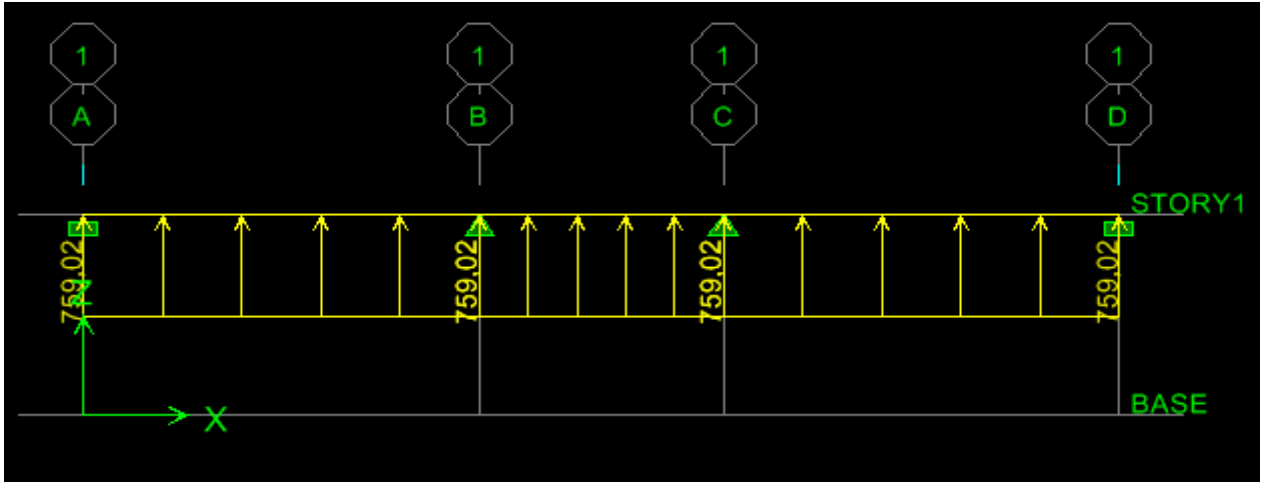


Figure VI.18: diagramme de chargements des nervures a l'ELU (sens transversal).

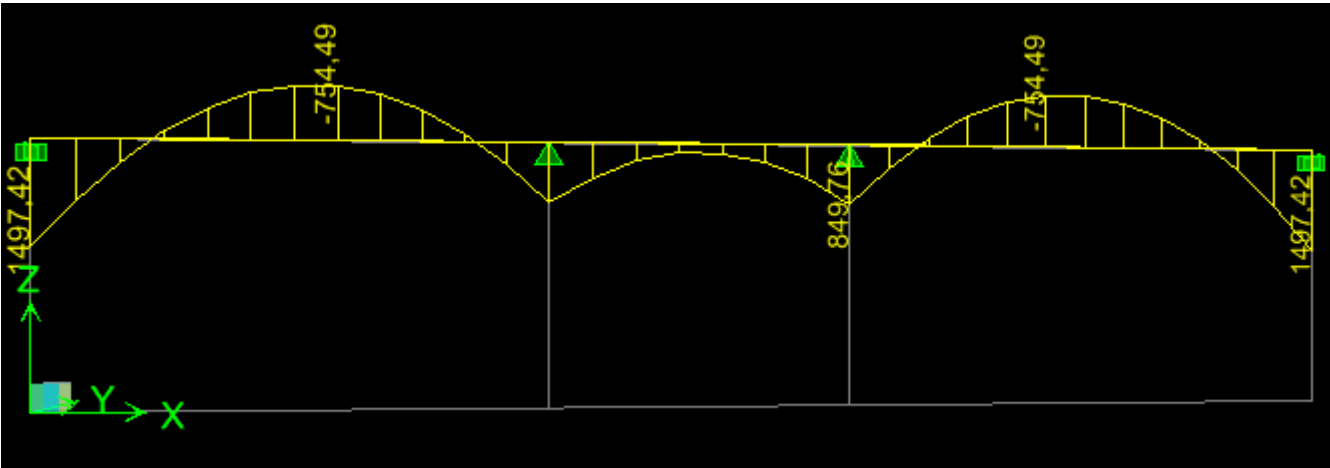


Figure VI.19 : diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens transversal).

À L'ELS :

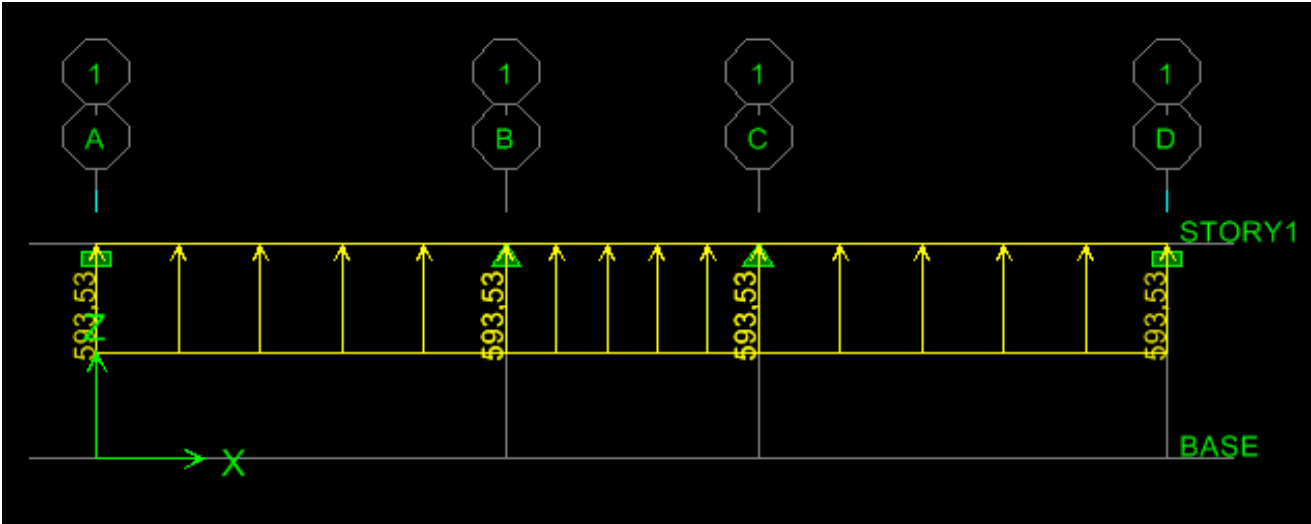


Figure VI.20: diagramme de chargements des nervures a l'ELS (sens transversal).

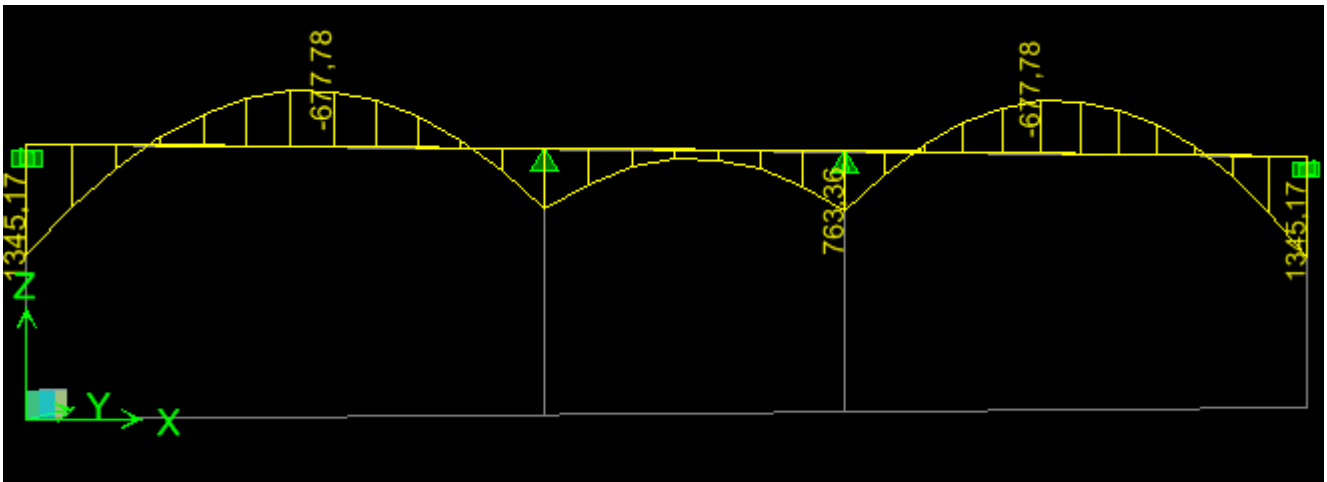


Figure VI. 21: diagramme des moments fléchissant a l'ELS (sens transversal).

b) Diagramme des efforts tranchants :

À L'ELU :

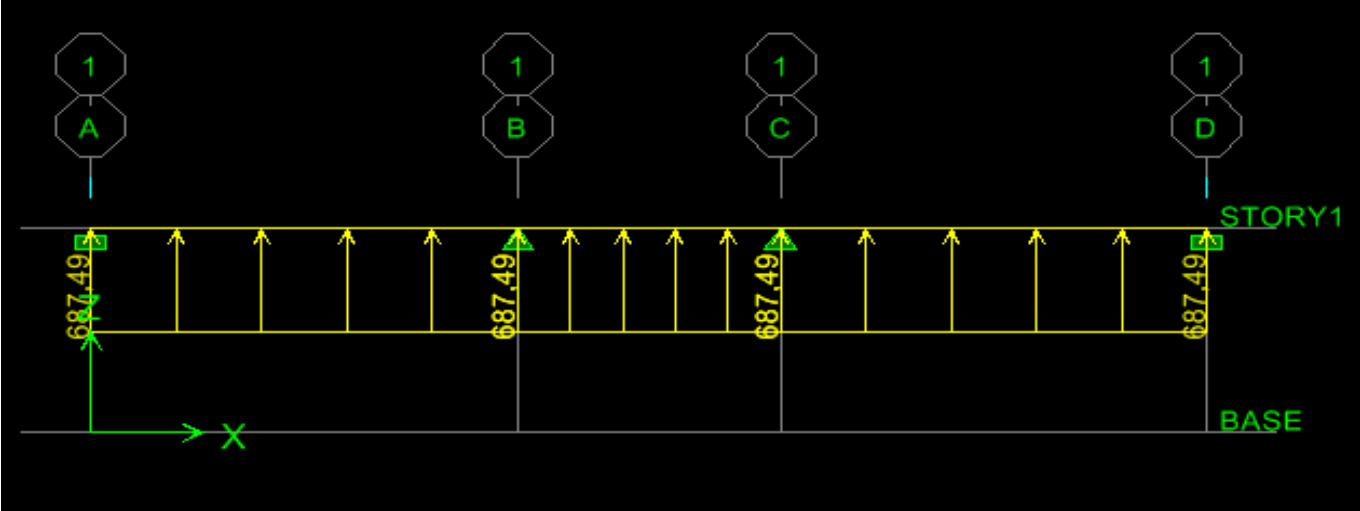


Figure VI.22 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

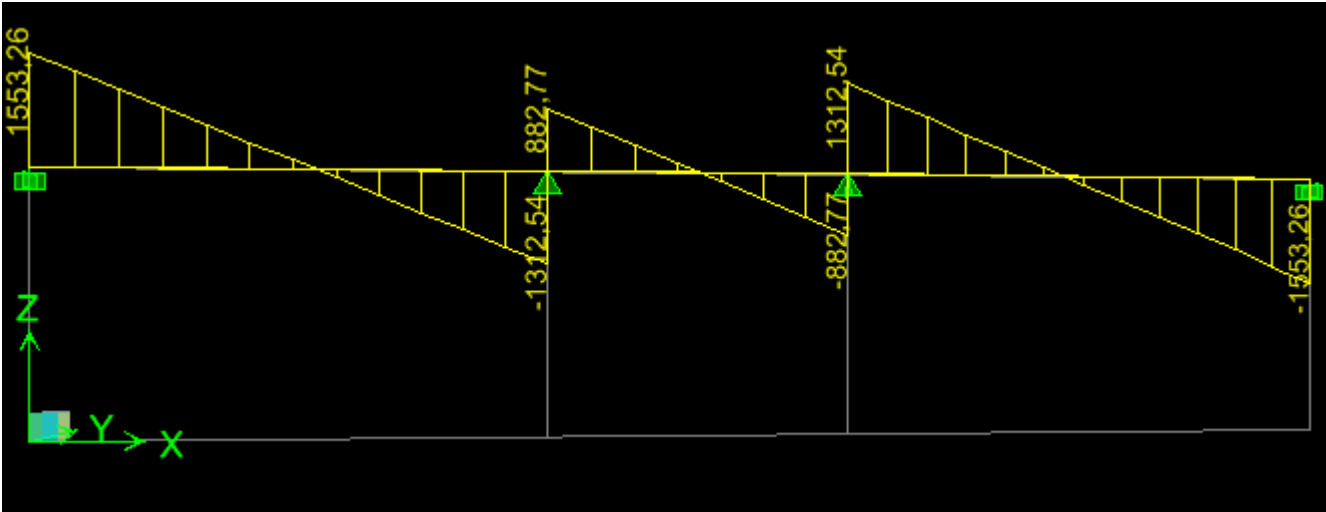


Figure VI.23:diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

À L'ELS :

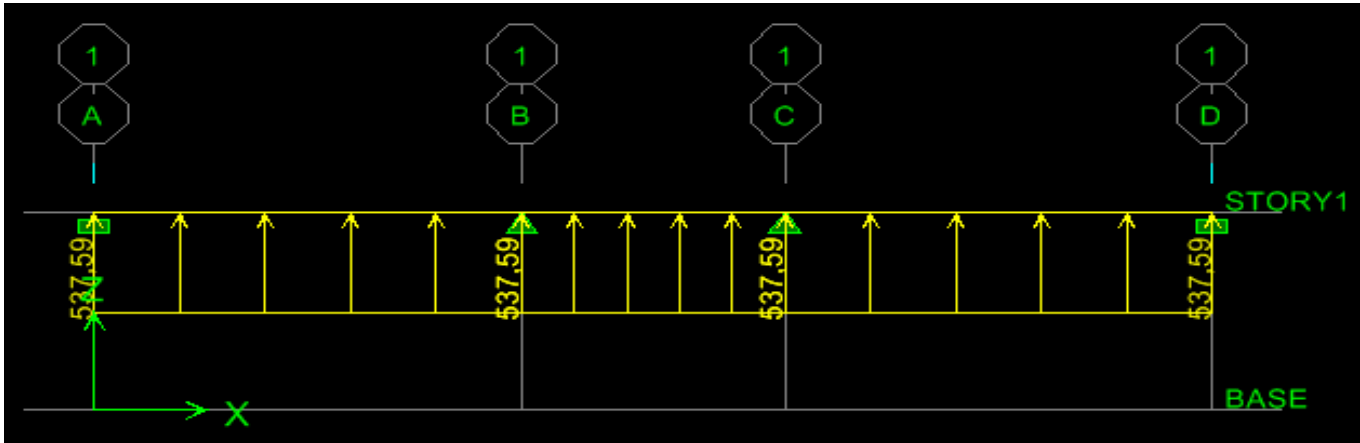


Figure VI.24 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).

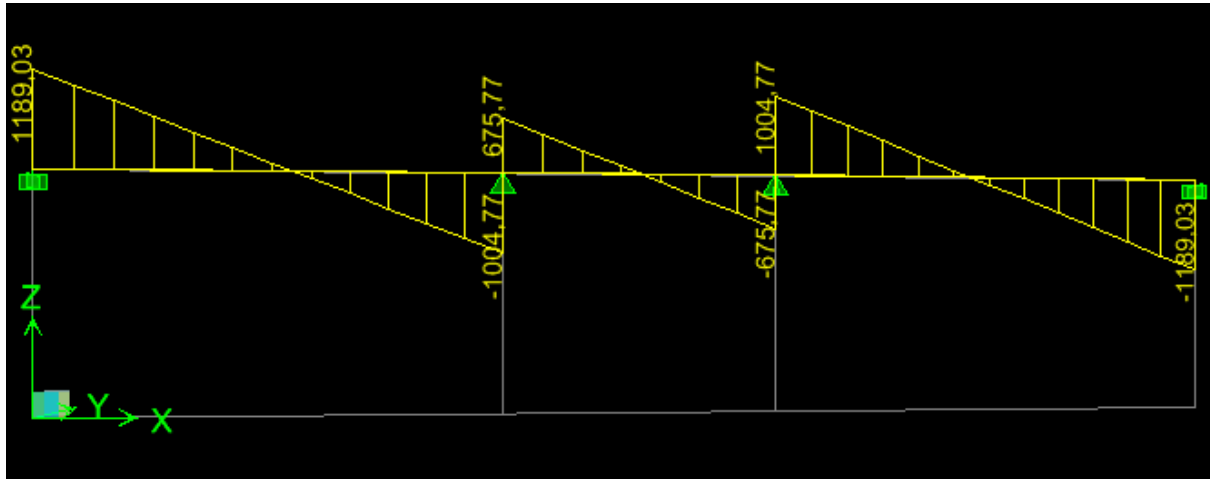


Figure VI.25:diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).

Tableau VI.8 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>M<sub>a</sub> max (KN.m)</b>	<b>776,6</b>	<b>604,84</b>	<b>1497,42</b>	<b>1345,17</b>
<b>M<sub>t</sub> max (KN.m)</b>	<b>522,9</b>	<b>407,26</b>	<b>754,49</b>	<b>677,78</b>
<b>Tmax (KN)</b>	<b>843,42</b>	<b>655,68</b>	<b>1553,26</b>	<b>1189,03</b>

**VI.9.3 : Calcul du ferrailage des nervures :**

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

⊗ **Sens longitudinal :**

$M_{t_{max}} = 522,9 \text{ KN.m}$

$M_{a_{max}} = 776,6 \text{ KN.m}$

⊗ **Sens transversal :**

$M_{t_{max}} = 754,49 \text{ KN.m}$

$M_{a_{max}} = 1497,42 \text{ KN.m}$

$b = 55 \text{ cm} ; h = 120 \text{ cm} ; d = 117 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

**VI.9.3 .1 :Sens Longitudinal :**

⊗ **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{776,6 \times 10^3}{55 \times 117^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,072 \Rightarrow \beta_u = 0.963$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{776,6 \times 10^3}{0,963 \times 117 \times 348} = 19,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

☼ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{522,9 \times 10^3}{55 \times 117^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,048 \Rightarrow \beta_u = 0,975$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{522,9 \times 10^3}{0,975 \times 117 \times 348} = 13,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**VI.9.3 .2 : Sens Transversal :**

☼ **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1497,42 \times 10^3}{55 \times 117^2 \times 14,2} = 0,140 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,140 \Rightarrow \beta_u = 0,924$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1497,42 \times 10^3}{0,924 \times 117 \times 348} = 39,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

☼ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{754,49 \times 10^3}{55 \times 117^2 \times 14,2} = 0,07 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,07 \Rightarrow \beta_u = 0,964$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{754,49 \times 10^3}{0,964 \times 117 \times 348} = 19,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Tableau VI.9 : ferrailage adoptés pour les nervures**

		M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	obs	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Direction Longitudinale</b>	<b>Appui</b>	776,6	0.072	<b>SSA</b>	19,8	5HA16+5HA16	20,10
	<b>Travée</b>	522,9	0.048	<b>SSA</b>	13,17	5HA16+5HA12	15,70
<b>Direction Transversale</b>	<b>Appui</b>	1497,42	0,140	<b>SSA</b>	39,8	5HA25+5HA20	40,24
	<b>Travée</b>	754,49	0,07	<b>SSA</b>	19,22	5HA25+5HA16	34 ,59

**VI.9.4 : Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 10 \text{ mm}$$

➤ Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2,5 \right\} = \min \{30; 25\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**VI.9.5 : Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1,2 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$  alors on aura  $2HA12$  par nappe .

**VI.9.6 : Vérification à l'ELU:****VI.9.6.1 : Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 117 \times \frac{2,1}{400} = 7,77 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 20,1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,77 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 15,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,77 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI.9.6.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal :  $T_u^{\max} = 843,42 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{84,34 \cdot 210^3}{5 \cdot 5 \cdot 117 \cdot 0} = 1,54 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal:  $T_u^{\max} = 1553,26 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{15,5326 \cdot 10^3}{5 \cdot 5 \cdot 117 \cdot 0} = 2,41 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.9.7 : Vérification à l'ELS :**

**VI.9.7 .1Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

**Tableau VI.10 :** Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs
X-X	Appui	776,6	604,84	1.28	0.072	0.0935	0.39	<b>CV</b>
	Travée	522,9	407,26	1.28	0.048	0.0615	0.39	<b>CV</b>
Y-Y	Appui	1497,42	1345,1	1.11	0,140	0.1894	0.31	<b>CV</b>
	Travée	754,49	677,78	1.11	0,07	0.0907	0.31	<b>CV</b>

**Conclusion :**

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

**VII.1 Introduction :**

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

**VII.2 Pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Art 10.1.2 ; page 81) est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

**VII.2.1 Contraintes de sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : angle de frottement interne.

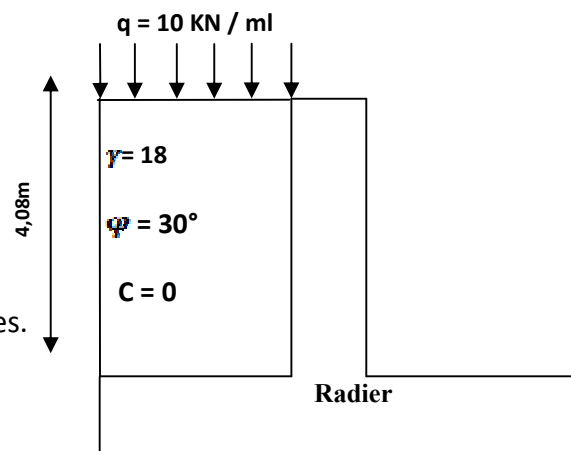


Figure VII.1 Schéma statique du Mur plaque.

**VII.2.2 Caractéristiques du sol :**

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$q = 0.1 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

**VII.2.3 Calcul des sollicitations :**

☼ **À L'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,577 \times 10 = 8.65 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 \times (1,35 \times 18 \times 4.08 + 1,5 \times 10) = 63,57 \text{ kn/m}^2$$

☼ **À L'ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,577 \times 10 = 5.77 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 (10 + 18 \times 4,08) = 46,47 \text{ kn/m}^2$$

VII.2.4 Diagramme des contraintes :

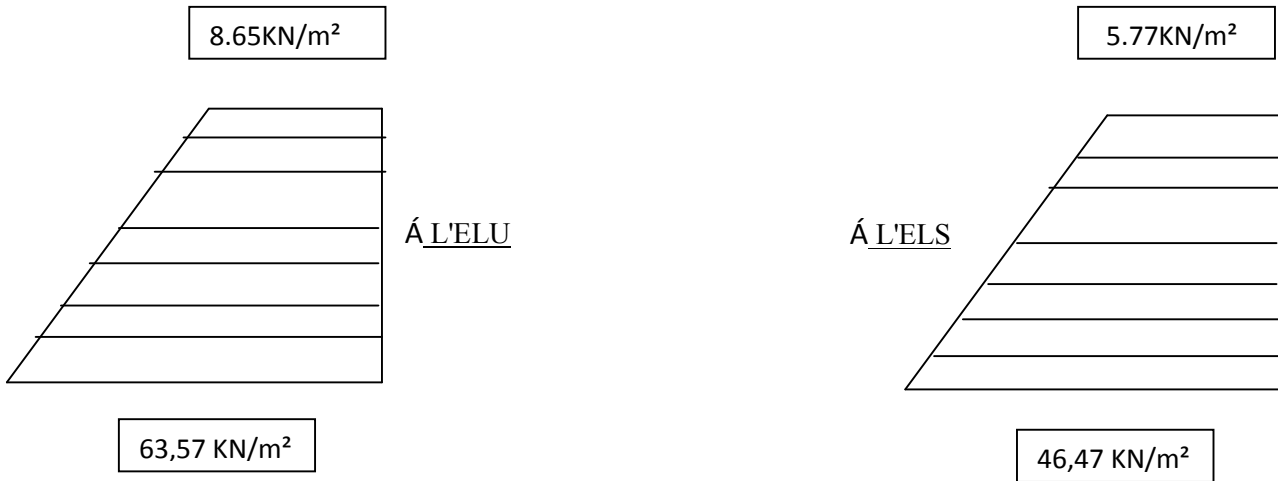


Figure VII.2 diagramme de contraintes.

- **Á L'ELU** :  $P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 63,57 + 8.65}{4} = 49,84 kn/ml$

- **Á L'ELS** :  $P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 46,47 + 5.77}{4} = 36,295 kn/ml$

VII.3 Ferrailage du mur plaque :

VII.3.1 Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux

VII.3.2 Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 → appui de rive
  - 0,5 → autre appui

VII.3.3 Identification des panneaux :

$l_x = 4,08 m$

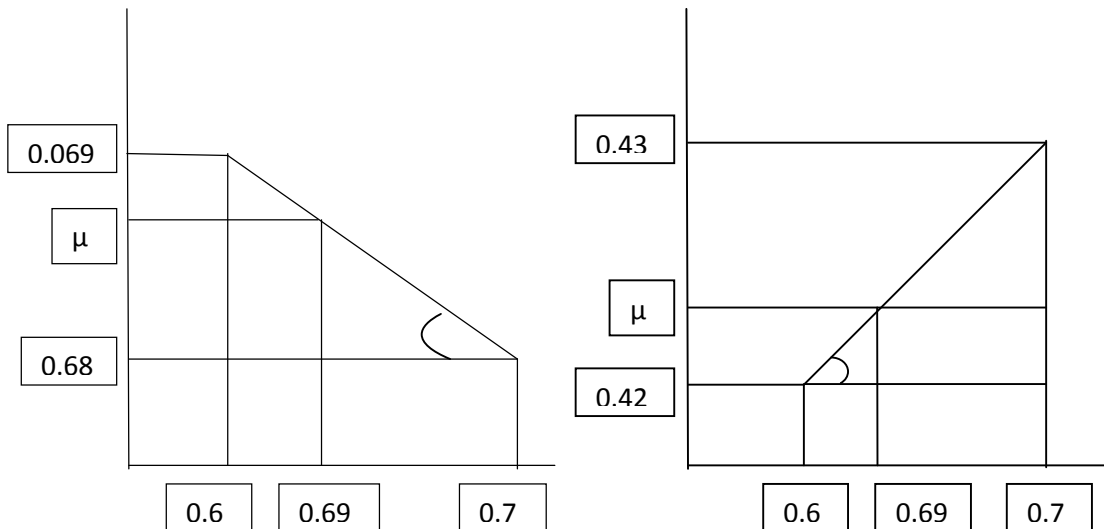
$l_y = 5,6 m$

$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,08}{5,6} = 0,694 \Rightarrow 1 > 0,694 > 0,4 \Rightarrow le\ panneau\ travaille\ dans\ les\ deux\ directions$

VII.3.3.1 Identification des panneaux Á l'ELU :

$$\left. \begin{aligned} \varphi = 0,69 &\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0695 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases} \\ \varphi = 0,70 &\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad 0.69 < 0.694 < 0.7 \text{ on fait l'interpolation}$$

suivante :



$$\frac{0.0695 - 0.0683}{0.7 - 0.69} = \frac{\mu_x - 0.0683}{0.7 - 0.694} \Rightarrow \mu_x = 0.06902$$

$$\frac{0.436 - 0.422}{0.7 - 0.69} = \frac{\mu_y - 0.422}{0.694 - 0.69} \Rightarrow \mu_y = 0.4276$$

$$M_{0X} = 0.06902 \times 49,84 \times 4.08^2 = 57,26 \text{ kn.m}$$

$$M_{0Y} = 0.4276 \times 57,26 = 24,48 \text{ kn.m}$$

**Correction des moments :**

✿ **Sens XX :**

Aux appuis de rive :  $M_a = 0,3M_{0X} = 0,3 \times 57,26 = 17,18 \text{ kn.m}$

Aux appuis intermédiaires  $M_a = 0,5M_{0X} = 0,5 \times 57,26 = 28,63 \text{ kn.m}$

En travée :  $M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 57,26 = 48,67 \text{ kn.m}$

✿ **Sens YY :**

Aux appuis de rive :  $M_a = 0,3M_{0Y} = 0,3 \times 24,48 = 7,34 \text{ kn.m}$

Aux appuis intermédiaires :  $M_a = 0,5M_{0Y} = 0,5 \times 24,48 = 12,24 \text{ kn.m}$

En travées :  $M_t = 0,85M_{0Y} = 0,85 \times 24,48 = 20,81 \text{ kn.m}$

**VII.3.3.2 Identification des panneaux Á L'ELS :**

$$\varphi = 0,69 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0754 \\ \mu_y = 0,574 \end{array} \right. \quad \left. \begin{array}{l} \varphi = 0,70 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,585 \end{array} \right. \end{array} \right\} \quad 0,69 < 0,694 < 0,7 \text{ on fait l'interpolation ;}$$

$$\frac{0.0754 - 0.0743}{0.7 - 0.69} = \frac{\mu_x - 0.0743}{0.7 - 0.694} \Rightarrow \mu_x = 0.07496$$

$$\frac{0.585 - 0.574}{0.7 - 0.69} = \frac{\mu_y - 0.574}{0.694 - 0.69} \Rightarrow \mu_y = 0.5784$$

$$M_{0x} = 0.07496 \times 36,294 \times 4,08^2 = 45,28 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = 0,5784 \times 45,28 = 26,19 \text{ m}$$

**Correction des moments :**

• **Sens XX :**

Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0x} = 22,64 \text{ knm}$

En travée :  $M_t = 0,85 M_{0x} = 38,49 \text{ kn.m}$

• **Sens YY :**

Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0y} = 13,09 \text{ kn m}$

En travée :  $M_t = 0,85 M_{0y} = 23,26 \text{ knm}$

Après avoir calculé ces différents moments et avec :

$$\mu_u = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} < 0.392 \quad \mu_u \longrightarrow \beta \text{ Est tiré à partir du tableau}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :**

**Tableau VII.1:** Ferrailage du mur plaque

Sens	zone	M <sub>u</sub> (kn.m)	$\mu_u$	$\mu_l$	section	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptés</sub> (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
XX	Appuis	28,63	0.06	0.392	SSA	0.969	4,72	3,381	<b>6HA12=6.78</b>	16
	Travée	48,67	0.10	0,392	SSA	0.947	8,2	3,381	<b>6HA16=12.06</b>	16
YY	Appuis	28,63	0.02	0,392	SSA	0.990	4,72	3,381	<b>4HA14=6,15</b>	25
	travée	20,81	0.04	0,392	SSA	0.980	3,39	3,381	<b>4HA12=4.52</b>	25

**VII.3.4 Recommandation du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.  
(b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

**VII.4 Vérification à l'ELS :**

**VII.4.1 Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

**Tableau VII.2 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
XX	Appui	28,63	22,64	1.26	0.0774	0.38	vérifiée
	Travée	48,67	38,49	1.26	0.1320	0.38	vérifiée
YY	appui	28,63	13,095	0.93	0.0252	0.215	vérifiée
	travée	20,81	22,26	0.93	0.0510	0.215	vérifiée

**VII.4.2 Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20Ma}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{280} = 0.071 > \frac{M_t}{20Ma} = \frac{38,49}{20 \times 18.22} = 0.014 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{12.06}{100 \times 18} = 0.0047 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**VII.5 Conclusion :**

- L'épaisseur du mur plaque est de 20 cm.
- Le calcul est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :  
En travée : 6HA16 avec un espacement de 15cm.  
Aux appuis : 6HA12 avec un espacement de 15 cm

## 5. Ferrailage du mur plaque :

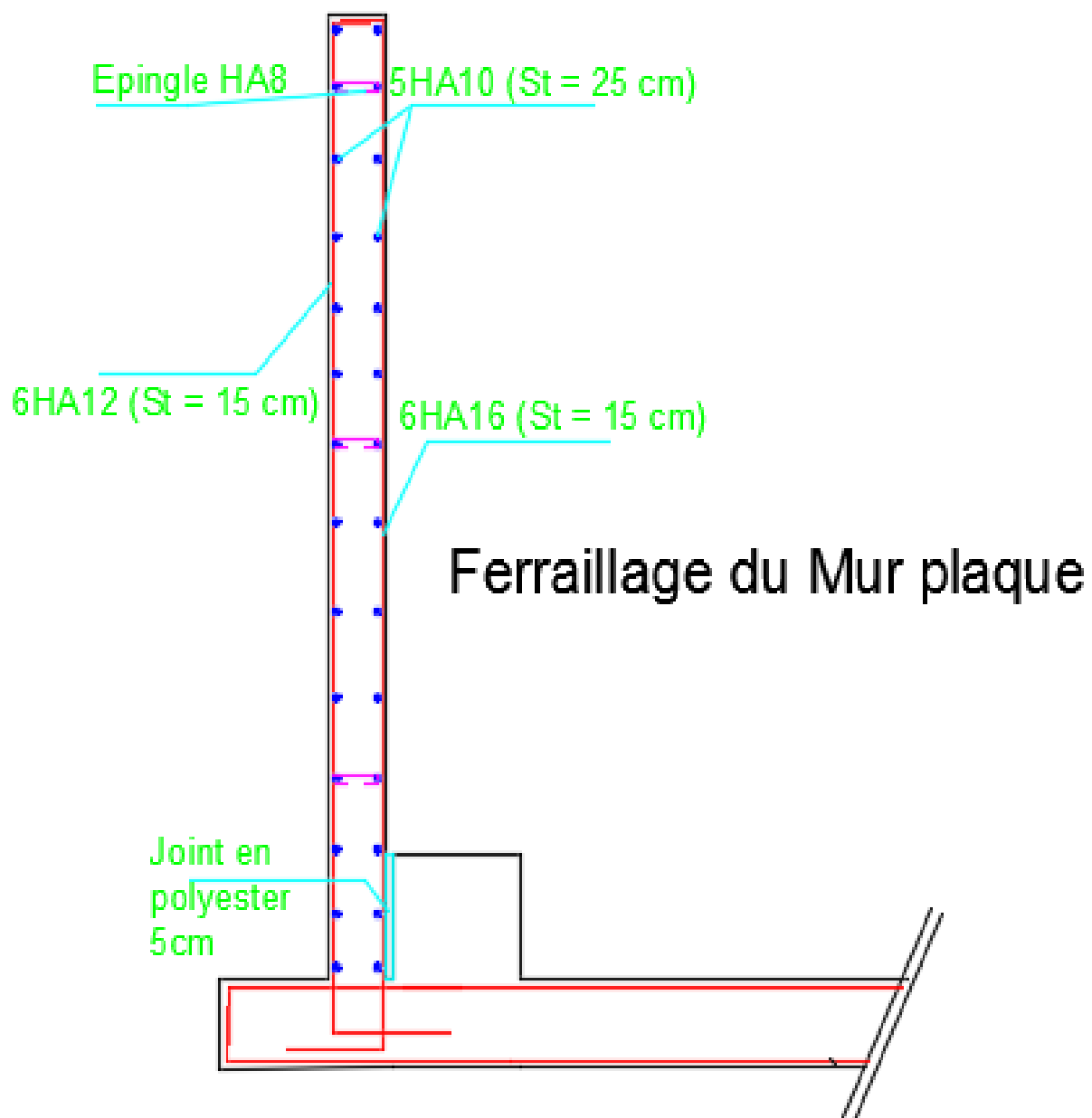
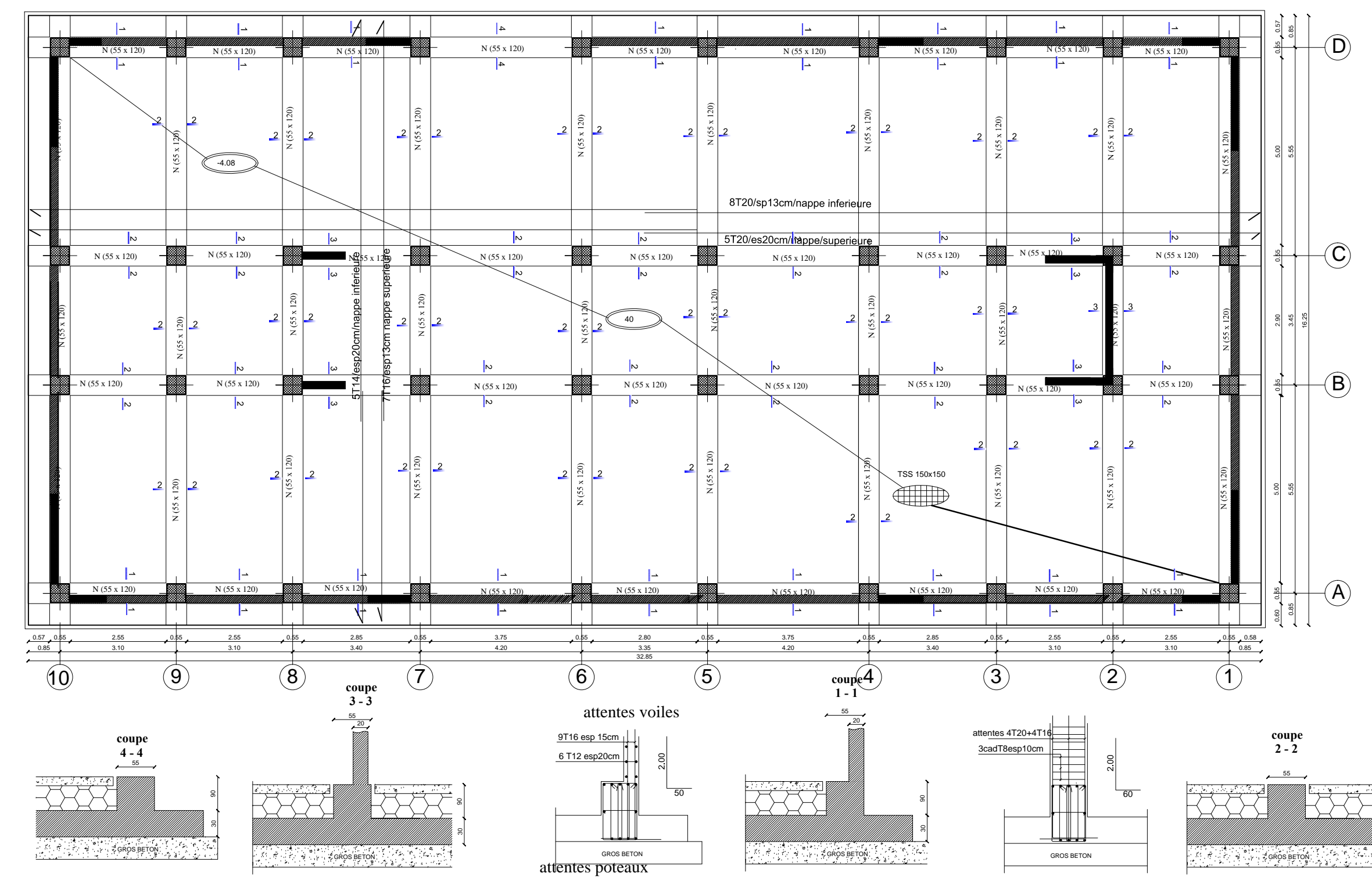


FIGURE VII.3 : Ferrailage du mur plaque

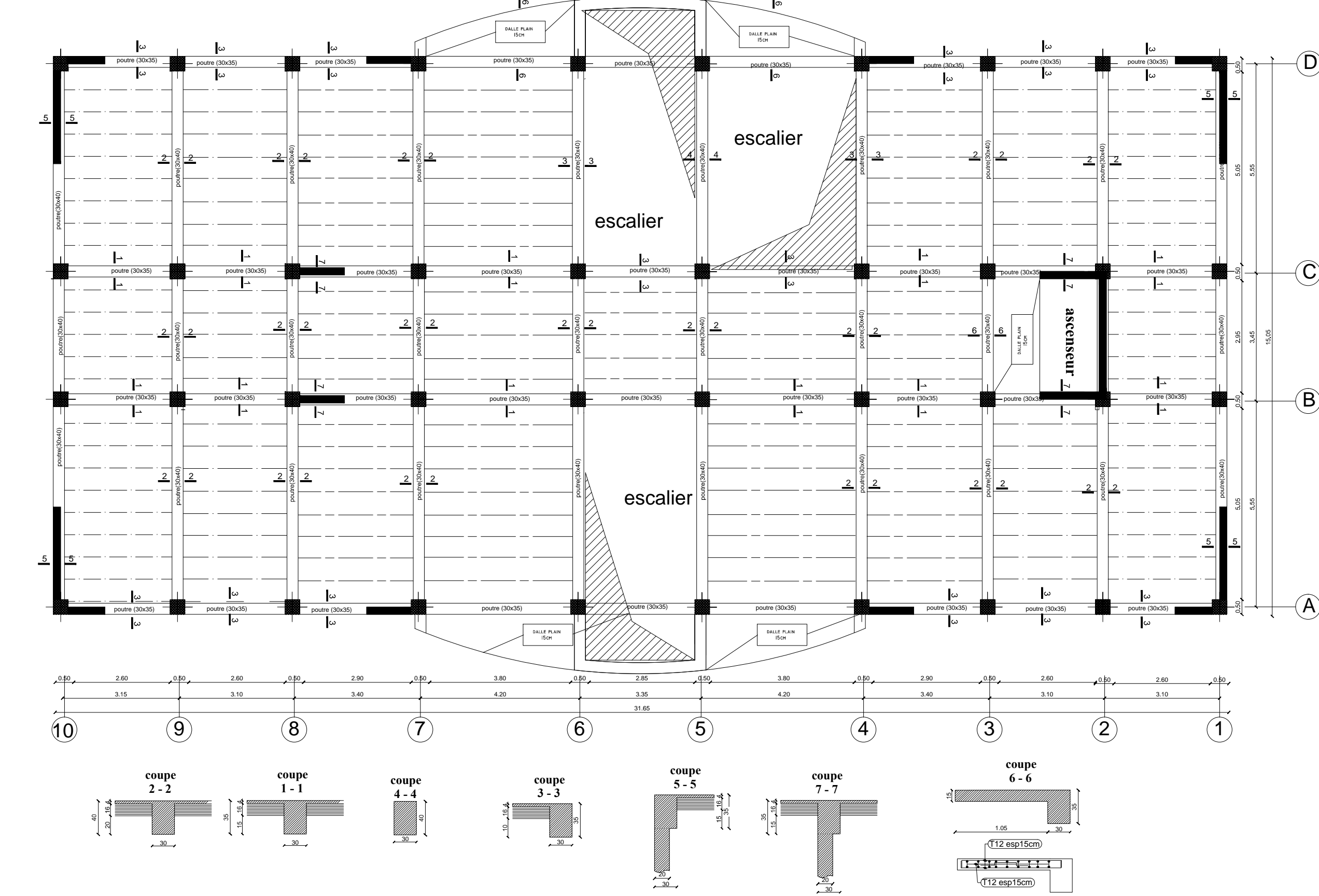
# COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS

coffrage et ferrailage des poteaux

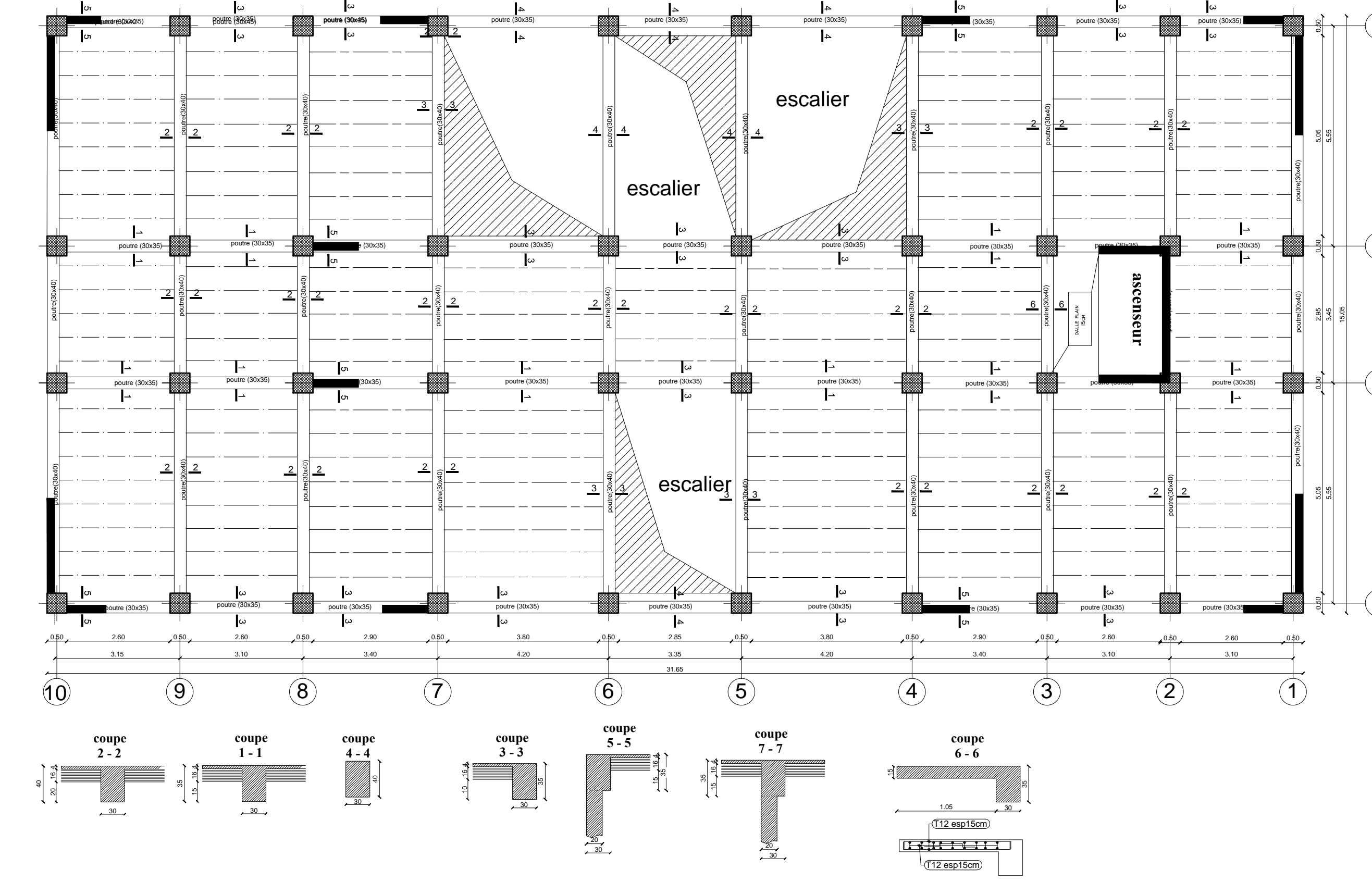
coffrage des fondations NIV -4.08



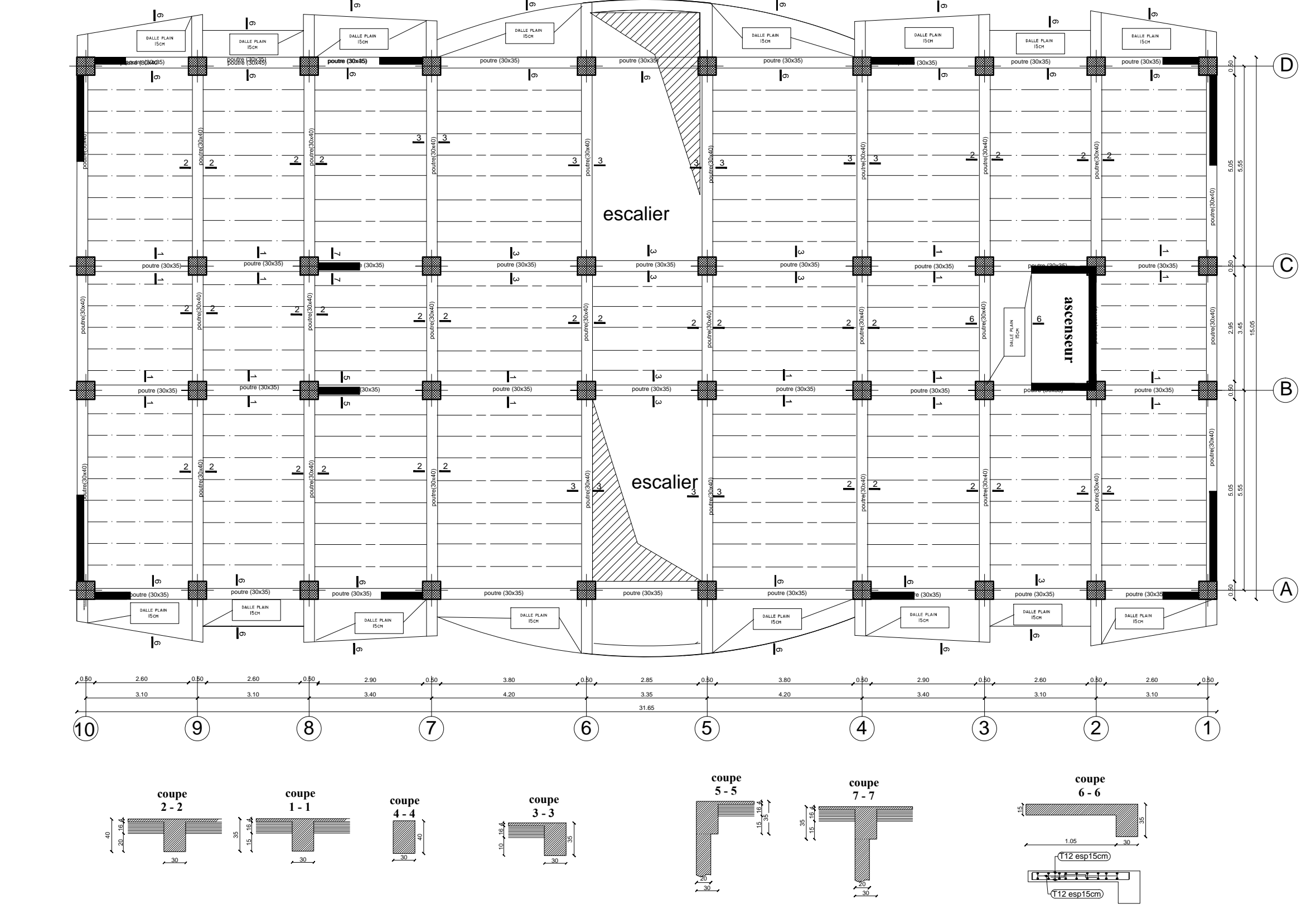
PLANCHER RDC



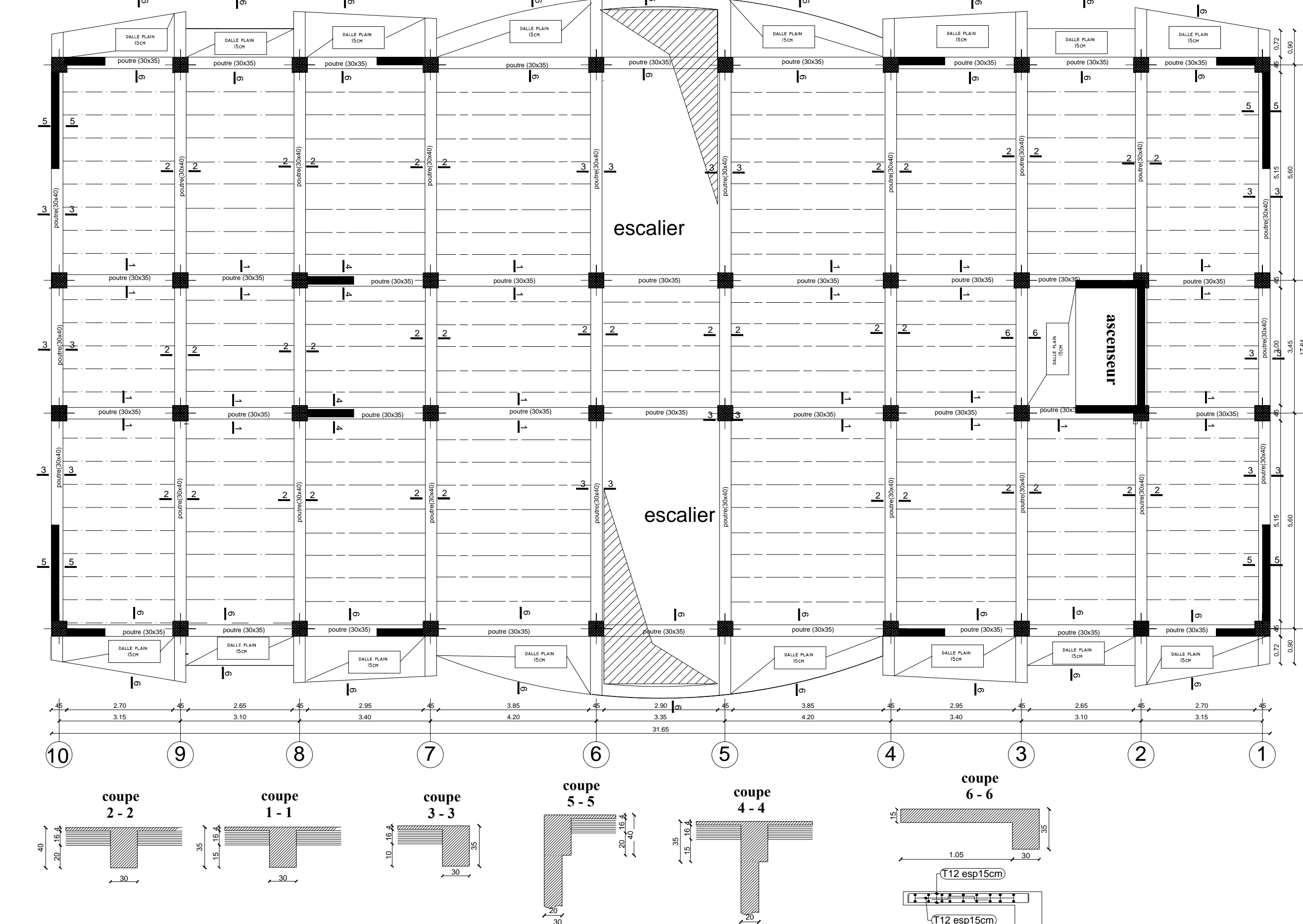
PLANCHER NIV +0.00M ET +1.90M



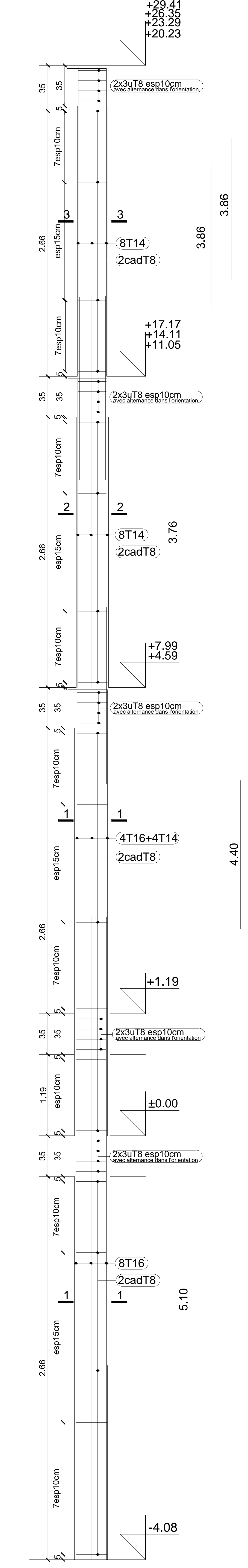
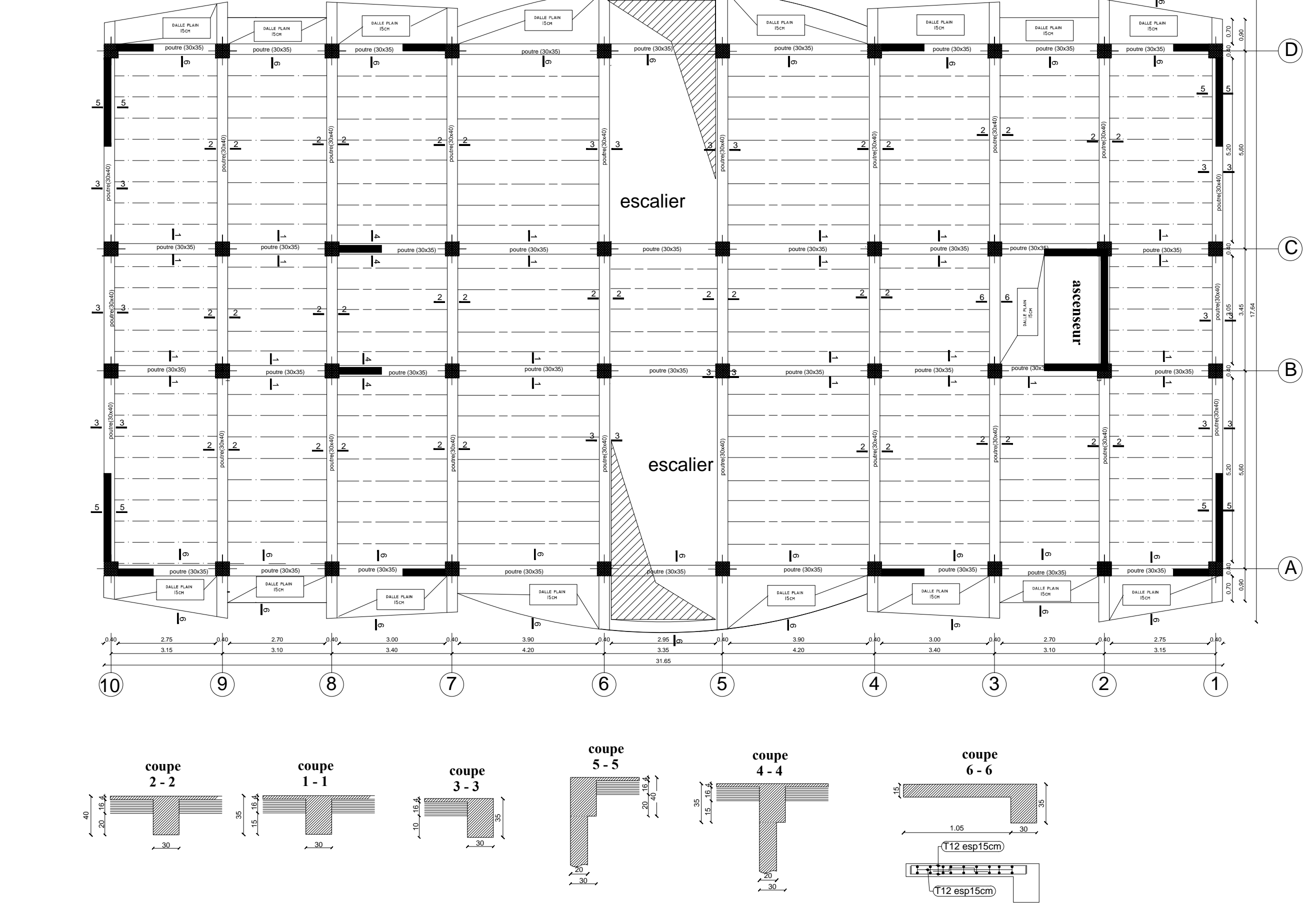
PLANCHER ÉTAGE 01



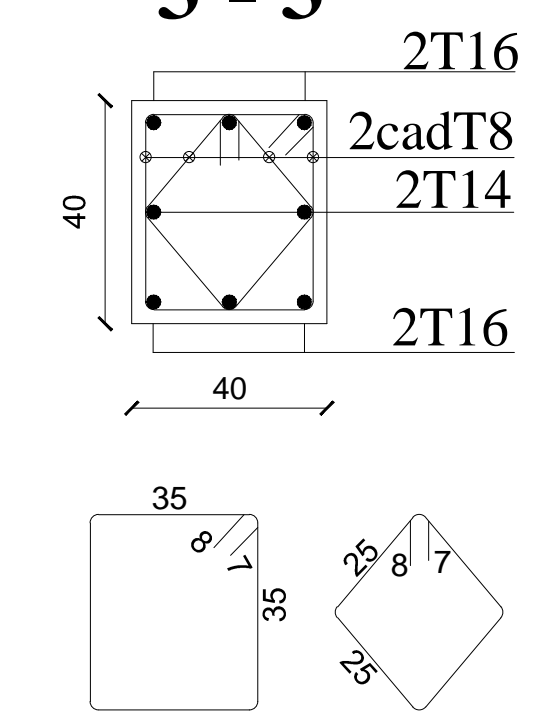
PLANCHER ÉTAGE (02/03/04)



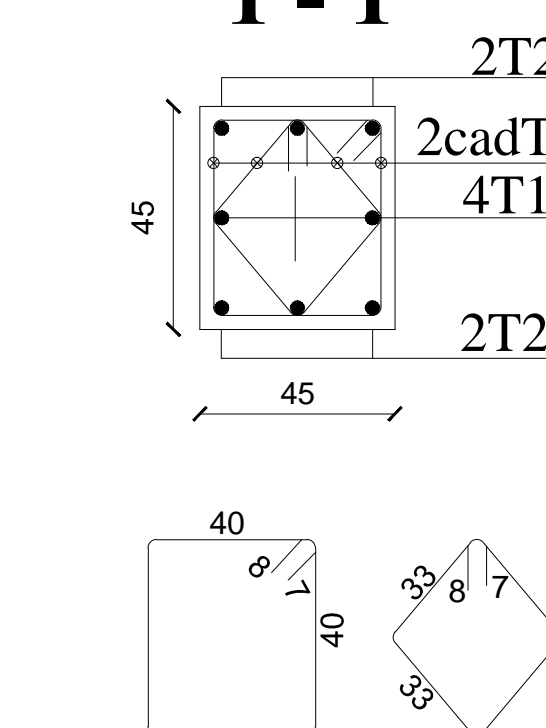
PLANCHER ÉTAGE (05/06/07/08)



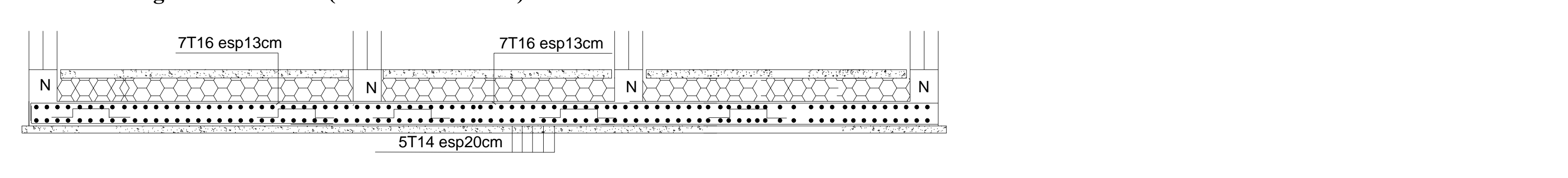
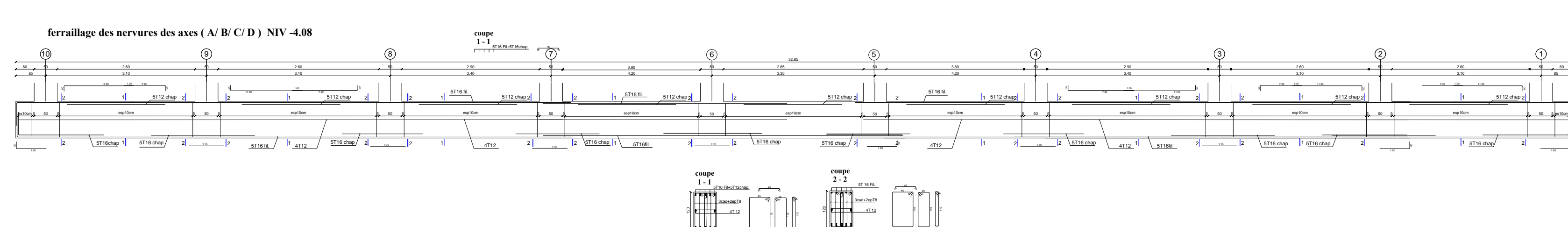
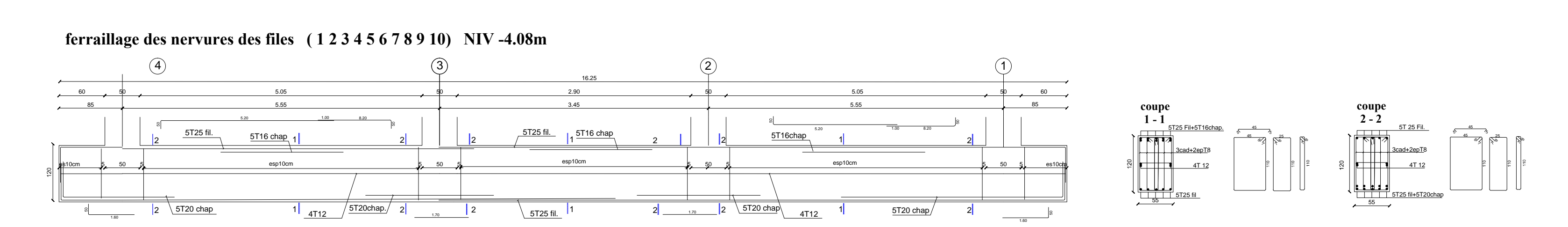
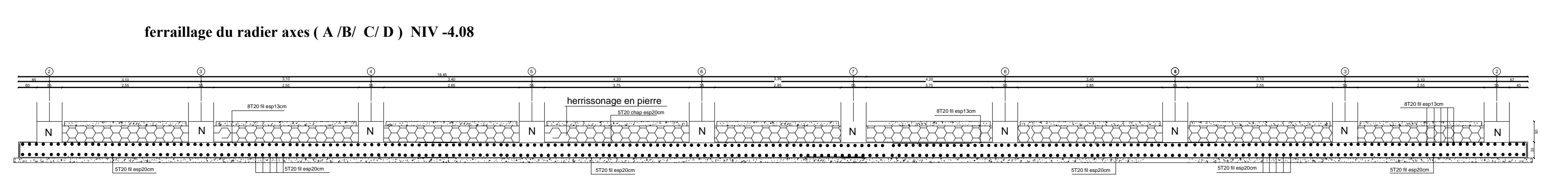
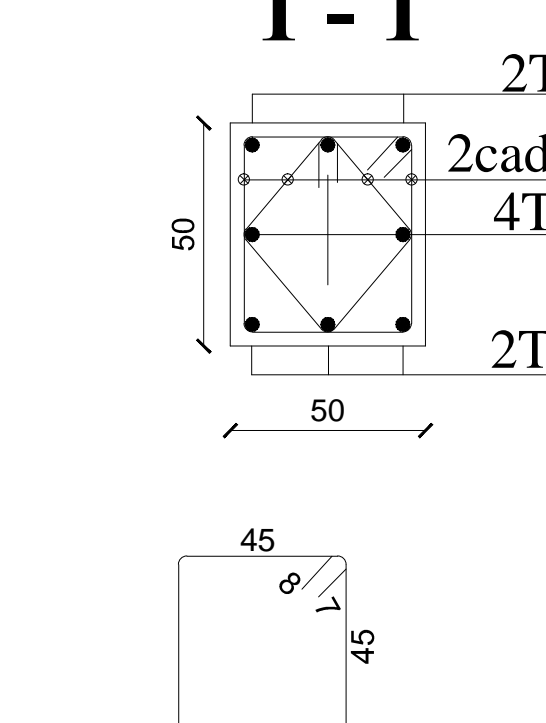
coupe 3-3



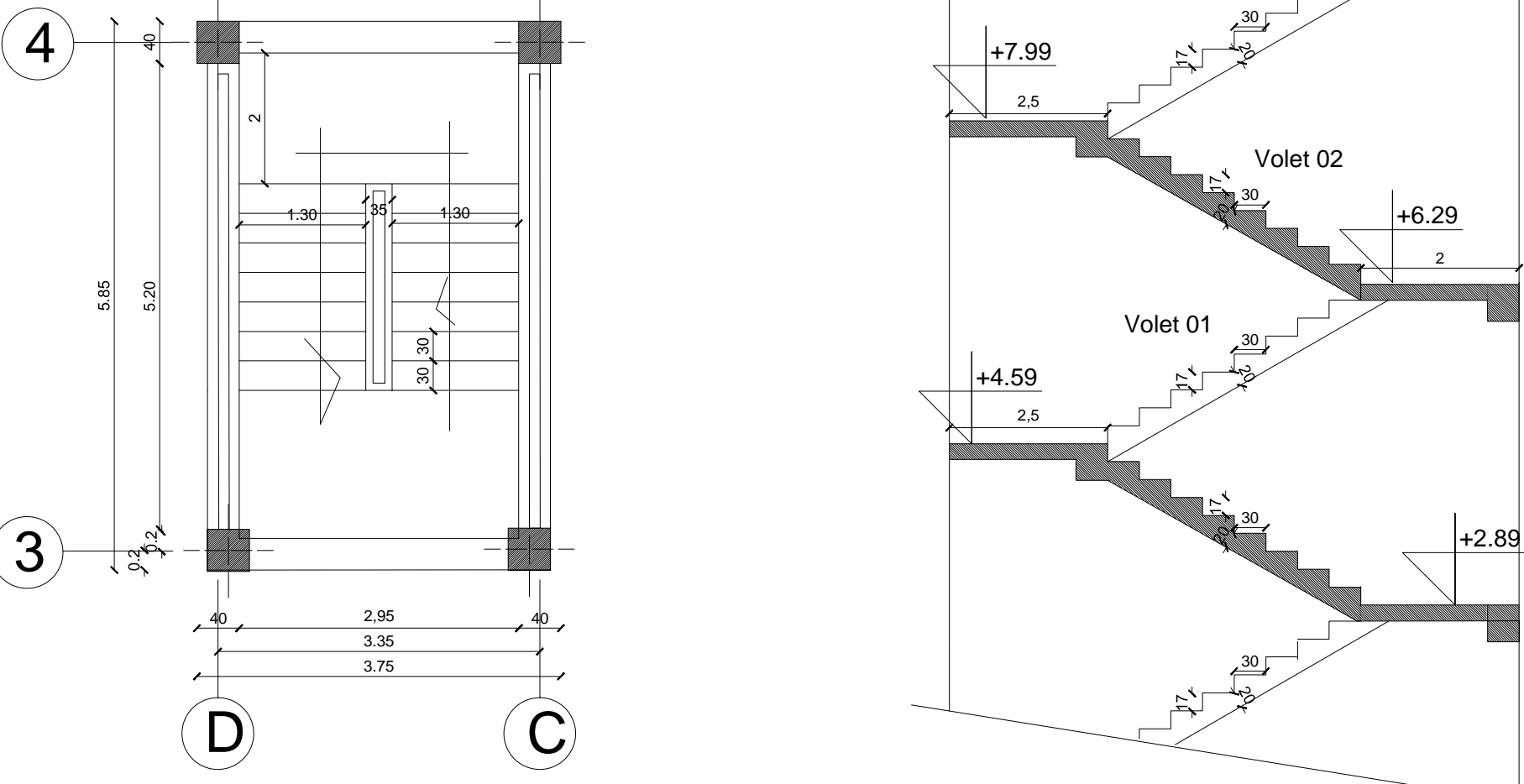
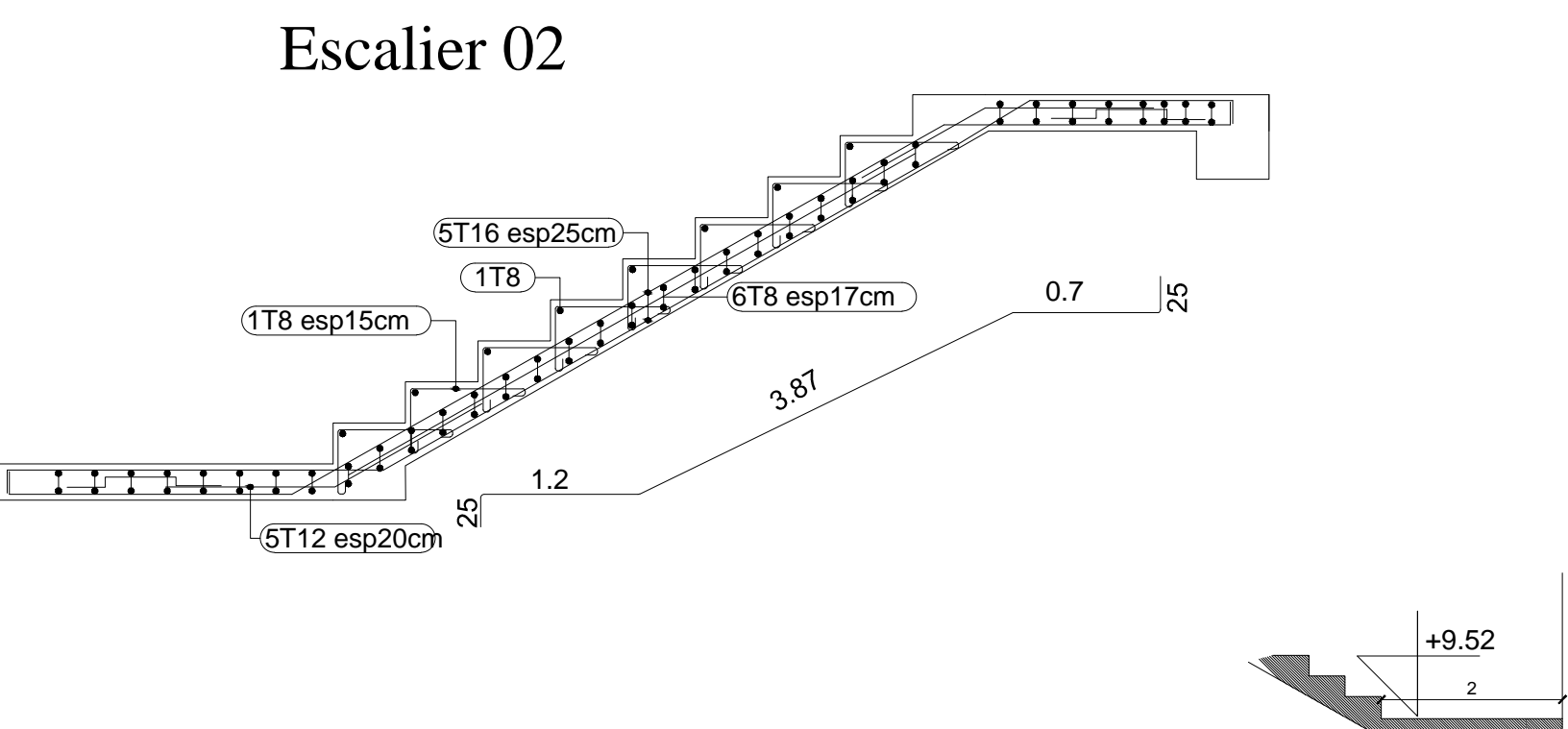
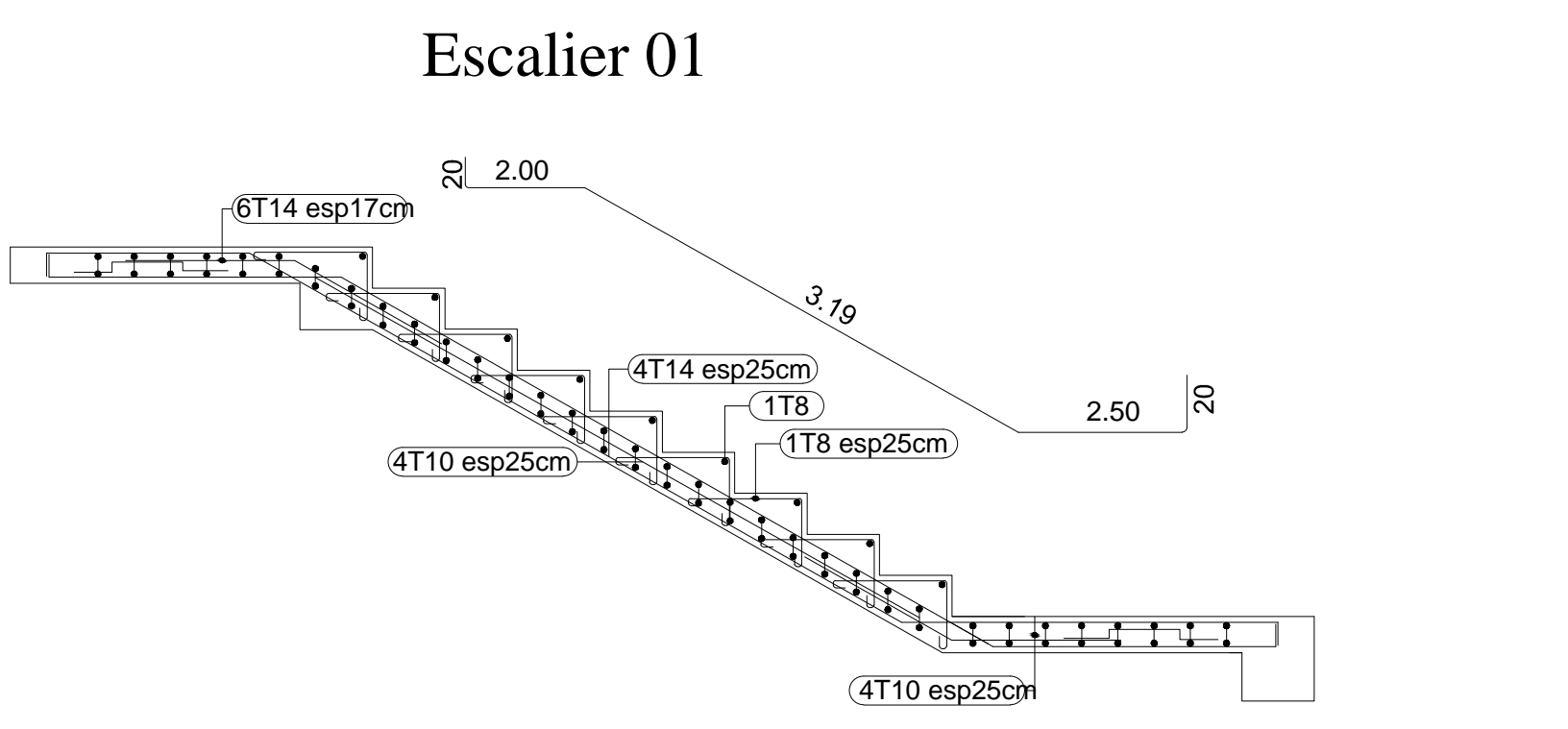
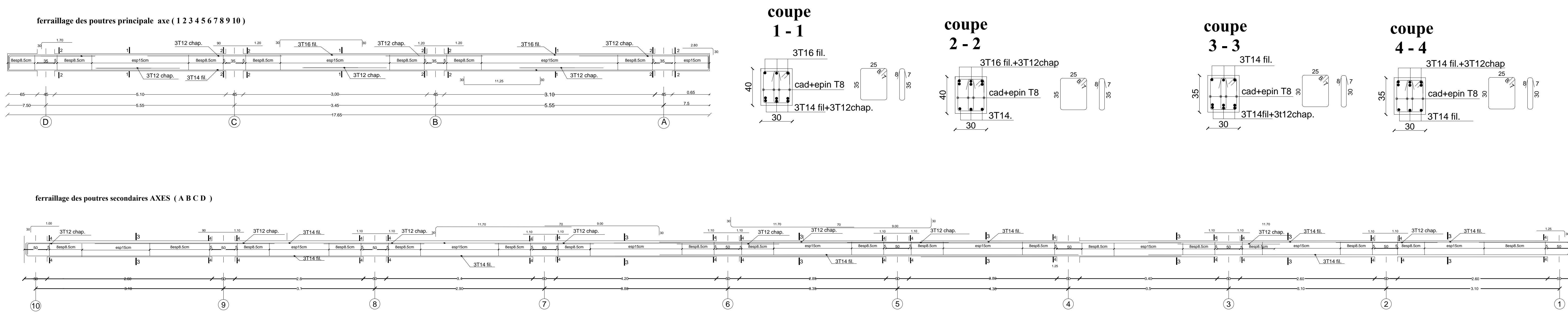
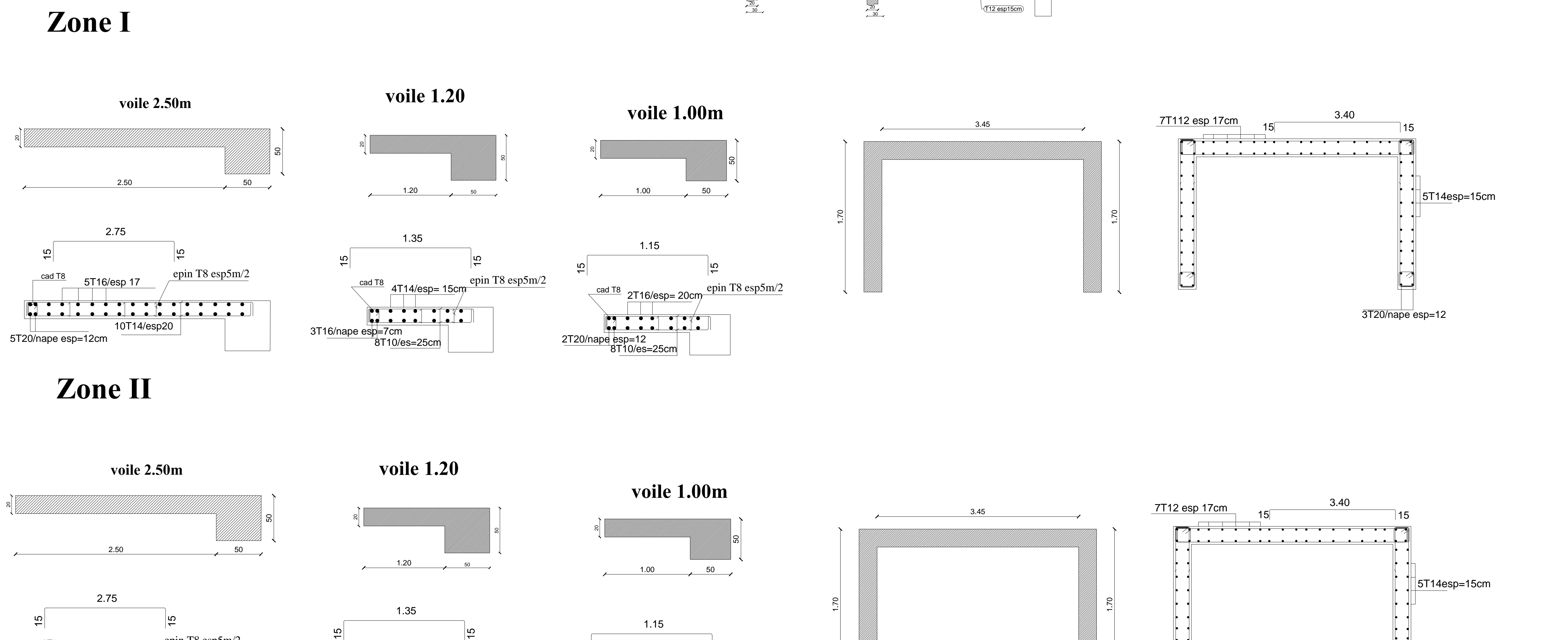
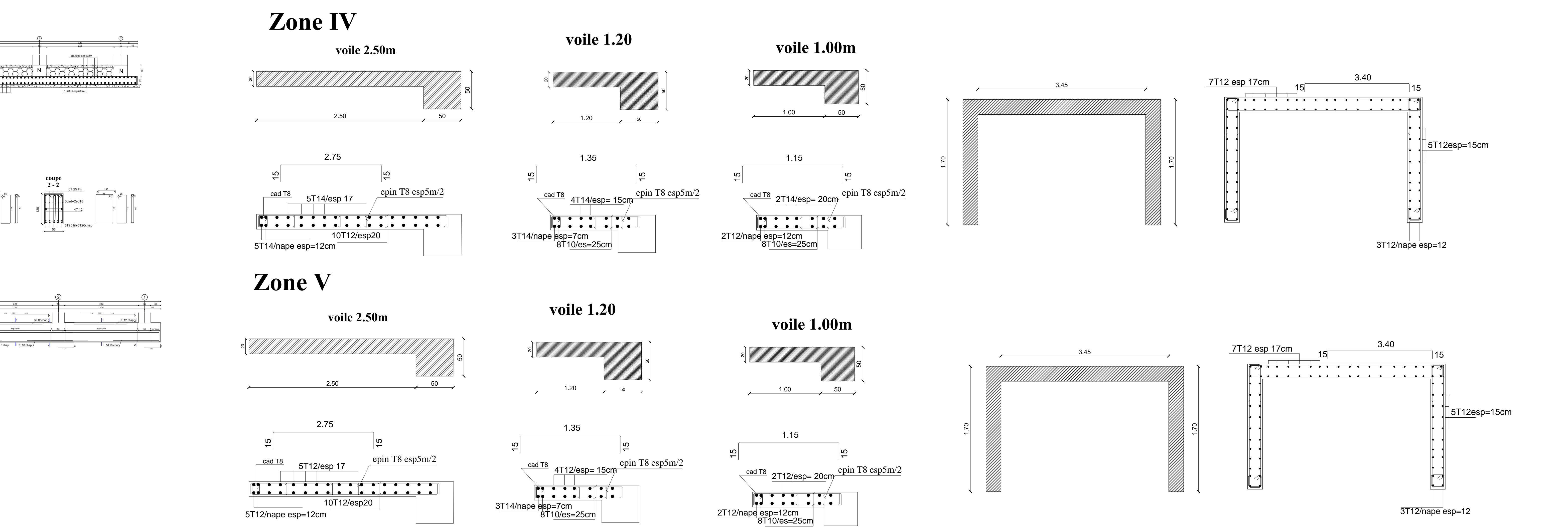
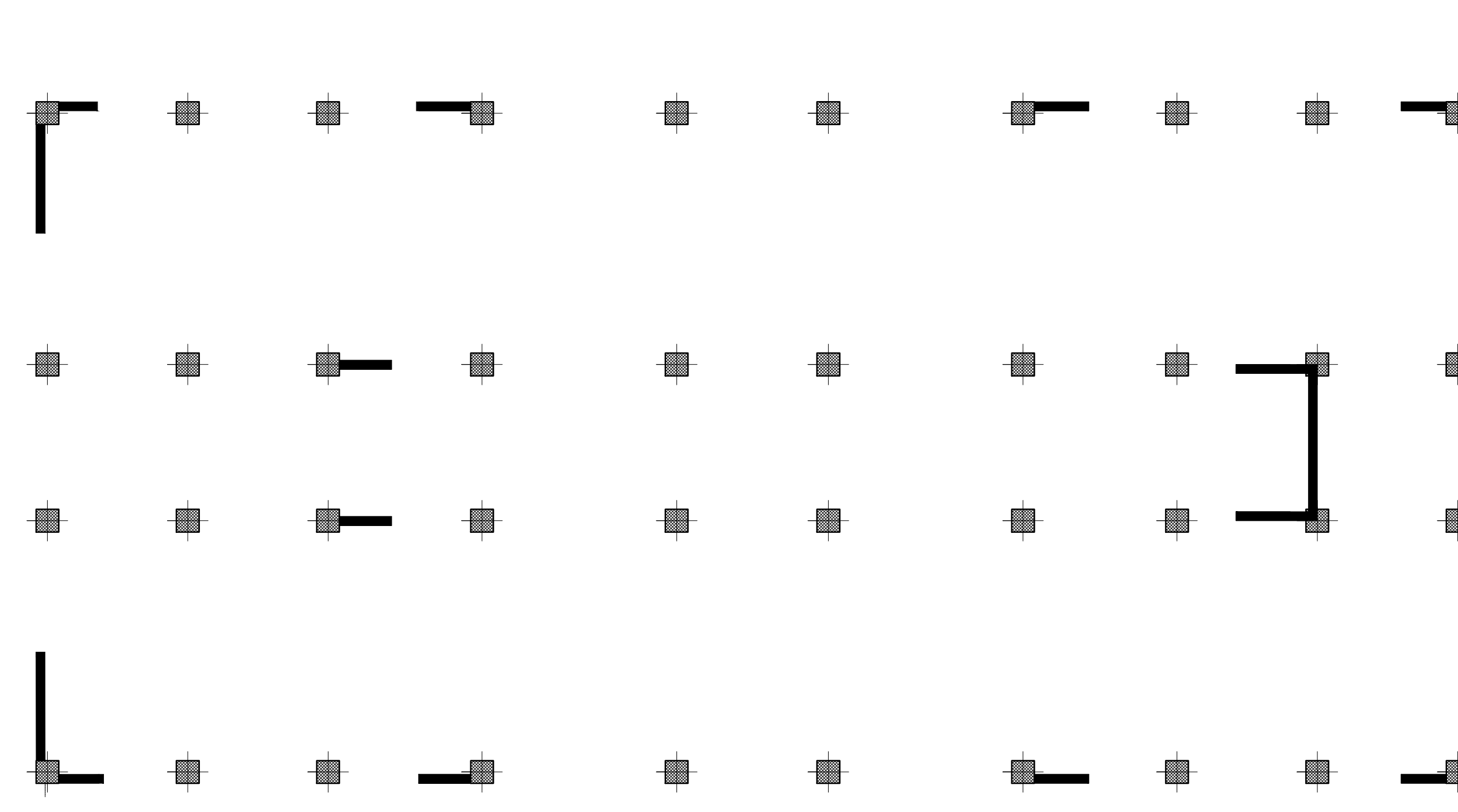
coupe 1-1



coupe 1-1



la disposition des voiles et les poteaux



# CONCLUSION

*Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.*

*Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE –CIVIL.*

*Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux devers calculs théoriques, il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables à savoir la résistance, la durabilité et l'économie.*

*Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*

# BIBLIOGRAPHIE

## BIBLIOGRAPHIE

### **Règlements :**

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

### **Logiciels :**

- Logiciel ETABS 9.6.0
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2007
- WORD 2007
- AUTOCAD 2016

### **Ouvrages :**

- Calcul des ouvrages en béton armé  
Henry Tonier
- Calcul des ouvrages en béton armé  
M.Belazougui
- Les cloisons et les escaliers  
Gérard Calvat
- Formulaire du béton armé de  
Victor Davidovici
- Les abaques de PIGEAUD.
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Mémoires de fin d'étude «ingénieurs en G-C» des promotions précédentes.