

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.  
Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+6+2 S-Sol)  
à usage d'habitation et commercial  
à ossature mixte contreventé par voiles modalisée  
avec ROBOT 2014*



Etudié par:

M<sup>r</sup> BELLOUL Rabah  
M<sup>r</sup> GADA Said

Dirigé par : M<sup>me</sup> MEZIANI.F

Promotion  
2016/2017

# *Remerciement*

*En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promotrice « Mme Meziani.F » pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.*

*L'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.*

*Nos remerciements vont également à toutes personnes toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.*

*Nous remercions aussi nos familles et nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.*

*En fin Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Merci.*

# *Dédicace*

*Je tiens à dédier ce modeste travail :*

*A mes chers parents pour qui je dois tout et auxquels je ne rendrais jamais assez.*

*A mes frères RACHID et FARID ainsi que sa femme LYNDA.*

*A mes sœurs WAHIBA, FARIZA et KAHINA ainsi que leurs familles.*

*A Mon binôme RABAH ainsi qu'à toute sa famille.*

*A tous mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines paternels et maternels (les familles GADA et ASSAM).*

*A tous mes amis (es) : AZWAW, TOUFIK, MOURAD, AKLI, TOUFIK35, GHILES, YUCEF, LOUNES, CHABHA, LIZA, FATIHA, FARID RAFIK.....*

*A toutes la promotion master 2 professionnel CCI (2016/2017).*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail*

**SAID**

# *Dédicace*

*Je tiens à dédier ce modeste travail :*

*A mes chers parents pour qui je dois tout et auxquels je ne rendrais jamais assez.*

*A mes frères GAYA et MOHAND.*

*A mes sœurs LYDIA et LAMIA.*

*A Mon binôme SAID ainsi qu'à toute sa famille.*

*A tous mes oncles, mes tantes, (la famille BELLOUL et REHAB.).*

*A tous mes amis (es) : TOUFIK, MOURAD, GAYA, AREZIK, NACER, KATIA, FAZIA, LYDIA, CHABHA, LIZA, FATIHA, FARIDA.....*

*A toutes la promotion master 2 professionnel CCI (2016/2017).*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

***RABAH***

# Sommaire

## Introduction générale

<b><u>Chapitre I</u></b> : Présentation et description de l'ouvrage.....	01
<b><u>Chapitre II</u></b> : Pré- dimensionnement des éléments et descente de charge.....	13
<b><u>Chapitre III</u></b> : Calculs des éléments.....	36
<b>III.1.</b> Etude de l'acrotère.....	36
<b>III.2.</b> calcul des portes à faux.....	45
<b>III.3.</b> Calcul des Planchers.....	54
<b>III.4.</b> Calcul d'escaliers.....	75
<b>III.5.</b> Poutre palière.....	92
<b><u>Chapitre IV</u></b> : Modélisation et Vérification.....	98
<b><u>Chapitre V</u></b> : Ferrailage des poteaux.....	124
<b><u>Chapitre VI</u></b> : Ferrailage des poutres.....	137
<b><u>Chapitre VII</u></b> : Ferrailage des voiles .....	148
<b><u>Chapitre VIII</u></b> : Etude du mur plaque.....	161
<b><u>Chapitre IX</u></b> : Etude de l'infrastructure.....	167

## Conclusion

## Bibliographie

# Introduction Générale

# *Introduction*

*L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, elle est menée par les ingénieurs civils, qui peuvent s'occuper non seulement de l'étude et la conception d'ouvrages, mais aussi de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la protection des usagers et aussi de l'environnement.*

*Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, qui vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, nous procéderons au calcul d'un immeuble à usage commercial et habitation, comportant deux sous-sols, un RDC, et six étages, le bâtiment est à ossatures mixtes, son système de contreventement est assuré par des voiles. Pour ce faire, après avoir obtenu les plans d'architecture par le biais d'un bureau d'étude d'architecte, on passera à l'étape du pré-dimensionnement des éléments structuraux. Cette dernière s'appuie sur les règles techniques de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé (C.B.A 93) ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*

*Afin d'obtenir rapidement les caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure, qui seront utilisés pour ferrailer les éléments résistants, suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les règles parasismiques Algériennes (RPA99/Version 2003), nous avons opté pour l'utilisation du logiciel de calcul ROBOT version 2014, ce dernier est basé sur la méthode des éléments finis. L'étude dynamique est aussi effectuée par ce logiciel qui utilise la méthode dynamique modale spectrale.*

**Chapitre I :  
Présentation et  
description de  
l'ouvrage**

## I. Introduction :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+6) avec deux sous-sols à usage d'habitation et RDC commercial. Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

Nos calculs seront conformes aux règles en vigueur, à savoir :

Les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifier 2003) et les règles de conceptions et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifier 99).

### I.1. Situation du projet :

- Le bâtiment sera implanté à Oued Falli à la wilaya de Tizi Ouzou qui est classé le RPA 99 version 2003, comme étant une zone sismicité moyenne (zone II<sub>a</sub>).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne).

### I.2. Nature de l'ouvrage :

Ce bâtiment comporte :

- Deux sous-sols (à usage d'habitation)
- Un Rez-de-chaussée (à usage commercial)
- Six étages (à usage d'habitation).

### I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale du bâtiment :  $L=26.30\text{m}$
- Largeur totale du bâtiment :  $B=15.30\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère :  $H_T=30.60\text{m}$
- Hauteur du sous-sol (1 et 2) :  $H_{S/S}=4.08\text{m}$
- Hauteur du Rez-de-chaussée :  $H_{RDC}=4.08\text{m}$
- Hauteur d'étage courant :  $H_e=3.06\text{m}$ .
- Hauteur de L'acrotère  $H_a=0.60\text{m}$

### I.4. Eléments de l'ouvrage :

#### I.4.1. Ossature :

Le bâtiment est composé d'une ossature mixte (portiques et voiles) :

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

#### I.4.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- une fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- une fonction d'isolation : ils isolent acoustiquement et thermiquement les différents étages.

Dans notre cas on distingue deux types de planchers :

#### 1. plancher en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible (sauf pour entretiens). Il comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

#### 2. Planchers en béton armé :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et le rez-de-chaussée.

#### I.4.3. Balcons :

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

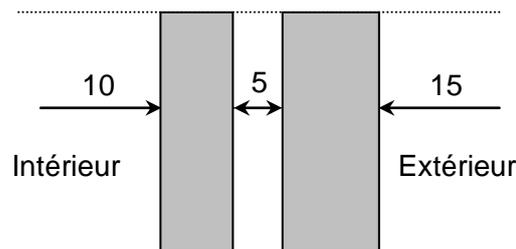
#### I.4.4. Coffrage :

On opte pour un coffrage traditionnel en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

#### I.4.5. Le remplissage (maçonnerie) :

On appelle maçonnerie un élément composé des matériaux (briques, pierres, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs, à simple et à doubles cloisons. Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuse de **15** et **10**cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de **5**cm. Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de **10**cm d'épaisseur.



**Figure 1.1 : Schéma descriptif du mur extérieur.**

#### I.4.6. Les escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages qui permettent le déplacement entre les différents niveaux. Ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Dans notre cas on a trois différents types d'escaliers :

- **l'escalier droit** : escalier constitué d'une seule volée et dont toutes les marches sont de forme rectangulaire.

- **L'escalier a volées droites avec palier intermédiaire :** escalier comportant plusieurs volées droites de directions différentes séparée par un ou plusieurs paliers intermédiaires.
- **L'escalier balancé :** escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées. On distingue deux principaux types d'escaliers balancés :
  - **L'escalier à un quartier tournant ou a quart tournant :** le changement de direction est a  $90^\circ$ .le quart tournant peut se situer en bas, au milieu ou en haut de l'escalier.

#### **I.4.7. L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de (60 cm) qui va se greffer à la périphérie de la terrasse. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

#### **I.4.8. Revêtement :**

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

#### **I.4.9. Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé a la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

#### **I.4.10. Les voiles :**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

### **I.5. Caractéristiques mécanique des matériaux :**

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et a des caractéristiques propres a chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

Le béton et l'acier sont les matériaux essentiels pour pouvoir réaliser cet ouvrage .Ils sont caractérisés par la résistance a la compression pour le béton et la résistance a la traction pour l'acier.

#### **I.5.1. Le béton :**

Le béton est un mélange d'agregats (sable, gravier), de liant (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement .d'autre part, le dosage en ciment doit tenir compte du pourcentage en volume des armatures ; pour assurer un bon enrobage et une bonne protection des armatures, le béton doit être d'autant plus dosé en ciment que les armatures sont plus

nombreuses et plus devisées. Dans le cas des pièces moyennement ou fortement armées, les dosages usuels oscillent entre 350 et 400 kg de ciment par mètre cube de béton.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction des matériaux utilisés

- **Ciment** : appelé aussi liant hydraulique. CPA 425 (ciment portland artificiel 425) avec un dosage de  $350 \text{ kg/m}^3$ .
- **Agrégats** :
  - Sable propre  $D < 3 \text{ mm}$  .....  $366 \text{ [kg/m}^3]$
  - Gravier 08/15 concassé.....  $547 \text{ [kg/m}^3]$
  - Gravier 15/25 concassé.....  $605 \text{ [kg/m}^3]$
- **Eau** : les caractéristiques de l'eau de gâchage pour la réalisation du béton sont définies par les normes. l'eau doit être propre, c'est-à-dire ne pas contenir de matières en suspension dans les proportions suivantes : 2g/litre en ce qui concerne les bétons de haute qualité, 5 g/litre en ce qui concerne les bétons courants.

La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment =0.5, pour limiter le retrait du béton.

- ☞ Si eau /ciment  $>0.5$  : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- ☞ Si eau /ciment  $<0.5$  : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité

**Remarque** : Pour avoir le même écoulement  $E/C=0.5$ , il y a lieu d'ajouter des adjuvants

#### I.5.1.1. La résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance à la compression se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm,

- ☞ A 1 J le béton attend 15% de sa résistance.
- ☞ A 3 J →50%.
- ☞ A 7 J →70%.
- ☞ A 14 J →80%.
- ☞ A 21 J →90%.
- ☞ A28 J →99%

Le béton évolue avec le temps à 28 jours la résistance à la compression est dite: résistance caractéristique à la compression et, noté  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

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

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

#### I.5.1.2. La résistance caractéristique du béton 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, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en (MPa) avec: } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

D'où a 28 jours  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$  (Art A2.1, 12. B.A.E.L 91).

### I.5.1.3. Déformations longitudinales du béton :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation longitudinale instantanée** : [BAEL 91 modifiée 99 / Art.2.1 21] :

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa.}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa.}$

- **Module de déformation différée** : [BAEL 91 modifiée 99/ Art. A.2.1 22] :

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa .}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa.}$

### I.5.1.4. Module de déformation transversal:

Le module de déformation transversale noté «G» est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### I.5.1.5. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson  $\nu$  : est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

$\nu = 0.2$  à l'état limite de service (ELS) pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$  à l'état limite ultime (ELU) pour le calcul des sollicitations.

### I.5.1.6. Contrainte limite du béton :

#### A. Les états-limites :

On définit les états-limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

#### A.1. Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3.41, BAEL 91):

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.

$\theta$  : Coefficient d'application :

$\theta = 1$ , lorsque  $j > 24$  heures.

$\theta = 0,9$ , lorsque  $1 < j < 24$  heures.

$\theta = 0,85$ , lorsque  $j < 1$  heure.

### A.2. État limite de service (ELS) :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

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

La contrainte admissible à la compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}$$

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

## B. Diagramme Contraintes – Déformations du béton :

### B.1. A l'ELU :

La relation contrainte-déformation à l'ELU est illustrée dans la figure I.2.

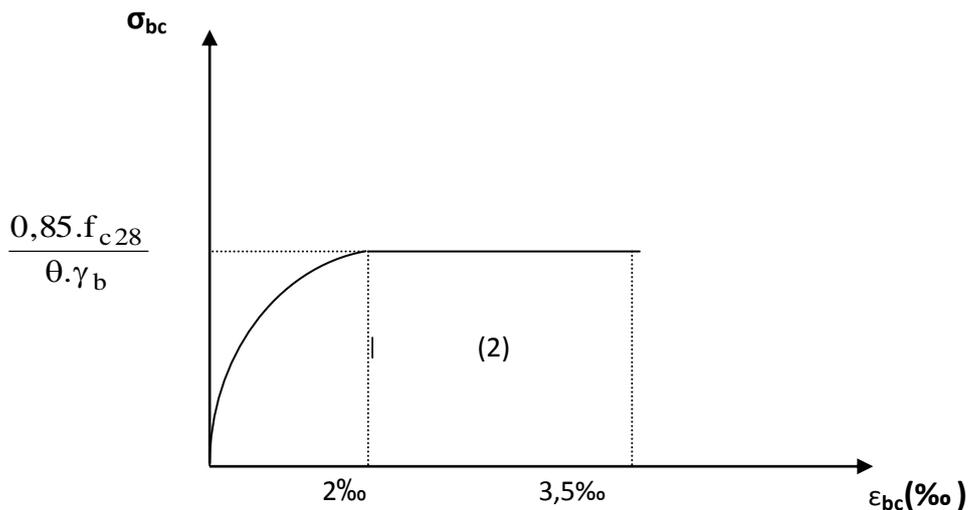
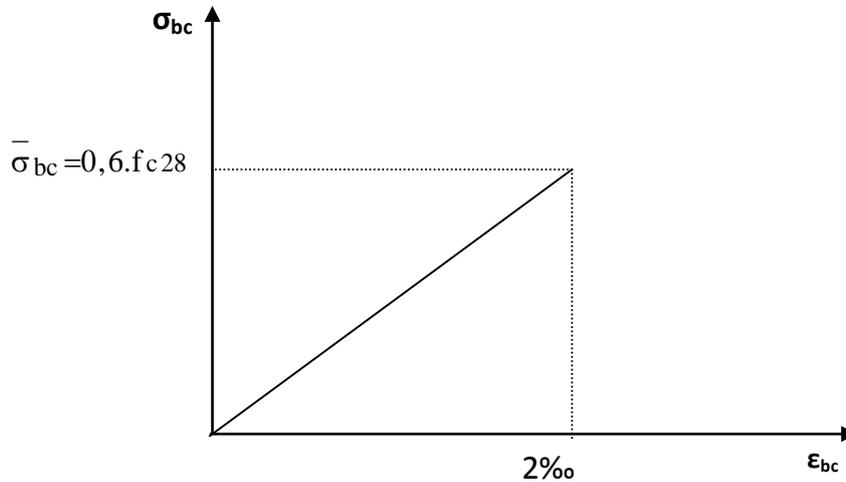


Fig. I.2 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

### B.2. A l'ELS :

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation à l'ELS est illustrée dans la figure I.3.



**Fig. I.3 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS.**

### C. Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.5.1, BAEL.91) :

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\}$ ,
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}\}$ .

$V_u$  : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

### I.5.2. Les aciers :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces états de surfaces (RL.HA)

Leur rôle est de reprendre les efforts de tractions qui ne peuvent pas être repris par le béton.ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité. En général les aciers utilisés sont de deux types :

- Acier a haute adhérence FeE400
  - Treillis soudés formés par l'assemblage des barres tréfilées soudées (FeE520)
- Fe : limite élastique dans les armatures

❖ Tableau I.1 : Caractéristique des aciers.

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

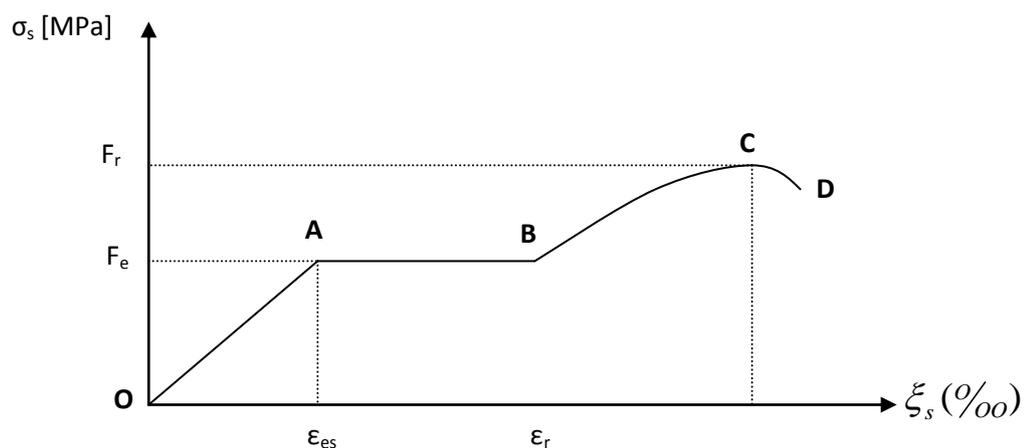
**I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

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

**E=200000 MPa.** (BAEL.91, art A.2.2.1)

**I.5.2.2. Diagramme contraintes-déformations:**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier ; se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contraintes- déformations a pour allure:



**Figure 1.4 : diagramme contraintes - déformations de l'acier.**

$F_r$  : Résistance à la rupture.

$F_e$  : Limite d'élasticité.

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

$\varepsilon_{es}$ : Allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone **OA** : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone **AB** : Domaine de ductilité.

Zone **BC** : Domaine de raffermissement.

Zone **CD** : Domaine de striction.

➤ **Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson «  $\nu$  » est pris égal à 0,3

**I.5.2.3. Contrainte limite de l'acier :**

**a. Contrainte limite ultime de l'acier (ELU) :**

La contrainte limite de calcul est égale à :

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

Avec:

$f_e$  : Contrainte limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité,

$\gamma_s = 1.15$  pour la situation durables (courantes)

$\gamma_s = 1.00$  pour les situations accidentelles.

**Exemple :**

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
<b><math>f_e = 400</math> MPA</b>	$\sigma_s = 348$ MPA	$\sigma_s = 400$ MPA
<b><math>f_e = 520</math> MPA</b>	$\sigma_s = 450$ MPA	$\sigma_s = 520$ MPA

**b. Contrainte limite de service de l'acier (ELS) :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures). Et pour cela, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

**Fissuration peu nuisible** (BAEL91 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

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

Cas des éléments exposés aux agressions plus élevés que dans les fissurations peu nuisible.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} \text{ en MPa}$$

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$F_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

- $\eta=1$  pour les aciers ronds lisses.
- $\eta=1.3$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\varnothing < 6\text{mm}$ .
- $\eta=1.6$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\varnothing \geq 6\text{mm}$ .

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

Cas des milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} \text{ en MPa}$$

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

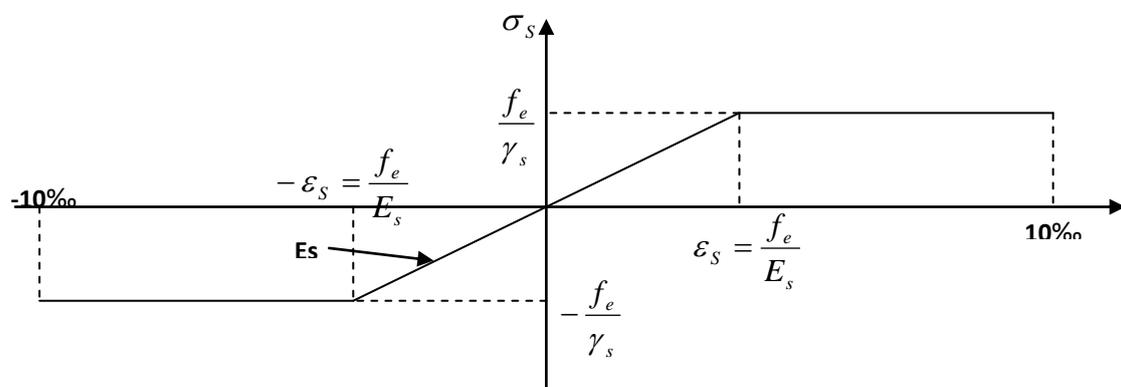
$F_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

- $\eta=1$  pour les aciers ronds lisses.
- $\eta=1.3$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\varnothing < 6\text{mm}$ .
- $\eta=1.6$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\varnothing \geq 6\text{mm}$ .

**I.5.2.4. Diagramme contrainte-déformation (Art A.2.2.2/BAEL 91) :**

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



**Fig. I.5 : Diagramme de contrainte déformation des aciers.**

**I.5.2.5. Protection d'armatures: (art A. 7-2.4 BAEL 91)**

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

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



**Chapitre II :**  
**PRE**  
**DIMENSIONNEMENT**  
**DES ELEMENTS ET**  
**DESCENTE DE CHARGE**

## II.1 Introduction :

Une fois les différentes caractéristiques de l'ouvrage déterminées, ainsi que les matériaux le constituant dans le chapitre précédant, nous passons à présent au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles.

### A. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de grandeur des sections des éléments de la construction.

Ainsi le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions du **BAEL91** et celles du **RPA99** modifié **2003**.

### B. Les charges :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et surcharges qui sont reprises par les différents poteaux.

Les sollicitations que subit l'ouvrage sont de deux types :

- les sollicitations verticales résultantes des charges permanentes et des surcharges qui empruntent le cheminement : planchers, poutrelles, poutres, poteaux, qui sont finalement transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.
- les sollicitations horizontales généralement sismiques ou dues aux charges climatiques doivent être reprises par des éléments dits de contreventements, constitués par des portiques longitudinaux et transversaux auxquels on ajoute des voiles.

## II.2 Pré dimensionnement :

### II.2.1. Pré dimensionnement des Planchers :

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventements.
- L'isolation thermique et phonique, assurant le confort et la protection des occupants.

Pour notre projet deux types de planchers se distinguent, à savoir :

#### A. Planchers à corps creux :

C'est des planchers constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la plus petite portée, autrement dit dans le sens longitudinal de la structure.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad [\text{Art/ B.6.8.424, BAEL 91}].$$

Avec :

- $h_t$  : hauteur du plancher
- $L_{\max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, on prend un poteau de section ( $25 \times 25 \text{ cm}^2$ ) qui est la section minimale exigée par le RPA99/2003 dans la zone IIa, (**RPA, art : 7.4.1**).

Dans notre cas :

- $L_{\max} = 410 - 25 = 385 \text{ cm}$
  - $h_t \geq (385/22.5) = 17.11 \text{ cm}$
- } D'où  $h_t = 20 \text{ cm}$ .

On opte donc pour un plancher de **20 cm** d'épaisseur, composé de corps creux de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** (16+4).

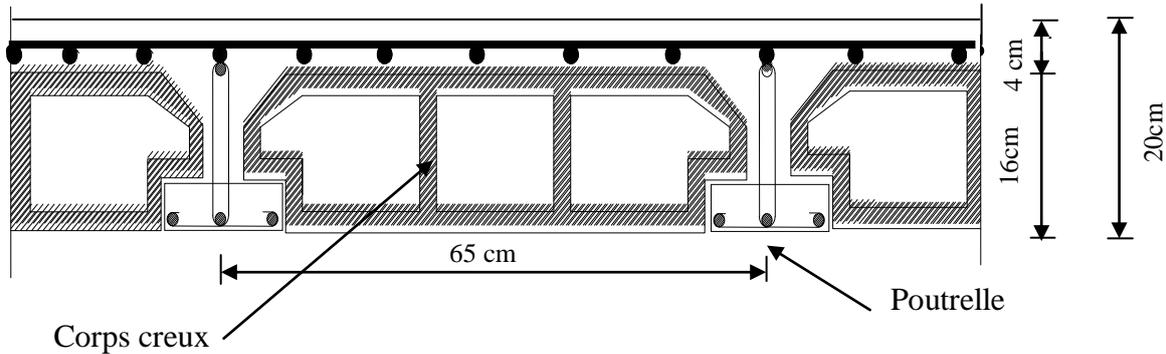


Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

### B. Dalles pleines :

Les dalles pleines sont des plaques minces en béton armé coulé sur place dont l'épaisseur est faible par rapport aux éléments définis préalablement, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée.

Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée, elle doit vérifier les conditions suivantes :

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

#### a. Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Pour notre cas nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis (balcons et porte à faux).

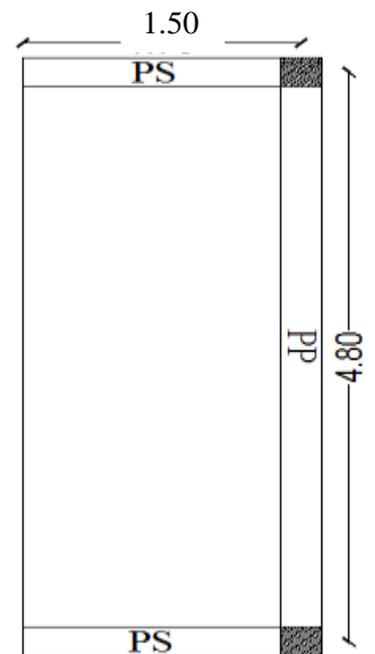


Figure II.2 : dalle pleine en porte à faux.

Dans ce cas la :

- Si la dalle travail dans deux sens :  $0.4 \leq \rho_x = L_x/L_y \leq 1 \Rightarrow e_p = L_x/30$
- Si la dalle travail dans un sens :  $\rho_x = L_x/L_y \leq 0.4 \Rightarrow e_p = L_x/25$

Avec :

$$L_x = 1.5\text{m.}$$

$$L_y = 4.8\text{m.}$$

$e_p$  : épaisseur de la dalle.

$$\rho_x = L_x/L_y = 1.5/4.8 = 0.313 < 0.4$$

$$D'ou: e_p = 150/25 = 6\text{cm.}$$

**b. Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

**c. Isolation acoustique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur ou égale à  $350 \text{ kg/m}^2$ .

$$M_p = \rho_{\text{beton}} \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2, \quad d'où e_p = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m}, \quad \text{donc } e_p = 14\text{cm.}$$

- ❖ Au final, afin de satisfaire les trois conditions on optera pour des dalles plaines d'épaisseurs  **$e_p = 15\text{cm}$** .

## II.2.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), comme elles assurent la fonction de chaînage des éléments verticaux.

Le **RPA 99 modifié 2003** spécifie que les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Largeur  $b \geq 20$  cm
- Hauteur  $h \geq 30$  cm
- $\frac{h}{b} \leq 4$

[RPA2003-Art 7-5-1]

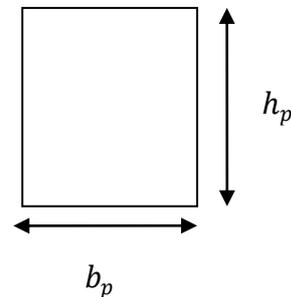
**Remarque :** le **RPA** admet que  $h$  peut être ramené à 20cm dans le cas des ouvrages contreventés par voiles.

Tout en respectant les conditions du **RPA** cités ci-dessus, le pré dimensionnement des poutres s'effectuera d'après les lois suivantes :

(BAEL91 modifiée 99, CBA93) :

- Hauteur des poutres:  
 $\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$

- Largeur des poutres:  
 $0.4h \leq b_p \leq 0.7h$



**Figure II.3 :** section de la poutre.

Avec :

$L_{\max}$  : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

$h_p$  : hauteur de la poutre.

$b_p$  : largeur de la poutre.

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

### A. Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, dans notre cas suivant le sens transversal, elles sont calculées comme suit :

- Hauteur de la poutre :  $\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$

Avec :

$L$  : portée maximal entre nus d'appuis, dans notre cas :  $L = 480 - 25 = 455$  cm.

$h_{pp}$  : hauteur de la poutre principale.

On a donc :  $\frac{455}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 30.33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 45.5\text{cm};$

On apte alors pour :  $h_{pp}=40\text{cm}.$

- Largeur de la poutre :  $0.4h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0.7h_{pp}$

Avec :  $h_{pp}$  : hauteur de la poutre principale.

$b_{pp}$  : largeur de la poutre principale.

$$0.4h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0.7h_{pp} \Rightarrow 16cm \leq b_{pp} \leq 28cm$$

Pour des raisons pratiques, on sera amené à adopter la valeur «  $b=30cm$  ».

D'où:  $b_{pp} = 30 \text{ cm}$ .

- Vérification des conditions RPA :

$$\left. \begin{array}{l} - b = 30cm \geq 20cm. \\ - h = 40cm \geq 30cm. \\ - \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4. \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{toutes les conditions du} \\ \text{RPA sont vérifiées.} \end{array}$$

❖ la section des poutres principales est de «  $30 \times 40$  »  $cm^2$ .

### B. Poutres secondaires :

Elles sont disposées le sens parallèles aux poutrelles dans notre cas suivant le sens longitudinal et assurent le chainage, elles sont calculées comme suit :

- Hauteur de la poutre :  $\frac{L}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L}{10}$

Avec :

$L$  : portée maximal entre nus d'appuis, dans notre cas :  $L = 410 - 25 = 385 \text{ cm}$ .

$h_{ps}$  : hauteur de la poutre secondaire.

$$\text{On a donc : } \frac{385}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 25.67cm \leq h_{ps} \leq 38.5cm$$

On apte alors pour :  $h_{ps} = 35cm$ .

- Largeur de la poutre :  $0.4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0.7h_{ps}$

Avec :  $h_{ps}$  : hauteur de la poutre secondaire.

$b_{ps}$  : largeur de la poutre secondaire.

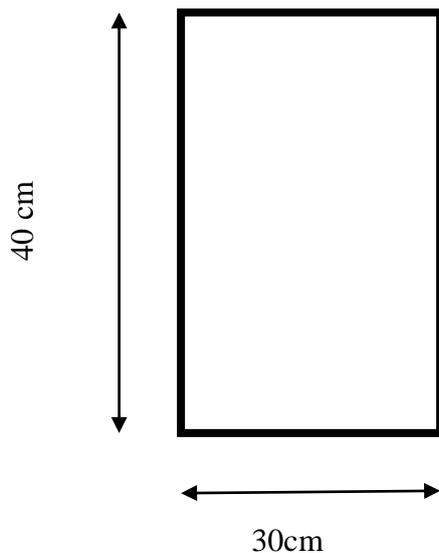
$$0.4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0.7h_{ps} \Rightarrow 14cm \leq b_{ps} \leq 24.5cm$$

Pour les mêmes raisons que précédemment, on adoptera :  $b_{ps} = 25 \text{ cm}$ .

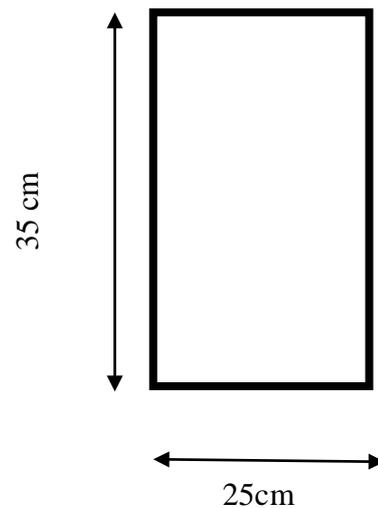
- Vérification des conditions RPA :

$$\begin{array}{l}
 - b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm}, \\
 - h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}, \\
 - \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4,
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{toutes les conditions du} \\ \text{RPA sont vérifiées.} \end{array}$$

❖ la section des poutres principales est de « 25x35 » cm<sup>2</sup>.



**Figure II.4 :** Dimensions de la poutre principale.



**Figure II.5 :** Dimensions de la poutre secondaire.

### II.2.3. Pré dimensionnement des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un changement horizontal (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

D'après le **RPA99 (art 7.7.1)** l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm. De plus elle est en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

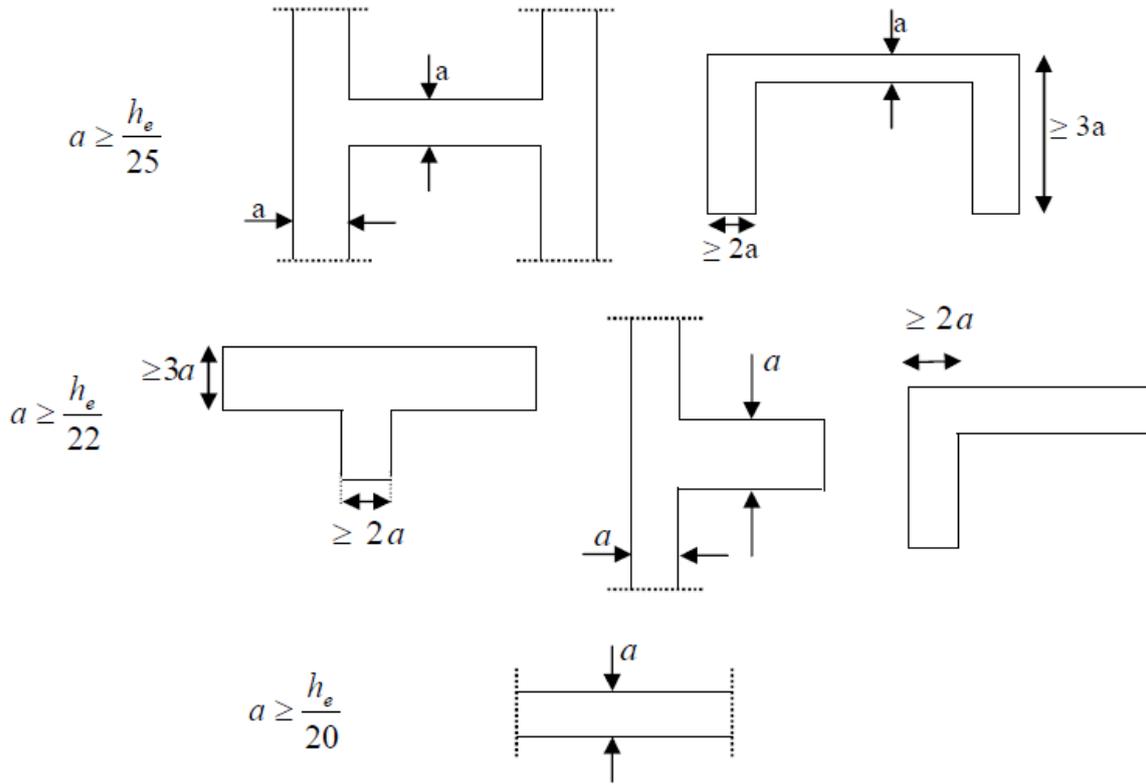


Figure II.6 : Coupes de voile en plan.

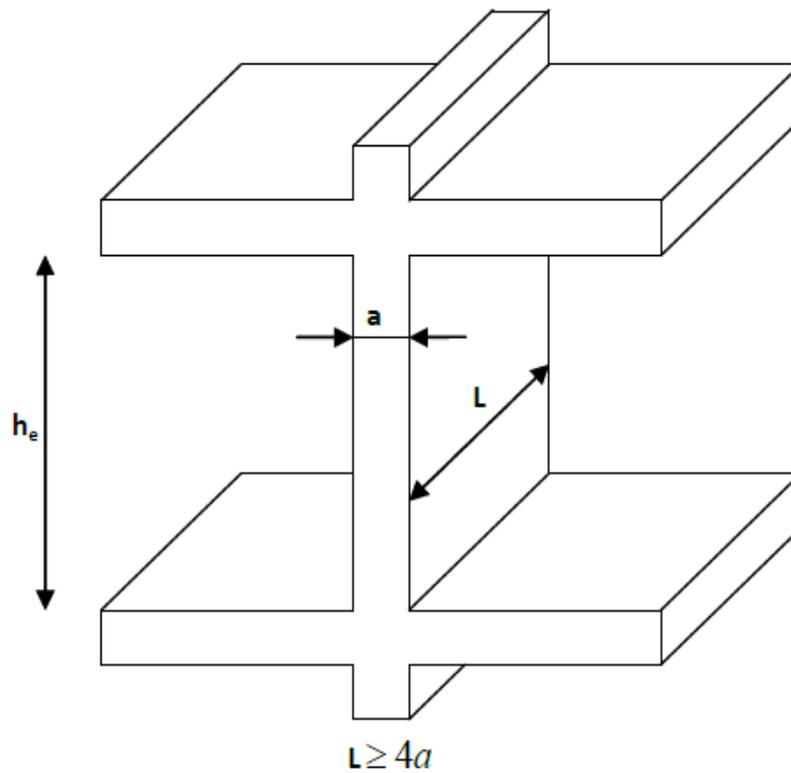


Figure II.7 : Coupes de voile en élévation.

**A. Pour le RDC et les deux sous-sols (03 niveau de h=408 cm)**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $H_e$ ) et de la condition de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur minimale d'un voile :  $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$$h_e = h - e_{\text{dalle}}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} ; a \geq \frac{h_e}{22} ; a \geq \frac{h_e}{25}$$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{388}{22} = 17.64 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{388}{25} = 15.52 \text{ cm}$$

$$a = \max(15; 15.52 ; 17.64 ; 19.4) = 19.4 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du voile **a = 20 cm**.

**B. Pour l'étage courant (06 niveaux de h =306 cm)**

L'épaisseur minimale d'un voile :  $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$$h_e = h - e_{\text{dalle}}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} ; a \geq \frac{h_e}{22} ; a \geq \frac{h_e}{25}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{25} = 11.44 \text{ cm}$$

$$a = \max(15; 14.3 ; 13 ; 11.44) = 15 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du voile **a = 20 cm**.

**C. Vérification des exigences du RPA :**

- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$$L_{\min} \geq 4 a \quad \text{où } L_{\min} : \text{ portée minimale des voiles.}$$

$$L_{\min} = 1,00 \text{ m} \geq 4 \times 0,20 = 0,8 \dots\dots\dots (\text{vérifiée}).$$

$$L_{\min} = 1,00 \text{ m} \geq 4 \times 0,15 = 0,6 \dots\dots\dots (\text{vérifiée}).$$

- L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa).  
L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm.} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}).$$

$$a = 15 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm.} \dots\dots\dots (\text{vérifiée}).$$

## II.2.4. Pré dimensionnement poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (rectangulaire, Carré ou bien circulaire), dont le pré dimensionnement se fait par la descente de charge sur le poteau le plus sollicité à l'ELS en compression simple, tout en supposant que seul le béton reprend l'effort normal ( $N_s=G+Q$ ).

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

**A** : section du poteau.

**N<sub>s</sub>** : effort normal (calculé par la descente de charge).

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}.$$

Selon le (**RPA99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) 25cm en zone **I** et **II<sub>a</sub>**.
- Min (b, h) 30cm en zone **III** et **II<sub>b</sub>**.
- Min (b, h)  $h_e/20$ .
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ .

Vu que pour le pré dimensionnement des poteaux on aura besoin des chargements, on passe donc aux définitions des charges (permanentes et d'exploitations).

## II.3. Détermination des charges et surcharges :

Dans le but de pré dimensionner les éléments (poteaux, acrotère.....) on doit d'abord déterminer les poids volumiques, ainsi que les charges et surcharges d'exploitation des éléments (murs, planchers.....), suivant la réglementation donnée par le **DTR B.C.2.2**.

### II.3.1. Charges permanentes :

On commencera par la détermination des charges permanentes, en effet, on calculera les charges correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants), aux murs (extérieurs et intérieurs).

## II.3.1.1. Planchers :

## A. Plancher terrasse (inaccessible) :

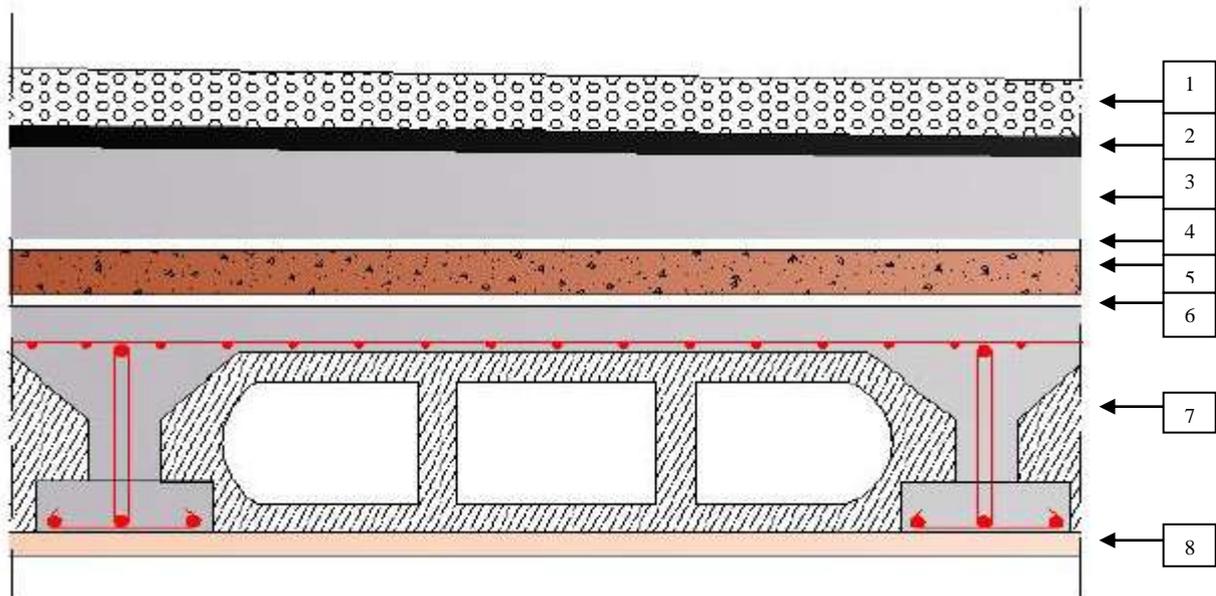


Figure II.8 : Coupe verticale du plancher terrasse.

❖ Tableau II.1 : Charges revenant au plancher terrasse :

N°	Désignation	Epaisseur (cm) ( $E_p$ )	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$G$ (KN/m <sup>2</sup> ) $G = \rho * E_p$
1	Couche de gravillon	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton (1.5%)	8	22	1.76
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
6	Feuille de polyane	/	/	0.01
7	Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
8	Enduit de plâtre	2	10	0.2
			<b><math>G_{pt}</math></b>	<b>6.11</b>

### B. Planchers du sous-sol 1, RDC et d'étage courant :

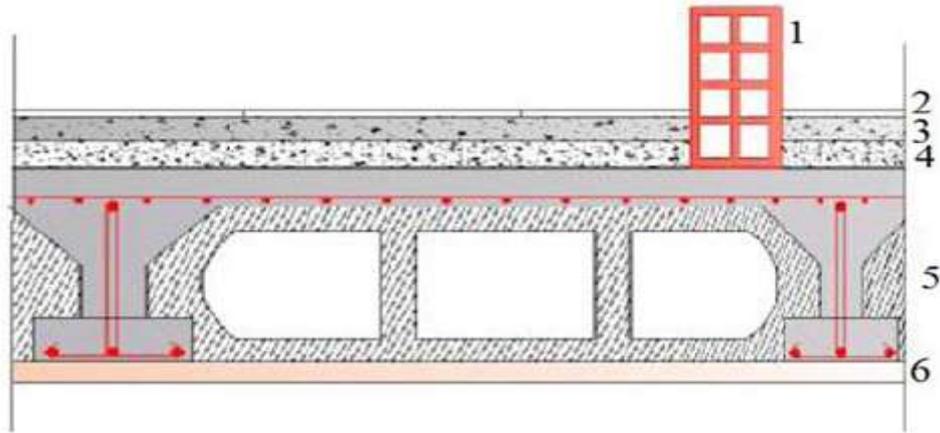


Figure II.9 : Coupe verticale d'un plancher étage courant.

❖ Tableau II.2 : Charges revenant aux planchers S/S 1, RDC et étages courants :

N°	Désignation	Epaisseur (cm) ( $E_p$ )	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$ $G = \rho * E_p$
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	10	1.0
2	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Couche de sable	3	18	0.54
5	Plancher en corps creux	20	14	2.85
6	Enduit plâtre	2	10	0.2
			<b><math>G_{ec}</math></b>	<b>5.43</b>

## C. Dalle pleine :

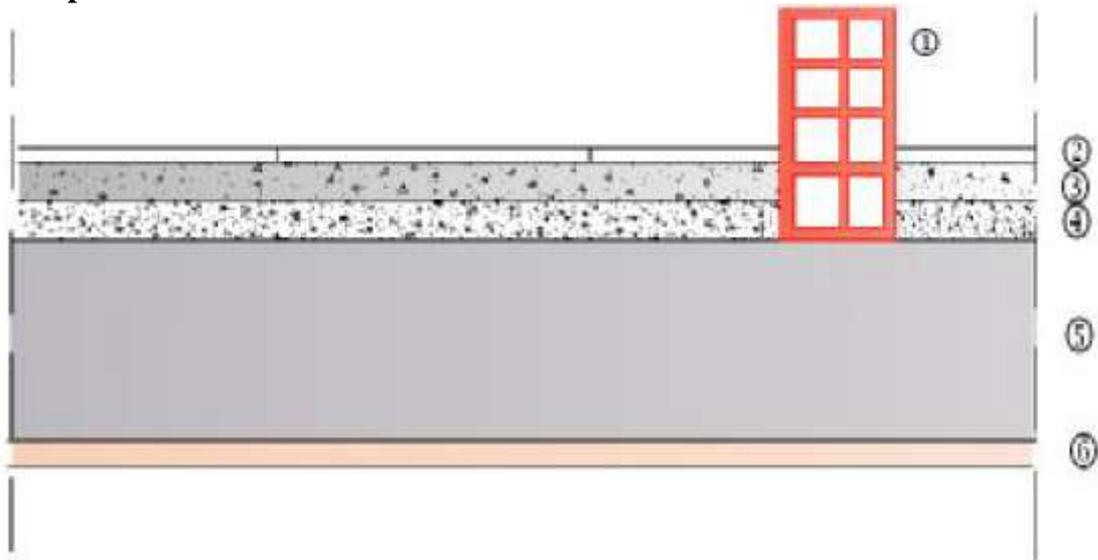


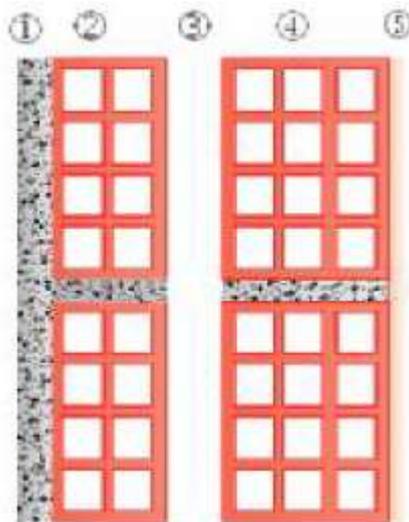
Figure II.10 : Coupe verticale d'une dalle pleine

❖ Tableau II.3 : Charges revenant aux dalles pleines :

N°	Désignation	Epaisseur (cm) ( $E_p$ )	$\rho$ ( $KN/m^3$ )	$G$ ( $KN/m^2$ ) $G = \rho * E_p$
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	10	1.0
2	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Couche de sable	3	18	0.54
5	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
6	Enduit plâtre	2	10	0.2
			<b><math>G_{dp}</math></b>	<b>6.33</b>

### II.3.1.2. Maçonner :

#### A. Mur extérieur :



**Figure II.11** : Coupe verticale du mur extérieure.

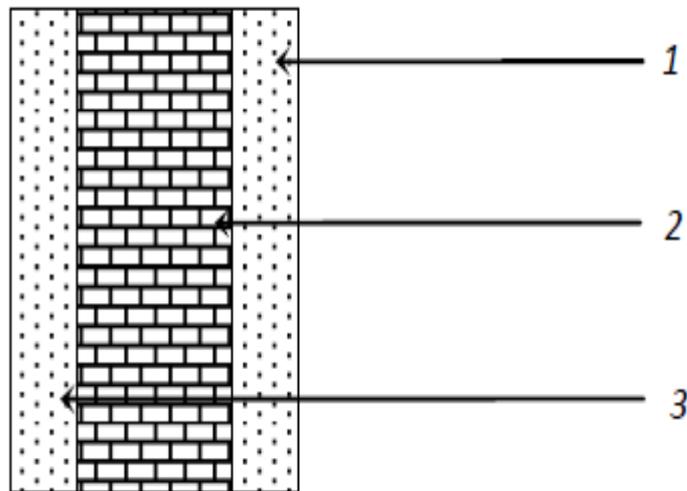
❖ Tableau II.4: Charges revenant aux murs extérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm) ( $E_p$ )	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$ $G = \rho * E_p$
1	Enduit au mortier de ciment	2	20	0.4
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.9
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Cloison en briques creuses 12 trous	15	9	1.35
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0.2
<b><math>G_{me}</math></b>				<b>2.85</b>

**Remarque :**

La charge du mur extérieur ( $G_{me}$ ) est par mètre carré de surface verticale.

**B. Mur intérieur :**



**Figure II.12 :** Coupe verticale du mur intérieur.

❖ Tableau II.5 : Charges revenant aux murs intérieurs:

N°	Désignation	Epaisseur (cm) ( $E_p$ )	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$ $G = \rho * E_p$
<b>1</b>	Enduit de plâtre	2	10	0.2
<b>2</b>	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.9
<b>3</b>	Enduit de plâtre	2	10	0.2
			<b><math>G_{mi}</math></b>	<b>1.3</b>

**II.3.1.3. Acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour un (ml) est déterminé comme suit :

$$G_{acr} = \rho_{acr} \times S_{acr}$$

Avec :

$\rho_{acr}$  : Masse volumique du béton =  $25 \text{ KN/m}^3$ .

$S_{acr}$  : Section longitudinale de l'acrotère.

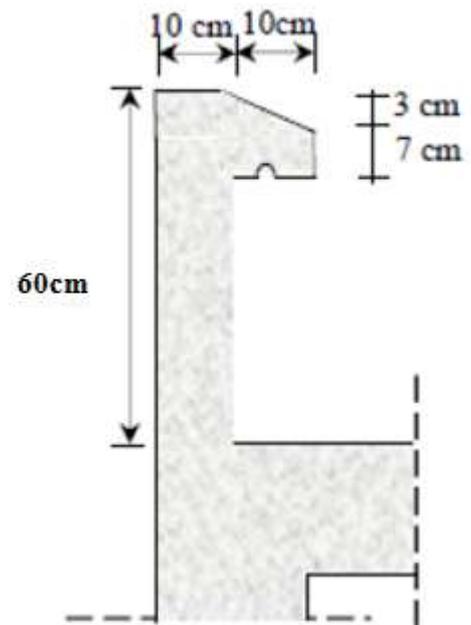


Figure II.8 : Coupe verticale de l'acrotère.

$$G_{acr} = 25[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.1 \times 0.03)}{2} + (0.1 \times 0.07)]$$

$$G_{acr} = 1.713 \text{ KN/m}$$

**II.3.2. Les surcharges d'exploitations :**

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

❖ **Tableau II.6 : surcharges d'exploitations:**

N°	Désignations	Surcharges d'exploitation ( $\text{KN/m}^2$ )
1	Plancher terrasse (inaccessible)	1.0
2	Plancher étage courant : à usage d'habitation	1.5
3	Plancher du RDC : à usage commercial	2.5
4	Plancher du sous sol : à usage d'habitation	1.5
5	Balcons	3.5
6	Escaliers desservants les différents étages	2.5
7	Acrotère	1.0

## II.4. Décente de charge :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs point d'applications jusqu'aux fondations. Ces efforts se distribuent en fonction des surfaces, appelées surface d'influence, elle sera effectuée pour un poteau choisi en fonction de cette dernière autrement dit le poteau le plus sollicité.

Dans notre cas, on dimensionne le poteau ( $C_2$ ).

### II.4.1. Charges revenants au poteau ( $C_2$ ) :

#### A. Surface d'influence :

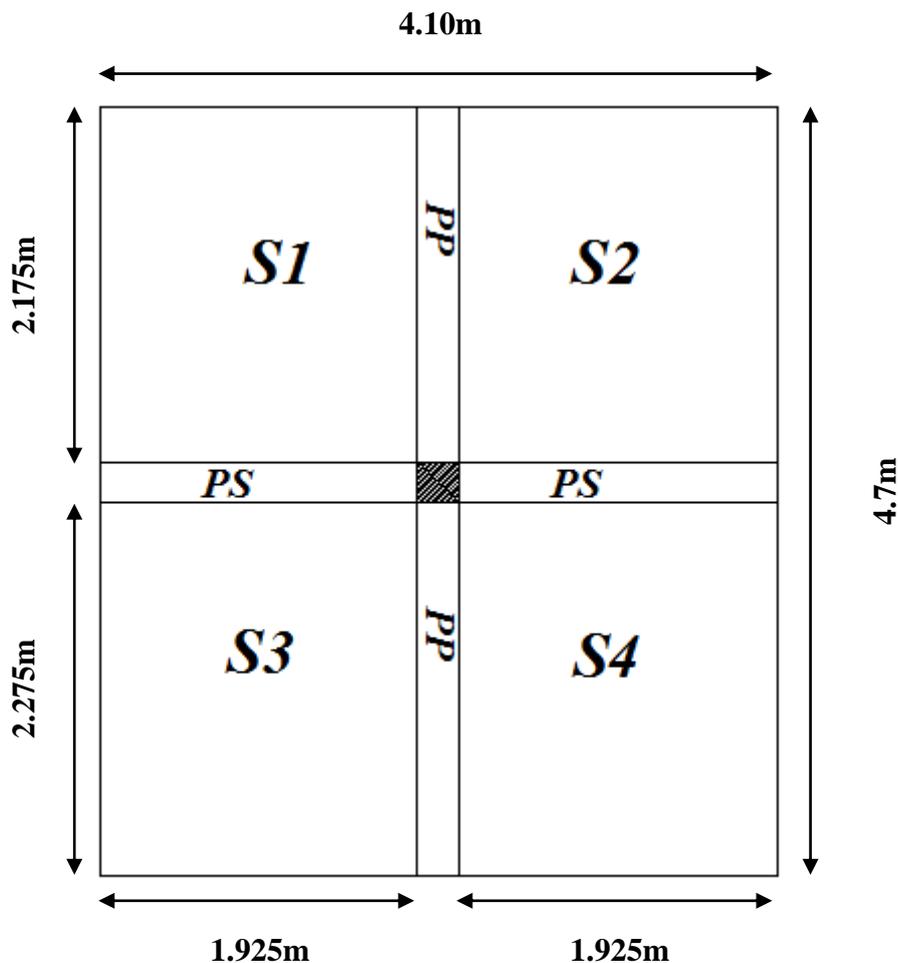


Figure II.9: surface d'influence.

Avec :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.175 \times 1.925 = 4.187m^2.$$

$$S_2 = S_1 = 4.187m^2.$$

$$S_3 = 2.275 \times 1.925 = 4.379m^2.$$

$$S_4 = S_3 = 4.379m^2.$$

$$\text{D'où : } S = 2 \times (4.187) + 2 \times (4.379) = 17.132 m^2.$$

$$S' = (0.25 \times 4.1) + (0.25 \times 4.7)$$

$$S' = 2.2 \text{ m}^2.$$

$$S_{Total} = S + S'$$

$$S_{Total} = 17.132 + 2.2 = 19.332 \text{ m}^2$$

$$S_{Total} = 19.332 \text{ m}^2.$$

## B. Calcul des poids propres :

### a. Poids des planchers :

- Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{pt} = G_t \times S = 6.11 \times 17.132 = 104.680 \text{ KN}.$$

- Poids propre du plancher étage courant, RDC et S/S :

$$G_{pec} = G_{ec} \times S = 5.43 \times 17.132 = 93.027 \text{ KN}.$$

### b. Poids propre des poutres :

- Poutres principales :

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.4 \times 4.7) \times 25 = 14.100 \text{ KN}.$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0.25 \times 0.35 \times 4.1) \times 25 = 8.969 \text{ KN}.$$

Donc le poids propre total des poutres est :

$$G_{ptot} = G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{ptot} = 14.100 + 8.969 = 23.069 \text{ KN}.$$

### c. Le poids propre des poteaux :

En vue de dimensionner les poteaux, on aura à calculés leurs poids, pour cela nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure: (30x30 cm<sup>2</sup>).

$$G_{pot} = \rho_{\text{béton}} \times S \times h'$$

$$h'_{RDC} = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m}.$$

$$h'_{S/S1} = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m}.$$

$$h'_{S/S2} = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m}.$$

$$h'_{ec} = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}.$$

$$G_{ec} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.66 = 5.985 \text{ KN}.$$

$$G_{RDC} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.68 = 8.28 \text{ KN}.$$

$$G_{S/S1} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.68 = 8.28 \text{ KN}.$$

$$G_{S/S2} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.68 = 8.28 \text{ KN}.$$

### II.4.2. Surcharges d'exploitations :

La surface d'influence :  $S_{Total} = 19.332 m^2$ .

Plancher terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1.0 \times 19.332 = 19.332 KN$ .

Plancher à usage d'habitation :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 1.5 \times 19.332 = 28.998 KN.$$

Plancher à usage commercial :  $Q_7 = 2.5 \times 19.332 = 48.33 KN$ .

Plancher à usage d'habitation sous-sol :  $Q_8 = Q_9 = 1.5 \times 19.332 = 28.998 KN$ .

### II.4.3. loi de dégression:

Les règles de BAEL 91 nous recommandent une dégression de charge d'exploitation et ceci pour tenir compte de non simultanée du chargement sur tous les planchers (surcharges différents).

La loi dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées

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

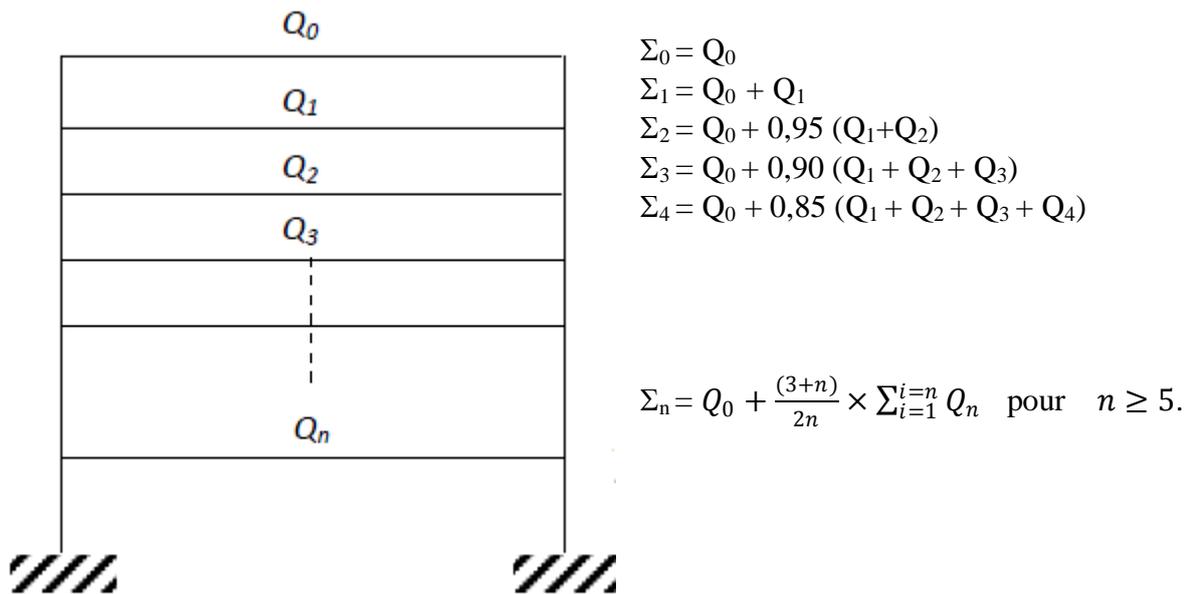


Figure II.10 : Loi de dégression des charges.

❖ Tableau II.7 : coefficient de dégression des surcharges :

Niveau	Te (0)	6 (1)	5 (2)	4 (3)	3 (4)	2 (5)	1 (6)	RDC (7)	S-S <sub>1</sub> (8)	S-S <sub>2</sub> (9)
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667

**II.4.4. Calculs des surcharges d'exploitations selon de loi dégression :**

$$\Sigma 0 = Q_0 = \mathbf{19.332 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1 = \mathbf{48.33 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{74.43 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{97.63 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{117.93 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{135.324 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = \mathbf{149.823 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = \mathbf{178.067 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 8 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = \mathbf{192.24 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma 9 = Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = \mathbf{206.301 \text{ KN.}}$$

❖ Tableau II.8: descente de charge sur le poteau C<sub>2</sub>:

Niv	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Efforts normaux N <sub>s</sub> [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G <sub>(i)</sub>	G Cumulée	Q [KN]	Q Cumulée [KN]	N <sub>s</sub> =G+Q	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée (b×h)
6	104.68	5.985	23.069	249.83	249.83	67.662	67.662	317.492	211.661	30×30
5	93.027	5.985	23.069	122.081	371.911	74.43	142.092	514.003	342.668	30×30
4	93.027	5.985	23.069	122.081	493.992	97.63	239.722	733.714	489.143	35×35
3	93.027	5.985	23.069	122.081	616.073	117.93	357.652	973.725	649.15	35×35
2	93.027	5.985	23.069	122.081	738.154	135.324	492.976	1231.13	820.753	35×35
1	93.027	5.985	23.069	122.081	860.235	149.823	642.799	1503.034	1002.023	40×40
RDC	93.027	8.28	23.069	124.376	984.611	178.067	820.866	1805.477	1203.651	40×40
S-s <sub>1</sub>	93.027	8.28	23.069	124.376	1108.987	192.24	1013.106	2122.093	1414.728	45×45
S-s <sub>2</sub>	93.027	8.28	23.069	124.376	1233.363	206.301	1219.407	2452.97	1635.313	45×45

**A. Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1) :**

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

- Min (b, h) 25cm en zone **I** et **II<sub>a</sub>**.
- Min (b, h) 30cm en zone **III** et **II<sub>b</sub>**.
- Min (b, h)  $\geq h_e/20$ .
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ .

Les vérifications sont détaillées comme suit :

- Sous sol 1 et sous sol 2 :
  - Min (b, h) = 45 cm > 25cm.....CV.
  - Min (b, h) = 45cm > ( $h_e/20 = 368/20 = 18.4cm$ ).....CV.
  - $\frac{1}{4} < (\frac{h}{b} = \frac{45}{45} = 1) < 4$ .....CV.
- RDC et 1<sup>er</sup> étage :
  - Min (b, h) = 40 cm > 25cm.....CV.
  - Min (b, h) = 40cm > ( $h_e/20 = 368/20 = 18.4cm$ ).....(RDC).....CV.
  - Min (b, h) = 40cm > ( $h_e/20 = 266/20 = 13.3cm$ ).....(1<sup>er</sup> étage).....CV.
  - $\frac{1}{4} < (\frac{h}{b} = \frac{40}{40} = 1) < 4$ .....CV.
- 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages :
  - Min (b, h) = 35 cm > 25cm.....CV.
  - Min (b, h) = 35cm > ( $h_e/20 = 266/20 = 13.3cm$ ).....CV.
  - $\frac{1}{4} < (\frac{h}{b} = \frac{35}{35} = 1) < 4$ .....CV.
- Les étages 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> :
  - Min (b, h) = 30 cm > 25cm.....CV.
  - Min (b, h) = 30cm > ( $h_e/20 = 266/20 = 13.3cm$ ).....CV.
  - $\frac{1}{4} < (\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1) < 4$ .....CV.

Les sections choisies sont donc :

- ✓ 45x45 cm<sup>2</sup> .....toutes les conditions sont vérifiées.
- ✓ 40x40 cm<sup>2</sup> .....toutes les conditions sont vérifiées.
- ✓ 35x35 cm<sup>2</sup> .....toutes les conditions sont vérifiées.
- ✓ 30x30 cm<sup>2</sup> .....toutes les conditions sont vérifiées.

**B. Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l_0$ ).

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I = \frac{bh^3}{12}$

$B$  : Section transversale du poteau ( $B = hxb$ ).

$l_0$  : Longueur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{0.7 \times l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 \times l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times l_0}{h}$$

$$\lambda = 2.425 \times \frac{l_0}{h}$$

❖ Tableau II.9 : Vérification au flambement :

<b><math>l_f</math> (m)</b>	4.08	4.08	3.06	3.06	3.06
<b>Section du poteau (cm<sup>2</sup>)</b>	45x45	40x40	40x40	35x35	30x30
<b>Etage</b>	Sous-sol 1et2	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> ...6 <sup>eme</sup>
<b><math>\lambda</math></b>	21.987	24.735	18.551	21.201	24.735
<b>Vérification</b>	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>

$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \iff$  La condition est vérifiée pour tous les poteaux, donc pas de risque de flambement.

## II.5. Conclusion :

Une fois les calculs nécessaires pour le pré-dimensionnement des éléments achevés, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher  $ht = 20\text{cm}$  soit un plancher de  $(16 + 4)\text{ cm}$  ;
- Section des poutres principales  $(30 \times 40)\text{ cm}^2$  ;
- Section des poutres secondaires  $(25 \times 35)\text{ cm}^2$  ;
- épaisseur des voiles :
  - RDC, sous-sol 1 et 2 :  $a=20\text{cm}$  ;
  - Etages courants :  $a=20\text{cm}$ .
- Sections des poteaux :
  - Sous-sol 1 et 2  $(45 \times 45)\text{ cm}^2$  ;
  - RDC et 1<sup>ère</sup> étage  $(40 \times 40)\text{ cm}^2$  ;
  - 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage  $(35 \times 35)\text{ cm}^2$  ;
  - 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage  $(30 \times 30)\text{ cm}^2$ .



# **Chapitre III :**

## **Calcul Des éléments**

### III. Introduction :

On s'intéressera ici au dimensionnement et au calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolés sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent, autrement dit, l'ensemble des éléments secondaires, qui sont des éléments n'assurent pas de fonction porteuse ou de contreventement.

#### III.1. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

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

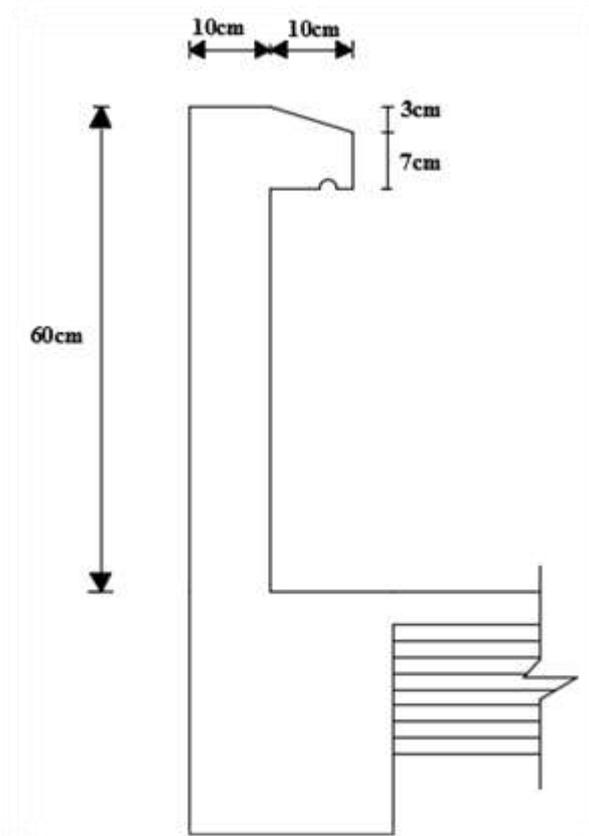


Figure III.1: coupe transversale de l'acrotère

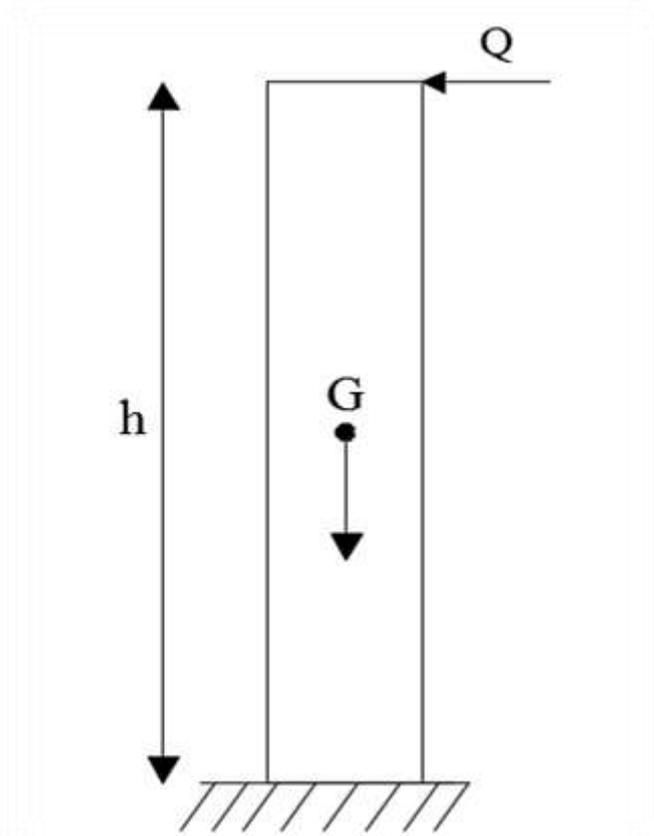


Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère

### III.1.1. Calcul des sollicitations :

- Poids propre (G) :

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

Avec :  $\rho$ : Masse volumique du béton=25KN/m<sup>3</sup>.

$S_{acr}$  : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G_{acr} = 25[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.1 \times 0.03)}{2} + (0.1 \times 0.07)]$$

$$G_{acr} = 1.713 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal dû à la main courante (surcharge d'exploitation) :

Donné par le DTR :

$$Q_{acr} = 1 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement dû à la surcharge d'exploitation (Q) :

$$M = Q \times h \times 1ml = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant T :

$$T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$$

- Effort normal N :

$$N = G \times 1ml = 1.713 \text{ KN}$$

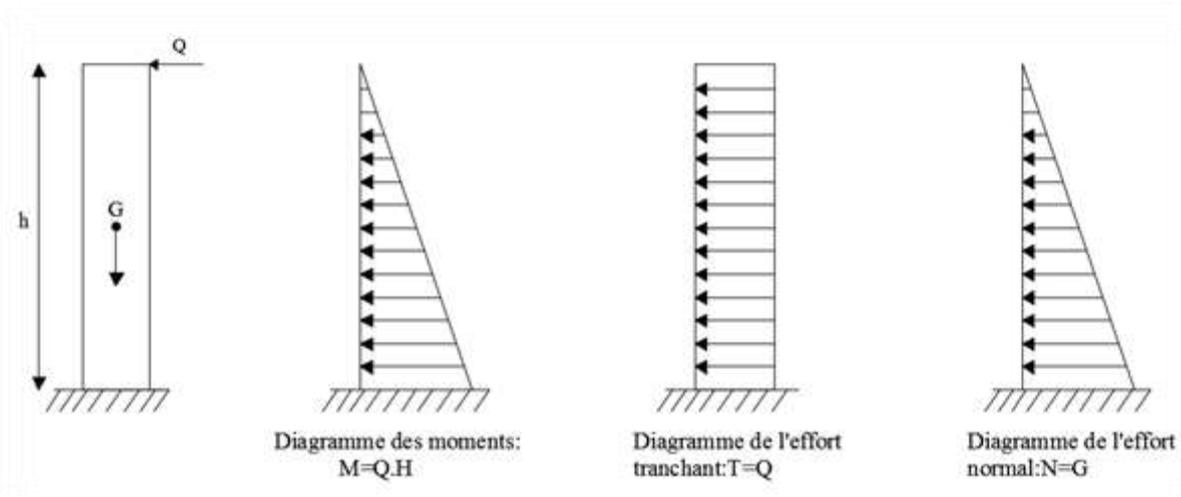


Figure III.3 : Diagramme des sollicitations

### III.1.2. Combinaison de charges :

➤ **ELU** :

La combinaison de charges est: **1,35G + 1,5Q**

- Effort normal de compression dû à G :  
 $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.713 = 2.313 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à Q :  
 $M_u = 1.50 M_Q = 1.50 \times 0.60 = 0.9 \text{ KN.m}$

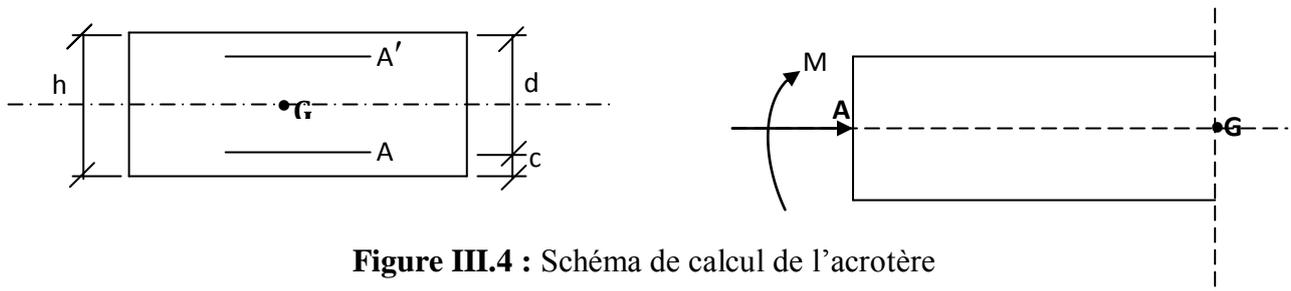
➤ **ELS** :

La combinaison de charges est:

- Effort normal de compression :  
 $N_s = G = 1.713 \text{ KN}$
- Moment de renversement :  
 $M_s = 0.60 \text{ KN.m}$

### III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur «  $h=10\text{cm}$  » et de largeur «  $b=100\text{cm}$  », soumise à un effort normal «  $N$  » et un moment de renversement «  $M$  ».



**Figure III.4** : Schéma de calcul de l'acrotère

Avec :

$h$  : Epaisseur de la section

$c$  et  $c'$  : Enrobage

$d = h - c$  : Hauteur utile

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues).

#### Remarque :

Les résultats des sollicitations, se résument en un effort normal de compression «  $N$  » et un moment de flexion «  $M$  ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on étudie la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

### III.1.4. Calcul des armatures a L'ELU :

#### III.1.4.1. Armatures principales :

##### A. Calcul de l'excentricité :

Position du centre de pression à L'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.313} = 38.91 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = 38.91 \text{ cm} > \frac{h}{2} - C = 2 \text{ cm}$$

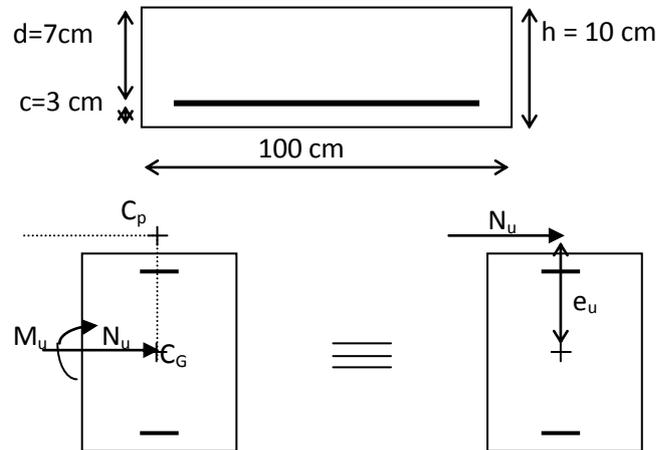


Figure III.5 section du béton en flexion

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composé.

##### B. Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

###### ❖ Moment fictif :

$$M_f = N_{u \times} (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.313 \times (0.3891 + 0.02) = 0.9462 \text{ KN.m}$$

###### ❖ Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \left( \frac{0.9462 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} \right) = 0.01359 < 0.392$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{C28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_f < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée (SSA)

$$\beta_1 = 0.993$$

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,9462 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,391 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{FeE}{\gamma} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

**C. Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,391 - \frac{2,313 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,391 - 0,066 = 0,325 \text{ cm}^2$$

**D. Vérification à l'ELU :**▪ **Condition de non fragilité (Art A.5.2.1 / BAEL 91) :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,713} = 0,357 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{35 - (0,455 \times 7)}{35 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,797 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée.}$$

**Conclusion**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :  $A_s = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA8**  $\Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**III.1.4.2. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA8**  $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**A. Vérification au cisaillement (A.5.3, 12 / BAEL91) :**

La fissuration est préjudiciable donc :

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

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Avec : ( $V_u$ ) L'effort tranchant à L'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,00214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**B. Vérification l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1.3) :**

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

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement} \quad \Psi_s = 1 \text{ (R L)} \quad ; \quad \Psi_s = 1,5 \text{ (H A)}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $\sum U_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

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

n : Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,23 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  La section est vérifiée.

**C. Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t < \min (3h; 33 \text{cm}) = 30 \text{cm}$

$$S_t = 25 \text{cm} \leq 30 \text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :  $S_t < \min (4h; 45 \text{cm}) = 40 \text{cm}$

$$S_t = 25 \text{cm} \leq 40 \text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**D. Ancrage des barres (Art A.6.1.1.23.BAEL 91) :**

La longueur de scellement «  $L_s$  » est donnée par :

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de  $0,6 L_s = 20 \text{ cm}$  et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

**III.1.5. vérifications à L'ELS :**

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.4.5.33) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ 0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \right\}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \max \left\{ 0.5 * 400; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right\} \right\} = \min \{ 266.6; \max \{ 200; 201.63 \} \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155$$

$$\text{D'où } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 7 \times 201} = 46,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- **Etat limite de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155 \Rightarrow K_1 = 47,89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 7 \times 201} = 46,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,89} \times 46,58 = 1,055 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**Conclusion :**

Les conditions étant vérifiées ; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

❖ **Le ferrailage adopté :**

- Armature principales .....4HA8/ml=2,01cm<sup>2</sup>/ml avec S<sub>t</sub> = 25 cm.
- Armature de répartitions .....4HA8/ml=2,01cm<sup>2</sup>/ml avec S<sub>t</sub> = 25 cm.

### III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99, Art 6.2.3) :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment,  $\Rightarrow A = 0,15$  (Zone II<sub>a</sub> et groupe d'usage 2)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale tiré du tableau 6.1 (RPA) variant entre 0,3 et 0,8 :  $\Rightarrow C_p = 0,8$

W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère  $\Rightarrow W_p = 1,713 \text{ kN/ml}$ .

L'action des forces sismiques horizontales « F<sub>p</sub> » doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante « Q »

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

#### Conclusion:

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

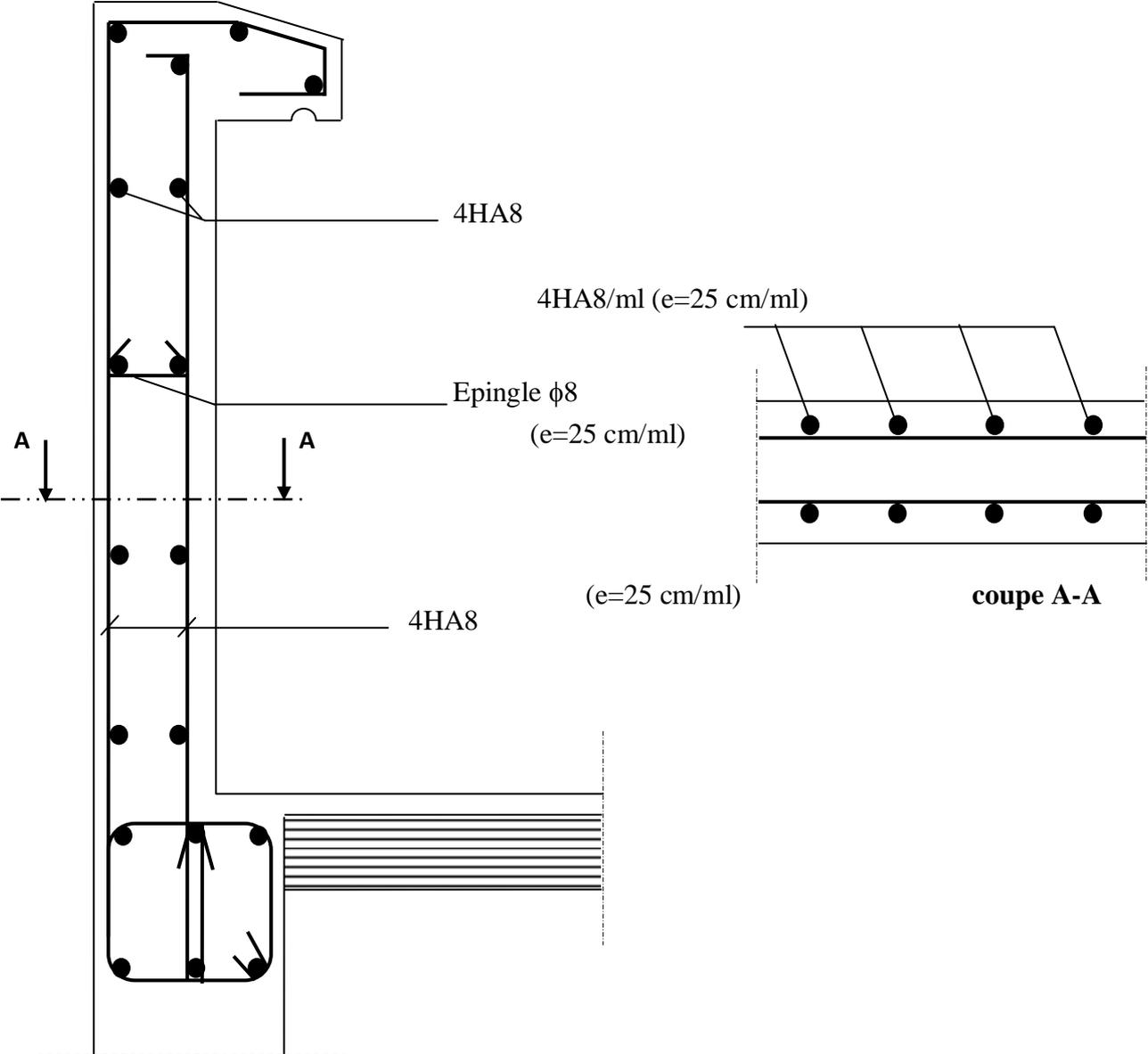


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.

### III.2. calcul des portes à faux :

Ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive du plancher et libre aux extrémités, le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur.

Nous avons deux types de porte à faux à calculer, porte à faux extérieur (balcon), et porte à faux intérieur.

#### III.2.1. Dimensionnement:

##### ❖ Porte à faux extérieur (balcon) :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, Il est réalisé en dalle pleine, entouré d'un garde de corps et en brique de hauteur  $h = 1m$ .

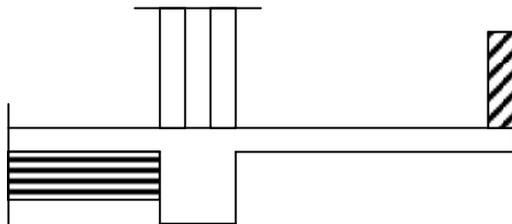


Figure III.7 : Porte à faux extérieur

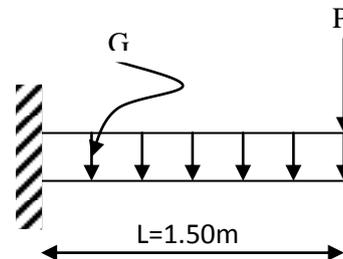


Figure III.8: Schéma statique du balcon

##### ❖ Porte à faux intérieur :

Il est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive, supportant un mur extérieur en brique creuse de hauteur  $h=2,91m$  et de 30cm d'épaisseur.

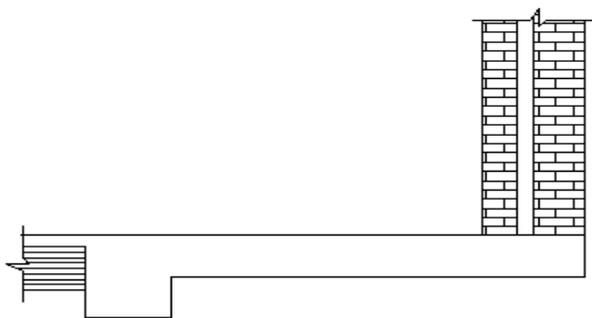


Figure III.9 : Porte à faux intérieur

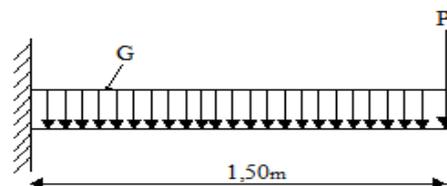


Figure III.10: Schéma statique du porte à faux intérieur

L'épaisseur de la dalle pleine pour les deux types est :  
 $e_p = 15 \text{ cm}$ . (déterminée dans le chapitre II)

### III.2.2. Détermination des charges et surcharges :

#### a- Charges permanentes :

❖ Tableau III.1 : Charges uniformément réparties.

	Balcon	Porte à faux intérieur
Dalle pleine : $e_p = 15$ cm	3,75 KN/m <sup>2</sup>	3,75 KN/m <sup>2</sup>
Revêtement Carrelage : $e_p = 2$ cm	0.40 KN/m <sup>2</sup>	0.40 KN/m <sup>2</sup>
Couche de mortier : $e_p = 2$ cm	0.40 KN/m <sup>2</sup>	0.40 KN/m <sup>2</sup>
Couche de sable : $e_p = 2$ cm	0.36 KN/m <sup>2</sup>	0.36 KN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment : $e_p = 2$ cm	0.20 KN/m <sup>2</sup>	0.20 KN/m <sup>2</sup>
<b>G</b>	<b>G<sub>1</sub> = 5.11 KN/m<sup>2</sup></b>	<b>G<sub>2</sub> = 5.11 KN/m<sup>2</sup></b>

Pour une bonde de 1m :  $G = G_1 = G_2 = 5.11 \times 1m = 5.11 \text{KN/ml}$ .

❖ Tableau III.2 : Charges concentrées.

	Balcon	Porte à faux intérieur
Garde corps en brique	1.3 KN/m <sup>2</sup>	/
Mur extérieur en double cloisons	/	2.85 KN/m <sup>2</sup>
<b>P (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>P<sub>1</sub> = 1.3 KN/m<sup>2</sup></b>	<b>P<sub>2</sub> = 2.85 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P (KN)</b>	<b>P<sub>1</sub> = 1.3 × 1 × 1 = 1.3 KN</b>	<b>P<sub>2</sub> = 2.85 × (3.06 – 0.15) × 1 = 8.29 KN</b>

#### b- Surcharge d'exploitation :

Les deux portes à faux ont la même surcharge d'exploitation qui est :  $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$ . Pour une bonde de 1m nous aurons :  $Q = 3.5 \text{KN/ml}$ .

### III.2.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Les portes à faux sont calculées en flexion simple.

#### A. Combinaisons des charges :

❖ Tableau III.3 : Combinaisons des charges à l'ELU.

	Balcon	Porte à faux intérieur
$q_{ui} = 1.35G_i + 1.5Q_i$	<b>q<sub>u1</sub> = 12.15 KN/ml</b>	<b>q<sub>u2</sub> = 12.15 KN/ml</b>
$P_{ui} = 1.35P_i$	<b>P<sub>u1</sub> = 1.755 KN</b>	<b>P<sub>u2</sub> = 11.192 KN</b>

**B. Les sollicitations :**

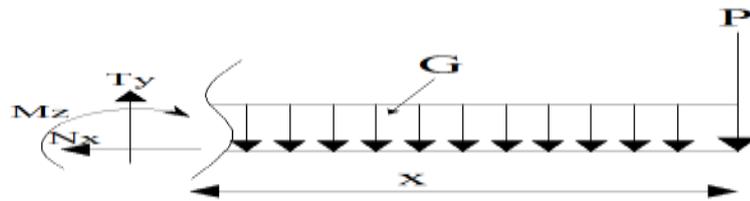


Figure III.11: Coupe du schéma statique.

❖ Tableau III.4 : Moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

	Balcon		Porte à faux intérieur	
	x = 0m	x = L = 1.5m	x = 0m	x = L = 1.5m
$M_{ui} = -\frac{q_{ui} * x^2}{2} - (P_{ui} * x)$	$M_{u1} = 0$	$M_{u1} = -16.3 \text{ KN.m}$	$M_{u2} = 0$	$M_{u2} = -30.46 \text{ KN.m}$
$V_{ui} = q_{ui} * x + P_{ui}$	$V_{u1} = 0$	$V_{u1} = 19.98 \text{ KN}$	$V_{u2} = 0$	$V_{u2} = 29.417 \text{ KN}$

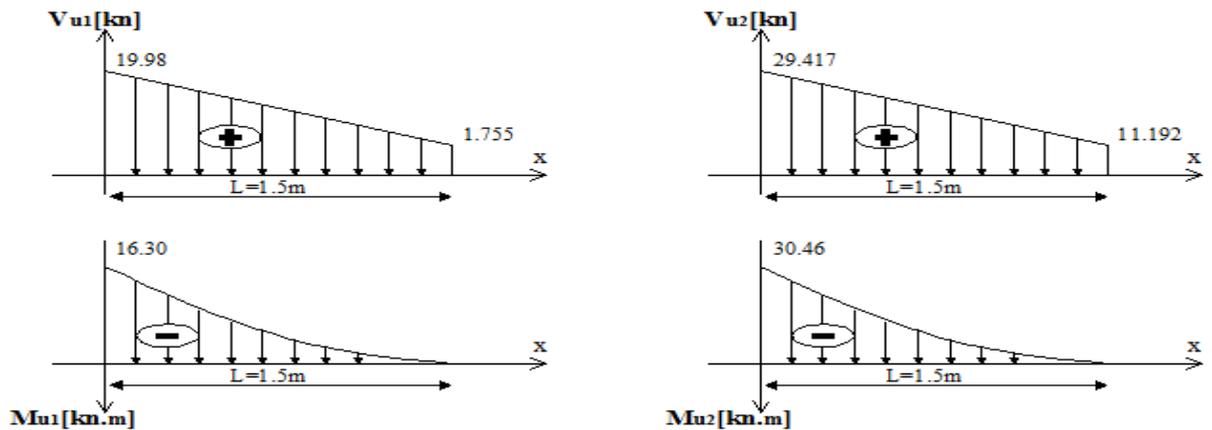


Figure III.12: Diagrammes des efforts internes des portes à faux à l'ELU.

**III.2.4. Ferrailage :**

**A. Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \text{ avec : } b = 100\text{cm}, d = h - c = 12\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

❖ Tableau III.5 : Coefficients  $\mu$  et  $\beta$  et le type d'armature pour la section.

	Balcon	Porte à faux intérieur
$\mu_i$	$\mu_1 = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$	$\mu_2 = 0,148 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$
$\beta_i$	$\beta_1 = 0,958$	$\beta_2 = 0,919$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}, \text{ avec: } \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

❖ Tableau III.6 : Armatures et leurs espacements.

	<b>Balcon</b>	<b>Porte à faux intérieur</b>
$A_{sti}$	$A_{st1} = 4.074 \text{ cm}^2$	$A_{st2} = 7.937 \text{ cm}^2$
Section adoptée	<b>5HA12 = 5,65cm<sup>2</sup></b>	<b>6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup></b>
Espacement $S_t$	$S_t = 20\text{cm}$	$S_t = 16 \text{ cm}$

Avec :  $S_t = b / \text{nombre de barre.}$

### B. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

❖ Tableau III.7 : armatures de répartitions et leurs espacements.

	<b>Balcon</b>	<b>Porte à faux intérieur</b>
$A_{ri}$	$A_{r1} = 1.413 \text{ cm}^2$	$A_{r2} = 2.31 \text{ cm}^2$
Section adoptée	<b>4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup></b>	<b>4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup></b>
Espacement $S_t$	$S_t = 25\text{cm}$	$S_t = 25\text{cm}$

Avec :  $S_t = b / \text{nombre de barre.}$

## III.2.5 Vérifications à l'ELU :

### A. Vérification de l'espacement des barres :

Armature principales :  $S_{t \min} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

Armature de répartition :  $S_{t \min} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.}$

❖ Tableau III.8 : Vérification de l'espacement des barres.

	<b>Balcon</b>		<b>Porte à faux intérieur</b>	
Armature principales	$S_t = 20\text{cm} < 33 \text{ cm.}$	<b>C.V</b>	$S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$	<b>C.V</b>
Armature de répartition	$S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm.}$	<b>C.V</b>	$S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm.}$	<b>C.V</b>

**B. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1 / BAEL 91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

❖ Tableau III.9 : Vérification de la condition de non fragilité.

	<b>Balcon</b>	<b>Porte à faux intérieur</b>
Vérification	$A_{st1} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$	$A_{st2} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$
	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**C. Vérification de la condition d'adhérence des barres (Art A6.1, 3 BAEL 91) :**

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$  avec  $U_i$ : périmètre utile de la barre  $\left\{ \begin{array}{l} \text{balcon: } \sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm} \\ \text{p. à. f. i: } \sum U_i = 6 \times 3.14 \times 1,4 = 26,38 \text{ cm} \end{array} \right.$

❖ Tableau III.10 : Vérification de la condition d'adhérence des barres.

	<b>Balcon</b>	<b>Porte à faux intérieur</b>
Vérification	$\tau_{se1} = 0,982 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$	$\tau_{se2} = 1.033 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$
	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**D. Vérification au cisaillement (Art : A.5.1, 1 et A.5.1,211/ BAEL91) :**

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

Avec :

**balcon** :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$  (fissuration préjudiciable).

**porte à faux intérieur** :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$  (fissuration non préjudiciable).

❖ Tableau III.11 : Vérification au cisaillement.

	<b>Balcon</b>	<b>Porte à faux intérieur</b>
Vérification	$\tau_{u1} = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$	$\tau_{u2} = 0.245 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$
	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**e. Ancrage des barres (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{MPa}, \psi_s = 1.5$$

Longueur des crochets  $L_a = 0,4 L_s$  (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

❖ Tableau III.12 : Longueur des scellements droits et longueur des crochets.

	<b>Balcon</b>	<b>Porte à faux intérieur</b>
$L_s$	$L_s = 42.25 \text{ cm}$	$L_s = 49.30 \text{ cm}$
$L_a$	$L_a = 16.9 \text{ cm}$	$L_a = 19.72 \text{ cm}$

**III.2.6 Calcul à l'état limite service (ELS) :**

**A. La combinaison des charges :**

❖ Tableau III.13 : Combinaison des charges à l'ELS.

	<b>Balcon</b>	<b>Porte à faux intérieur</b>
$q_{si} = G_i + Q_i$	$q_{s1} = 8.61 \text{ KN/ml}$	$q_{s2} = 8.61 \text{ KN/ml}$
$P_{si} = P_i$	$P_{s1} = 1.3 \text{ KN}$	$P_{s2} = 8.29 \text{ KN}$

**B. Les sollicitations :**

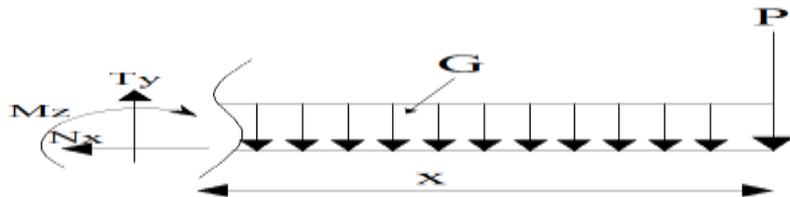


Figure III.13: Coupe du schéma statique.

❖ Tableau III.14 : Moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

	<b>Balcon</b>		<b>Porte à faux intérieur</b>	
	$x = 0\text{m}$	$x = L = 1.5\text{m}$	$x = 0\text{m}$	$x = L = 1.5\text{m}$
$M_{si} = -\frac{q_{si} * x^2}{2} - (P_{si} * x)$	$M_{s1} = 0$	$M_{s1} = -11.64 \text{ KN.m}$	$M_{s2} = 0$	$M_{s2} = -22.12 \text{ KN.m}$
$V_{si} = q_{si} * x + P_{si}$	$V_{s1} = 0$	$V_{s1} = 14.215 \text{ KN}$	$V_{s2} = 0$	$V_{u2} = 21.205 \text{ KN}$

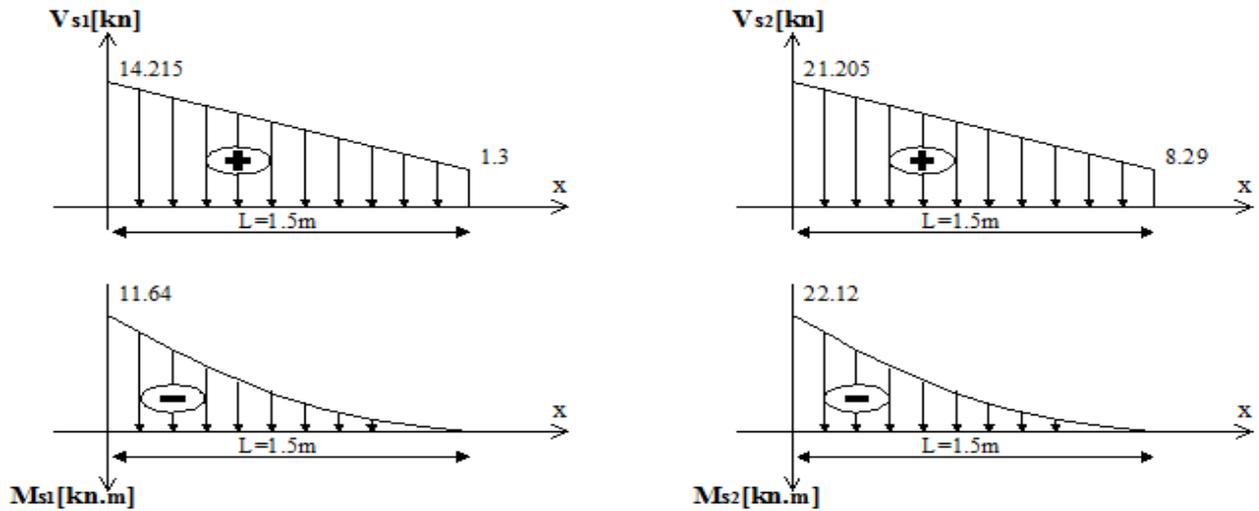


Figure III.14: Diagrammes des efforts internes des portes à faux à l'ELS.

### III.2.7. Vérification à l'ELS :

#### A. Etat limite de compression du béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

On doit vérifier que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \Rightarrow \text{Des tables, on aura : } \{\beta_1; K_1\}$$

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

❖ Tableau III.15 : Vérification d'état limite de compression du béton à l'ELS.

	Balcon	Porte à faux intérieur
$\rho_1$	0.77	0.47
$\beta_1$	0.874	0.896
$K_1$	24.68	33.08
$\sigma_s$	197.40 MPa	191.61 MPa
$\sigma_{bc}$	7.99 MPa	5.79 MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ C.V

**B. Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures) :**

▪ Porte à faux intérieur :

Pour le porte à faux intérieur la fissuration est considéré peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

▪ Porte à faux extérieur (balcon) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ 0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \right\}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \max \left\{ 0.5 * 400; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right\} \right\} = \min \{ 266.6; \max \{ 200; 201.63 \} \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0,471 \Rightarrow \beta_1 = 0,896$

D'où :  $\sigma_{st} = \frac{11.64 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 565} = 191.61 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  ..... **C.V.**

**a. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 /BAEL 91) :**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$

❖ Tableau III.16 : Vérification de l'état limite de déformation.

Balcon		Porte à faux intérieur	
$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$	<b>C.V</b>	$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$	<b>C.V</b>
$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$	<b>C.V</b>	$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0077 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$	<b>C.V</b>
$\frac{h}{L} = 0.1 = \frac{M_s}{10M_0} = 0.1$	<b>C.V</b>	$\frac{h}{L} = 0.1 = \frac{M_s}{10M_0} = 0.1$	<b>C.V</b>
<b>Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche est dispensable.</b>			

III.2.8. Plan de ferrailage :

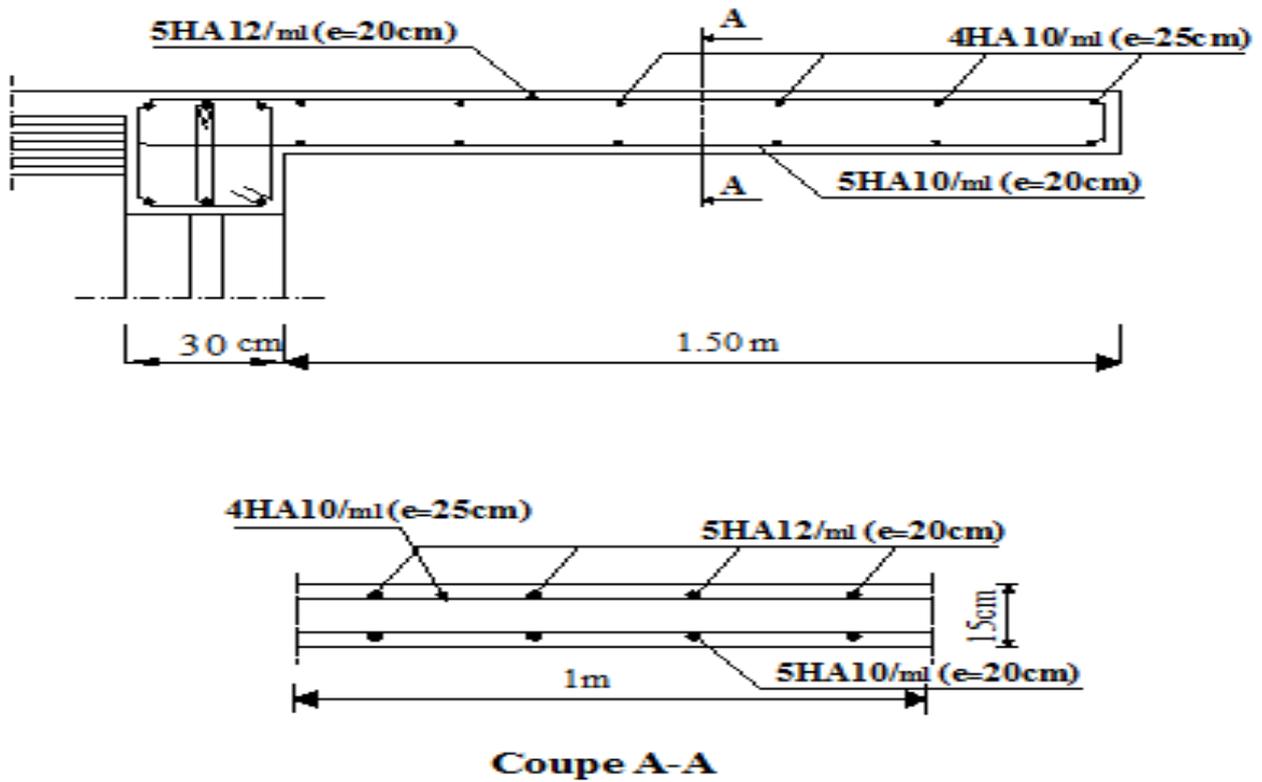


Figure III.15 : Ferrailage du porte à faux extérieur (balcon).

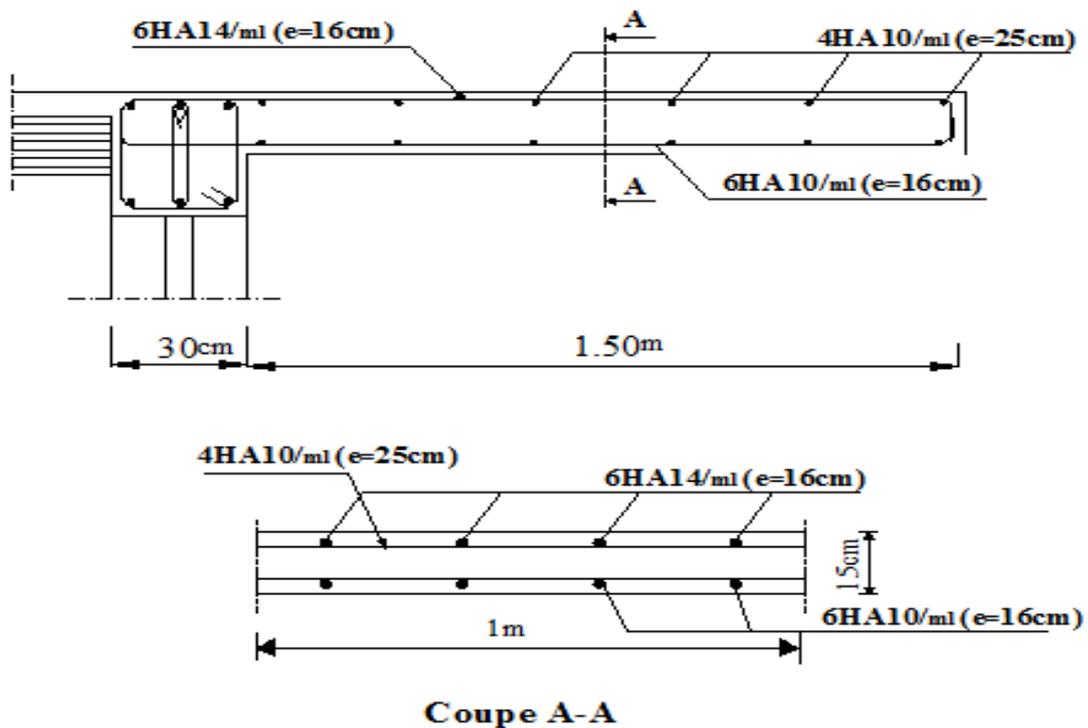


Figure III.16 : Ferrailage du porte à faux intérieur.

### III.3. Calcul des Planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont, des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, (sens longitudinal).

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité.

Il est constitué :

- **Nervures (poutrelles) de section en T** : elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est égale à **65cm**.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu, et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16cm.
- **Dalle de compression** : son épaisseur est de 4 cm, réalisé en béton, comportant un quadrillage d'armature ayant pour but :
  - limité le risque de fissuration par retrait ;
  - résister aux efforts des charges appliqués sur les surfaces réduites.

#### III.3.1. Calcul de la dalle de compression (BAEL 99 art 8.6,423) :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance TLE520, les dimensions des mailles seront au plus égales :

- **20cm** : pour les barres ( $A_{\perp}$ ) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- **33cm** : pour les barres ( $A_{//}$ ) parallèles aux poutrelles (nervures).

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après :

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles** :
  - $A_{\perp} \geq 200/f_e$  : pour  $l \leq 50cm$ .
  - $A_{\perp} \geq 4 \times l/f_e$  : pour  $50cm \leq l \leq 80cm$ .
- **Armature perpendiculaire aux poutrelles** :
  - $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$ .

avec :

- $l$  : entre axe des poutrelles.
- $A_{\perp}$  et  $A_{//}$  : armatures en  $cm^2/ml$ .
- $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier (MPa).

### III.3.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :

#### a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Nous avons l'entraxe des poutrelles  $l = 65\text{cm}$ , donc :

$$A_{\perp} \geq 4 \times l / f_e = 4 \times 65 / 520 = 260 / 520 = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adoptera donc pour :  $5T5 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , avec un espacement  $e = 20\text{cm}$ .

#### b. Armature parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adoptera donc pour :  $5T5 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , avec un espacement  $e = 20\text{cm}$ .

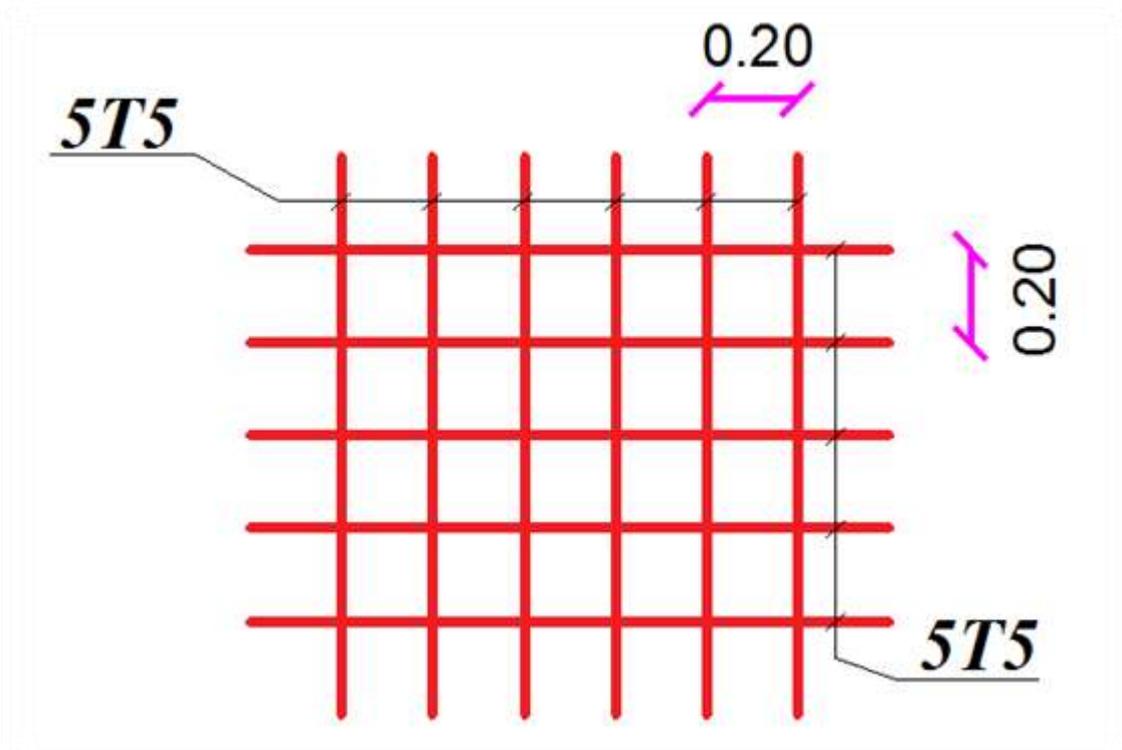


Figure III.17 : Ferrailage de la dalle de compression.

### III.3.1.3. Conclusion :

On utilisera donc pour le ferrailage de la dalle pleine un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $[(5 \times 5; 200 \times 200) \text{mm}^2]$ .

### III.3.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti, et le calcul se fait en deux étapes, avant et après coulage.

#### III.3.2.1. Etape I : avant coulage :

La poutrelle préfabriquée dont la section est estimée à  $4 \times 12 \text{ cm}^2$ , est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

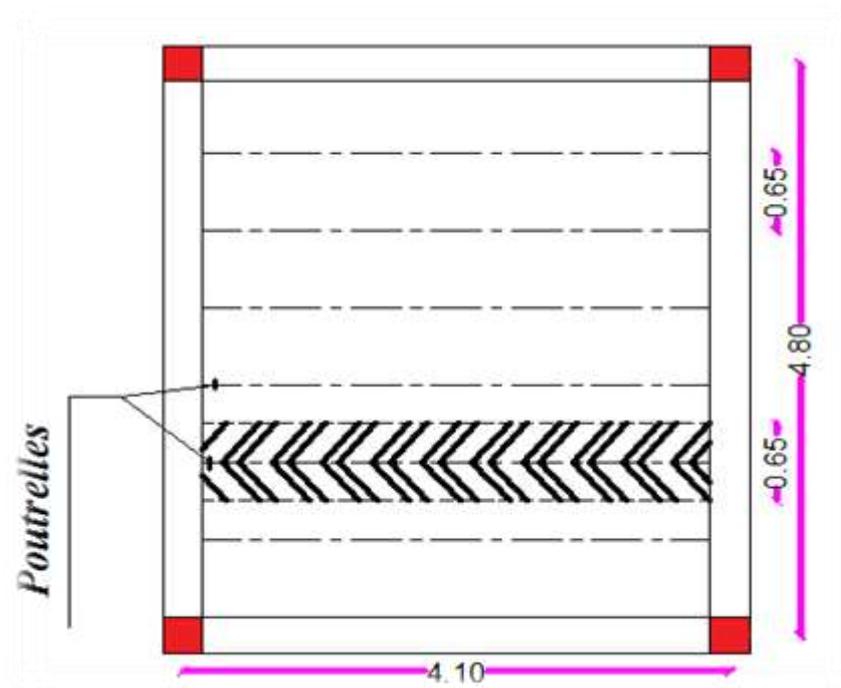


Figure III.18 : Surface revenant aux poutrelles

#### III.3.2.1.1. Chargements :

- Poids propre des poutrelles :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$ .
- Le poids de l'ouvrier : le poids d'un ouvrier est estimé à  $100 \text{ Kg} = 1 \text{ KN/ml}$ .

$$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

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

#### III.3.2.1.2. Combinaison d'action à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 1 + 1.5 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

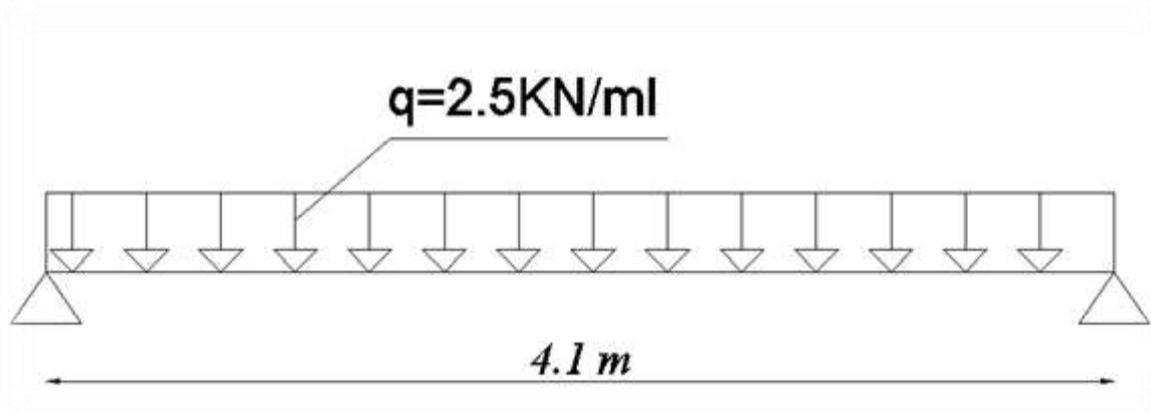


Figure III.19 : chargement de la poutrelle à l'ELU.

### III.3.2.1.3. Moment fléchissant et effort tranchant :

- Moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.1^2}{8} = 5.25 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{2.5 \times 4.1}{2} = 5.13 \text{ KN}$$

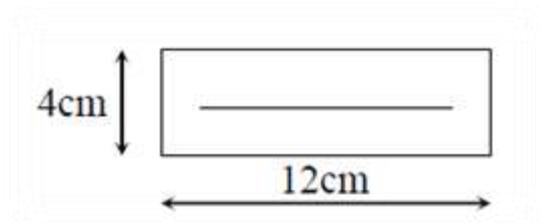


Figure III.20 : coupe transversale de poutrelle.

### III.3.2.1.4. Calcul des armatures :

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

Avec :  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = h - c$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $d = 2 \text{ cm}$  ( $d$  : hauteur utile)

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{5.25 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.7 \rightarrow \mu = 7.7 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction (section doublement armée), ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

- Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires :

Le moment limite correspondant à une S.S.A (section simplement armée) est égale à :

$$M_{ul} = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 12 \times 2^2 \times 14.2 = 0.267 \text{ KN.m}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$L_{max} = \sqrt{\frac{M_{ul} \times 8}{q_u}} \Rightarrow L_{max} = \sqrt{\frac{0.267 \times 8}{2.5}} = 0.92 \text{ m}$$

$$L_{max} = 92 \text{ cm}$$

Donc nous disposerons des étais avec un espacement inférieur à 92 cm, (80cm à 90cm).

### III.3.2.2. Etape II : après coulage de la dalle de compression :

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

❖ Tableau III.17 : poids propres et surcharges des planchers.

Planchers	$G(KN/ml)$	$Q(KN/ml)$
Plancher terrasse	$6.11 \times 0.65 = 3.97$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher à usage d'habitation	$5.43 \times 0.65 = 3.53$	$1.5 \times 0.65 = 0.98$
Plancher à usage commercial	$5.43 \times 0.65 = 3.53$	$2.5 \times 0.65 = 1.63$

❖ Tableau III.18 : Combinaison de charge à l'ELU et à l'ELS.

Planchers	ELU (1.35G+1.5Q) KN/ml	ELS (G+Q) KN/ml
Plancher terrasse	6.33	4.62
Plancher à usage d'habitation	6.24	4.51
Plancher à usage commercial	7.21	5.16

#### Remarque :

On remarque bien que le chargement le plus défavorable est celui revenant au plancher **RDC**, donc le plancher le plus sollicité étant le **RDC**, c'est sur ce dernier que les calculs seront menés.

#### III.3.2.2.1. Dimensions de la poutrelle (B.A.E.L /Art A.4.1, 3) :

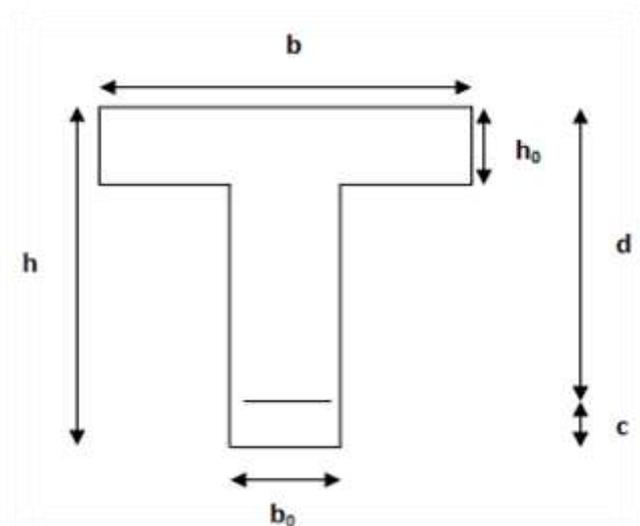


Figure III.21 : Caractéristiques géométriques de la section en T.

La largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la condition ci-après :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L_0 - b_0}{2}\right)$$

Avec :  $L_0 = 65\text{cm}$  (distance entre axe).

$L = 410\text{ cm}$  (longueur de la plus grande travée).

$b_0 = 12\text{ cm}$ .

$$b_1 \leq \min\left(\frac{410}{10}; \frac{65 - 12}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(41\text{ cm}; 26.5\text{ cm})$$

$$b_1 = 26.5\text{ cm}$$

D'où :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{ cm}$

### III.3.2.2.2. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type du plancher, à l'aide es méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de QUAQUOT ;
- Méthode des trois moments.

#### A. Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire [BAEL 91 modifier 99 et DTU associer, chapitre 3.III.4 (Jean-Pierre MOUGIN)]:

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

avec :  $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$  et  $2G = 2 \times 5.43 = 10.86\text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5\text{ KN/m}^2 < 5\text{ KN/m}^2$  .....C.V.

2) La fissuration est non préjudiciable.....C.V.

3) Les moments d'inerties des sections transversales sont le mêmes dans les différentes travées.....C.V.

4) Les Portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

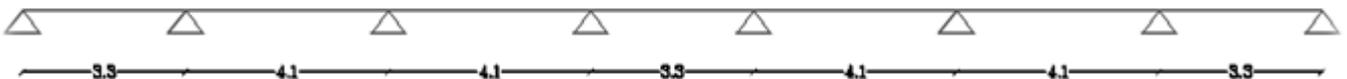


Figure III.22 : les portées successives des travées.

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.3}{4.1} = 0.804$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4.1}{4.1} = 1$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.1}{3.3} = 1.24$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{3.3}{4.1} = 0.804$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{4.1}{4.1} = 1$$

$$\frac{L_6}{L_7} = \frac{4.1}{3.3} = 1.24$$

.....C.V.

#### Conclusion :

Dans notre cas, la méthode forfaitaire est appliquée.

### III.3.2.2.3. Présentation de la méthode forfaitaire [BAEL 91 modifier 99 et DTU associer, chapitre 3.III.4 (Jean-Pierre MOUGIN)]:

➤ **Principe de la méthode :**

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

- $\alpha$  le rapport des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ .
- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison, supportant une charge uniformément répartie  $q$ , dont  $L$  est la longueur entre nus des appuis.
- $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche ( $w$ ) et de droite ( $e$ ) dans la travée considérée.
- $M_t$  le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  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 appui intermédiaire doit être au moins égale à :
  - $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées ;
  - $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
  - $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

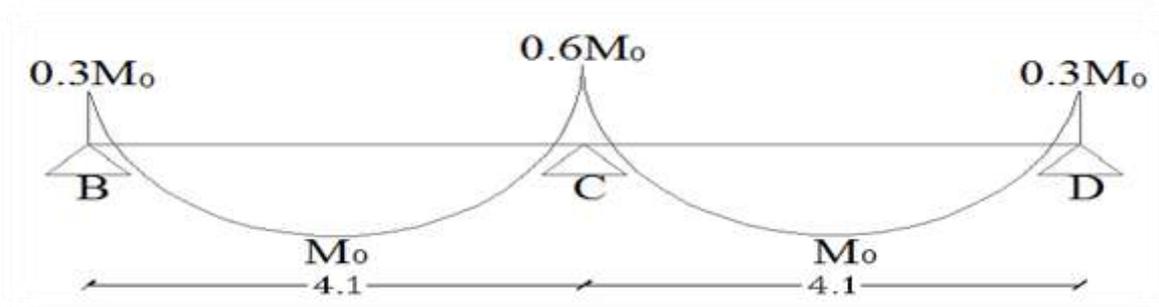
### III.3.2.2.4. Calcul des poutrelles avec la méthode forfaitaire :

Nous avons deux types de poutrelles (type1 : poutrelle à deux travées ; type2 : poutrelle à sept travées), donc on aura à étudier les deux types.

❖ **Calculs des coefficients :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.43} = 0.315 \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.647 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.547 \end{array} \right.$$

**A. Etude de la poutrelle type1 :**



**Figure III.23 :** Coefficients forfaitaire pour les moments sur appuis (type1).

**a. Calcul des moments fléchissant :**

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

Avec :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 7.21 \text{ KN/ml}$  ;  $L = 4.1\text{m}$ .

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{7.21 \times 4.1^2}{8} = \mathbf{15.15 \text{ KN.m}}$$

**b. Calcul des moments aux appuis :**

$$M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 15.15 = \mathbf{4.545 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.6M_0 = 0.6 \times 15.15 = \mathbf{9.09 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 15.15 = \mathbf{4.545 \text{ KN.m}}$$

**c. Calcul des moments en travées :**

➤ Travée (BC) :

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.647M_0 = \mathbf{9.802 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{1.}$$

$$M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_B + M_C}{2} ; \text{avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq (1.095M_0 - \frac{M_B + M_C}{2}) = \mathbf{9.772 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{2.}$$

De 1 et 2 on prend :  $M_{tBC} = \mathbf{9.802 \text{ KN.m}}$

➤ Travée (CD) :

La travée (CD) est la même que la travée (BC) donc :

$$M_{tBC} = M_{tCD} = \mathbf{9.802 \text{ KN.m}}$$

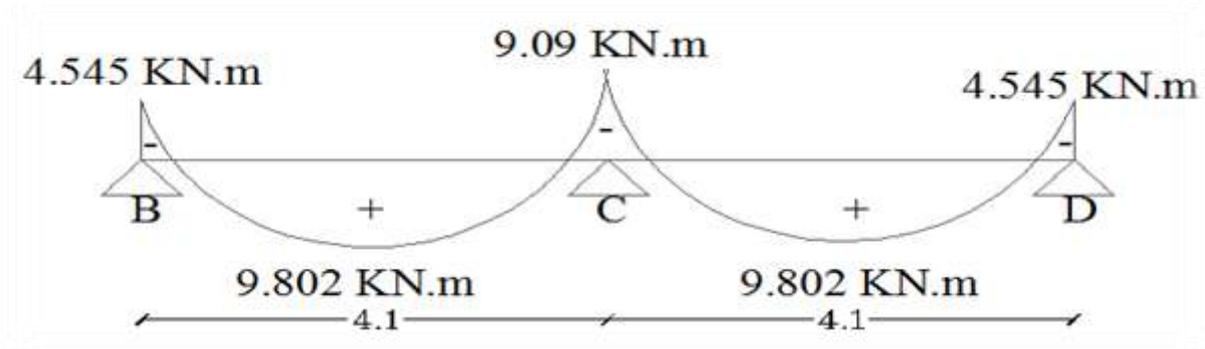


Figure III.24 : diagrammes des moments (type1).

**d. Calcul des efforts tranchants :**

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

➤ Travée (BC) :

$$V_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-9.09) - (-4.545)}{4.1} = 13.672 \text{ KN.}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-9.09) - (-4.545)}{4.1} = -15.889 \text{ KN.}$$

➤ Travée (CD) :

$$V_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-4.545) - (-9.09)}{4.1} = 15.889 \text{ KN.}$$

$$V_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-4.545) - (-9.09)}{4.1} = -13.672 \text{ KN.}$$

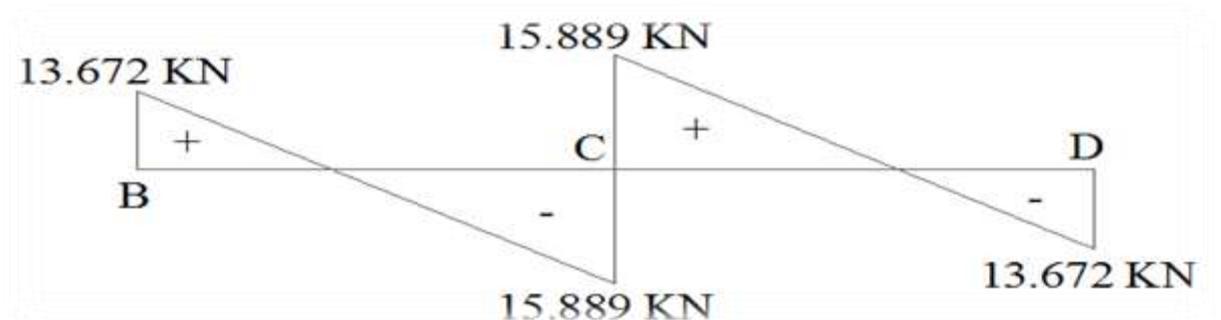


Figure III.26 : diagrammes des efforts tranchants (type1).

### B. Etude de la poutrelle type2 :

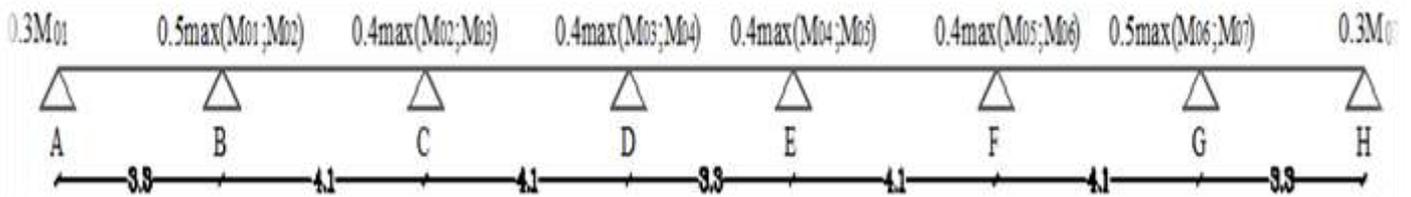


Figure III.27 : Coefficients forfaitaire pour les moments sur appuis (type2).

#### a. Calcul des moments fléchissant :

$$M_{01} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{7.21 \times 3.3^2}{8} = \mathbf{9.815 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{7.21 \times 4.1^2}{8} = \mathbf{15.15 \text{ KN.m}}$$

$$M_{03} = M_{02} = \mathbf{15.15 \text{ KN.m}}$$

$$M_{04} = M_{01} = \mathbf{9.815 \text{ KN.m}}$$

$$M_{05} = M_{02} = \mathbf{15.15 \text{ KN.m}}$$

$$M_{06} = M_{02} = \mathbf{15.15 \text{ KN.m}}$$

$$M_{07} = M_{01} = \mathbf{9.815 \text{ KN.m}}$$

#### b. Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 9.815 = \mathbf{2.945 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 15.15 = \mathbf{7.575 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 15.15 = \mathbf{6.06 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0.4 \times 15.15 = \mathbf{6.06 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.4 \max(M_{04}; M_{05}) = 0.4 \times 15.15 = \mathbf{6.06 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.4 \max(M_{05}; M_{06}) = 0.4 \times 15.15 = \mathbf{6.06 \text{ KN.m}}$$

$$M_G = 0.5 \max(M_{06}; M_{07}) = 0.5 \times 15.15 = \mathbf{7.575 \text{ KN.m}}$$

$$M_H = 0.3M_{07} = 0.3 \times 9.815 = \mathbf{2.945 \text{ KN.m}}$$

**c. Calcul des moments en travées :**

➤ Travée (AB) :

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.647 M_{01} = 0.647 \times 9.815 = \mathbf{6.350 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{1.}$$

$$M_{tAB} \geq \max\{1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_A + M_B}{2}; \text{ avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq \left(1.095M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}\right) = \mathbf{5.487 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{2.}$$

De 1 et 2 on prend :  $M_{tAB} = \mathbf{6.350 \text{ KN.m}}$ 

➤ Travée (BC) :

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.547 M_{02} = 0.547 \times 15.15 = \mathbf{8.287 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{1.}$$

$$M_{tBC} \geq \max\{1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_B + M_C}{2}; \text{ avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq \left(1.095M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}\right) = \mathbf{9.681 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{2.}$$

De 1 et 2 on prend :  $M_{tBC} = \mathbf{9.681 \text{ KN.m}}$ 

➤ Travée (CD) :

$$M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.547 M_{03} = 0.547 \times 15.15 = \mathbf{8.287 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{1.}$$

$$M_{tCD} \geq \max\{1.05M_{03}; (1 + 0.3\alpha)M_{03}\} - \frac{M_C + M_D}{2}; \text{ avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$\Rightarrow M_{tCD} \geq \left(1.095M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}\right) = \mathbf{10.529 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{2.}$$

De 1 et 2 on prend :  $M_{tCD} = \mathbf{10.529 \text{ KN.m}}$ 

➤ Travée (DE) :

$$M_{tDE} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.547 M_{04} = 0.547 \times 9.815 = \mathbf{5.369 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{1.}$$

$$M_{tDE} \geq \max\{1.05M_{04}; (1 + 0.3\alpha)M_{04}\} - \frac{M_D + M_E}{2}; \text{ avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$\Rightarrow M_{tDE} \geq \left(1.095M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2}\right) = \mathbf{4.687 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{2.}$$

De 1 et 2 on prend :  $M_{tDE} = \mathbf{5.369 \text{ KN.m}}$

➤ Travée (EF) :

$$M_{tEF} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{05} = 0.547M_{05} = 0.547 \times 15.15 = \mathbf{8.287 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{1.}$$

$$M_{tEF} \geq \max\{1.05M_{05}; (1 + 0.3\alpha)M_{05}\} - \frac{M_E + M_F}{2} ; \text{avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$\Rightarrow M_{tEF} \geq \left(1.095M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2}\right) = \mathbf{10.529 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{2.}$$

De 1 et 2 on prend :  $M_{tEF} = \mathbf{10.529 \text{ KN.m}}$

➤ Travée (FG) :

$$M_{tFG} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{06} = 0.547M_{06} = 0.547 \times 15.15 = \mathbf{8.287 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{1.}$$

$$M_{tFG} \geq \max\{1.05M_{06}; (1 + 0.3\alpha)M_{06}\} - \frac{M_F + M_G}{2} ; \text{avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$\Rightarrow M_{tFG} \geq \left(1.095M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2}\right) = \mathbf{9.681 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{2.}$$

De 1 et 2 on prend :  $M_{tFG} = \mathbf{9.681 \text{ KN.m}}$

➤ Travée (GH) :

$$M_{tGH} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{07} = 0.647M_{07} = 0.647 \times 9.815 = \mathbf{6.350 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{1.}$$

$$M_{tGH} \geq \max\{1.05M_{07}; (1 + 0.3\alpha)M_{07}\} - \frac{M_G + M_H}{2} ; \text{avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$\Rightarrow M_{tGH} \geq \left(1.095M_{07} - \frac{M_G + M_H}{2}\right) = \mathbf{5.487 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots \mathbf{2.}$$

De 1 et 2 on prend :  $M_{tGH} = \mathbf{6.350 \text{ KN.m}}$

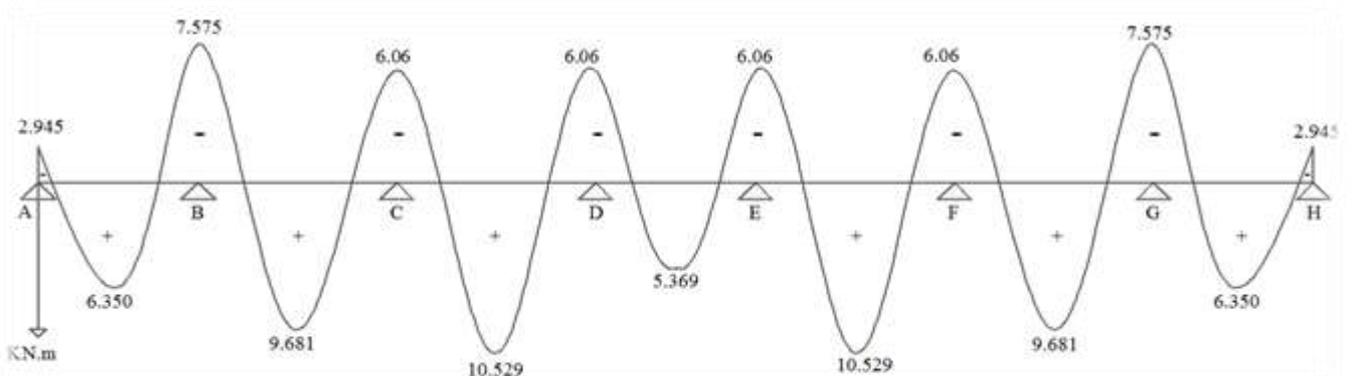


Figure III.28 : Diagramme des moments (type2).

**d. Calcul des efforts tranchants :**

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

➤ Travée (AB) :

$$V_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{BC}} = \frac{7.21 \times 3.3}{2} + \frac{(-7.575) - (-2.945)}{3.3} = \mathbf{10.493 \text{ KN.}}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{BC}} = -\frac{7.21 \times 3.3}{2} + \frac{(-7.575) - (-2.945)}{3.3} = \mathbf{-13.299 \text{ KN.}}$$

➤ Travée (BC) :

$$V_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-6.06) - (-7.575)}{4.1} = \mathbf{15.150 \text{ KN.}}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-6.06) - (-7.575)}{4.1} = \mathbf{-14.411 \text{ KN.}}$$

➤ Travée (CD) :

$$V_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-6.06) - (-6.06)}{4.1} = \mathbf{14.781 \text{ KN.}}$$

$$V_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-6.06) - (-6.06)}{4.1} = \mathbf{-14.781 \text{ KN.}}$$

➤ Travée (DE) :

$$V_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7.21 \times 3.3}{2} + \frac{(-6.06) - (-6.06)}{3.3} = \mathbf{11.897 \text{ KN.}}$$

$$V_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{7.21 \times 3.3}{2} + \frac{(-6.06) - (-6.06)}{3.3} = \mathbf{-11.897 \text{ KN.}}$$

➤ Travée (EF) :

$$V_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-6.06) - (-6.06)}{4.1} = \mathbf{14.781 \text{ KN.}}$$

$$V_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-6.06) - (-6.06)}{4.1} = \mathbf{-14.781 \text{ KN.}}$$

➤ Travée (FG) :

$$V_F = \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-7.575) - (-6.06)}{4.1} = \mathbf{14.411 \text{ KN.}}$$

$$V_G = -\frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -\frac{7.21 \times 4.1}{2} + \frac{(-7.575) - (-6.06)}{4.1} = \mathbf{-15.150 \text{ KN.}}$$

➤ Travée (GH) :

$$V_G = \frac{q_u \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = \frac{7.21 \times 3.3}{2} + \frac{(-2.945) - (-7.575)}{3.3} = \mathbf{13.299 \text{ KN.}}$$

$$V_H = -\frac{q_u \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = -\frac{7.21 \times 3.3}{2} + \frac{(-2.945) - (-7.575)}{3.3} = \mathbf{-10.493 \text{ KN.}}$$

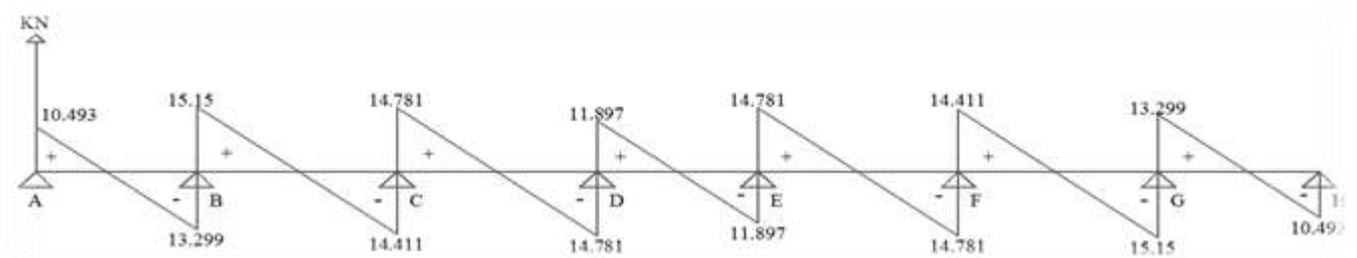


Figure III.29 : Diagramme des efforts tranchants (type2).

### III.3.2.2.5. Calcul d'armatures :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

Le moment max en travée a été donné par la poutrelle de type2 :

$$M_{t \max} = \mathbf{10.592 \text{ KN.m}},$$

Quand au moment max sur appuis, il a été donné par la poutrelle de type1 :

$$M_{ap \max} = \mathbf{9.09 \text{ KN.m}}.$$

#### A. Armatures longitudinales :

##### a. En travée ( $M_{t \max} = 10.592 \text{ KN.m}$ ) :

On doit en premier lieu trouvé la position de l'axe neutre, pour ce faire on a à vérifier les conditions suivantes :

- Si :  $M_{t \max} > M_{tab} \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la nervure.
- Si :  $M_{t \max} < M_{tab} \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Avec :  $M_{tab}$  : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - 0.5h_0) \text{ avec } : d = h - c = 20 - 2 = 18cm$$

$$M_{tab} = 14.2 * 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.5 \times 0.04) = 59.072 KN.m$$

$M_{t max} = 10.529KN.m < M_{tab} = 59.072 KN.m \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire (65cm × 20cm).

$$\mu = \frac{M_{t max}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.529}{14.2 * 10^3 \times 0.65 \times 0.18^2}$$

$$\mu = 0.0352$$

$$\mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots S.S.A.$$

$$\mu = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.9825.$$

$$A_{st} = \frac{M_{t max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.529 * 10^3}{0.9825 \times 18 \times 348} = 1.711cm^2$$

Soit :  $A_{st} = 3HA10 = 2.35cm^2$ .

**b. Sur appuis ( $M_{ap max} = 9.09KN.m$ ) :**

$$\mu = \frac{M_{ap max}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{9.09}{14.2 * 10^3 \times 0.12 \times 0.18^2} = 0.164$$

$$\mu = 0.164 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots S.S.A.$$

$$\mu = 0.164 \Rightarrow \beta = 0.910.$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.09 * 10^3}{0.910 \times 18 \times 348} = 1.595cm^2$$

Soit :  $A_{ap} = 1HA10 + 1HA12 = 1.92cm^2$ .



Figure III.30 : section rectangulaire considérée.

**B. Vérifications à l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité (BAEL/Art :A.4.2,1) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 * \frac{2.1}{400} = 1.413 cm^2$$

• **En travée :**

$A_{st} = 2.35 cm^2 > A_{min} = 1.413 cm^2 \dots \dots \dots C.V.$

- **Sur appuis :**

$$A_{ap} = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.413 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- b. Vérification de l'effort tranchant (Art : A.5.1,1 et A.5.1,211/ BAEL91):**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d}$$

Avec :

$$V_u^{max} = 15.889 \text{ KN (effort tranchant maximal, donné par la poutrelle de type 1).}$$

$$\tau_u = \frac{15.889 * 10^3}{120 * 180} = 0.736 \text{ MPa.}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable nous avons :

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

$$\tau_u = 0.736 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- c. Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :**

$$\frac{2V_u}{b_0 * 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 * 15.889 * 10^3}{120 * 0.9 * 180} \leq 0.8 \frac{25}{1.5}$$

$$1.635 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- **Sur l'acier :**

- **Appuis de rive (Art 5.1.1, 312 / BAEL91) :**

$$A_{s \text{ min anc}} = \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} = \frac{1.15 * 15.889 * 10}{400} = 0.457 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min anc}} = 0.457 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- **Appuis intermédiaire (Art A.5.1, 321 / BAEL91) :**

$$M_{ap \text{ max}} = 9.09 \text{ KN.m.}$$

$$0.9d * V_u^{max} = 0.9 * 0.18 * 15.889 = 2.574 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap \text{ max}} > 0.9d * V_u^{max} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**d. Ancrage des barres (Art A.6.1, 22 / BAEL91):**

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_s} = \frac{1 * 400}{4 * 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

$$\text{Longueur d'ancrage mesuré hors crochets : } L_c = 0.4 L_s = 0.4 * 35.27 = 14.11 \text{ cm.}$$

**e. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (Art. A.6.1, 3 / BAEL91):**

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 2 * 3.14 * 1.0 = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.889 * 10^3}{0.9 * 180 * 62.8} = 1.562 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.562 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**C. Vérification à l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

**• Combinaison de charge a l'ELS:**

$$q_s = (G + Q) * 0.65 = (5.43 + 2.5) * 0.65 = 5.16 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le rapport  $\frac{q_s}{q_u}$ .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.16}{7.21} = 0.716$$

$$M_{ts}^{max} = M_{tu}^{max} * \frac{q_s}{q_u} = 10.592 * 0.716 = 7.584 \text{ KN.m}$$

$$M_{aps}^{max} = M_{apu}^{max} * \frac{q_s}{q_u} = 9.09 * 0.716 = 6.508 \text{ KN.}$$

**a. Etat limite de compression du béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression est limité à :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$ .

- **En travée :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.200$$

Des tables, et après interpolation, on aura :  $\{\beta_1 = 0.928 ; K_1 = 54.17\}$

$$\text{La contrainte dans les aciers : } \sigma_s = \frac{M_{ts}^{max}}{\beta_1 \times A_{st} \times d} = \frac{7.584 \times 10^3}{0.928 \times 2.35 \times 18} = 193.201 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 193.201 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s 348 \text{ MPa}.$$

D'où la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{193.201}{54.17} = 3.566 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V.$$

- **Sur appuis :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

Des tables, et après interpolation, on aura :  $\{\beta_1 = 0.8765 ; K_1 = 25.485\}$

$$\text{La contrainte dans les aciers : } \sigma_s = \frac{M_{aps}^{max}}{\beta_1 \times A_{st} \times d} = \frac{6.508 \times 10^3}{0.856 \times 1.57 \times 18} = 269.306 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 269.306 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

D'où la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{269.306}{25.485} = 10.567 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V.$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

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

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit être au plus égale à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A_s}{b_0*d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Avec : L = distance entre nus d'appuis ; L = 410 – 25 = 385 cm.

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0.052 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots$  **C.V.**
- $\frac{h}{L} = 0.052 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{10.529}{15*15.15} = 0.046 \dots \dots \dots$  **C.V.**
- $\frac{A_s}{b_0*d} = \frac{2.35}{12*18} = 0.0108 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots$  **C.N.V.**

Une des 3 conditions n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**d. Calcul de la flèche (BAEL/ Art B.6.5,2) :**

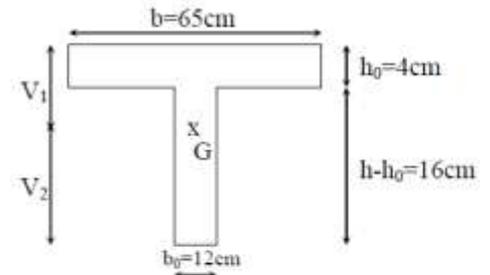
$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

Avec :

$I_{fv}$  : Moment d'inertie de la section de la section homogénéisée.

$E_v$  : Module de la déformation diffère,  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818, 86$  MPa.

$M_{ts}$  : Moment fléchissant en travée à l'ELS,  $M_{ts} = 7.584$  KN.m.



**Figure III.31** : Caractéristiques géométriques de la section en Té.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + b \cdot h_0 + n \cdot A_t = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx} = b_0 \cdot h \times \frac{h}{2} + (b - b_0)h_0 \times \frac{h_0}{3} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}.$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.268 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\sigma_s = 193.201 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.011} = 1.495$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 193.201 + 2.1} = 0.347$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20003.268}{1 + 1.5 \times 0.347} = 14471.29 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.584 \times 10^6 \times (4100)^2}{10 \times 10818.86 \times 14471.29 \times 10^4} = 8.14 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4100}{500} = 8.2 \text{ mm, valeur limite de la flèche (BAEL/ Art B.6.5,3).}$$

$$f = 8.14 \text{ mm} < \bar{f} = 8.2 \text{ mm} \dots \dots \dots C.V.$$

#### D. Armatures transversales (Art A.7.2.2 / BAEL91):

Le diamètre minimal donné par le BAEL, est comme suit :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right); \text{ avec : } \phi_l = \text{diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.714; 12; 10)$$

$$\phi_t = 5.7 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm.}$$

On opte donc pour un étrier  $\phi 6$  avec :  $A_t = 0.28 \text{ cm}^2$ .

##### a. Espacement des armatures transversales (BAEL91/Art A.5.1,22):

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

##### b. Pourcentage minimum des armatures transversales (BAEL91/Art A.5.1,22):

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_{t \min} \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.30 \text{ cm}^2$$

On avait opté pour un étrier  $\phi 6$  avec :  $A_t = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{t \min} = 0.30 \text{ cm}^2$ , donc on doit augmenter le diamètre, d'où : un étrier  $\phi 8$  avec :  $A_t = 0.50 \text{ cm}^2$ .

### III.2.2.6. Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles des étages courants seront ferrillées comme suit :

- **3HA10** pour le lit inférieur.
- Barre de montage en **HA 10** pour le lit supérieur.
- **1HA 12** en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.
- Un étrier en **Ø8**.

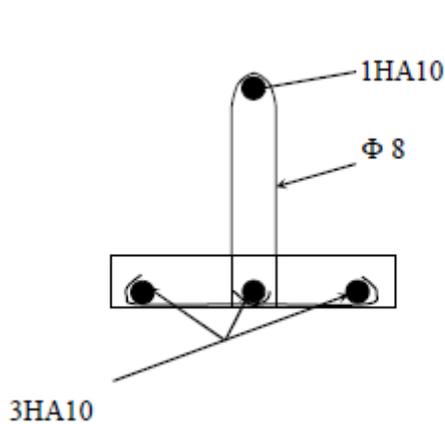


Figure III.32: Armature de la poutrelle en travée.

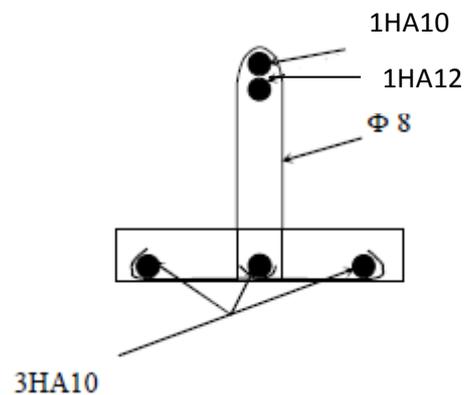


Figure III.33 : Armature de la poutrelle sur appuis.

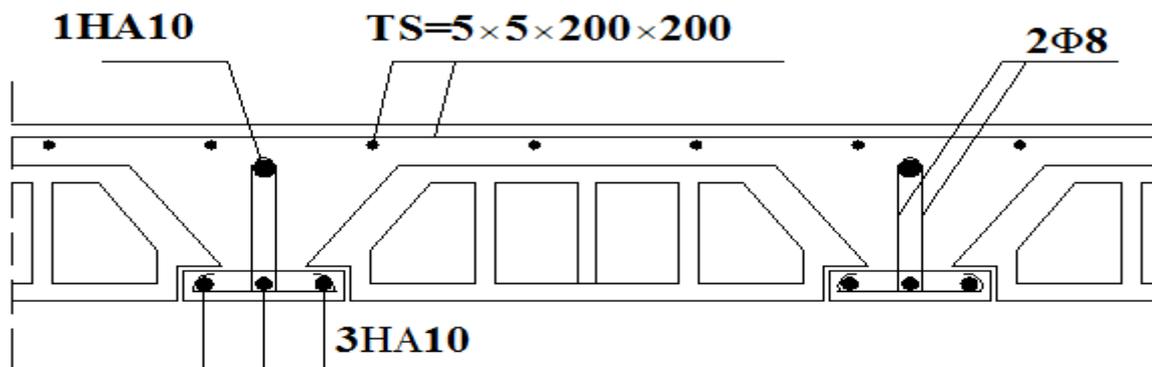


Figure III.34 : Armature du plancher corps creux.

### III.4. Calcul d'escaliers :

#### A. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé, coulé sur place.

#### B. Terminologie :

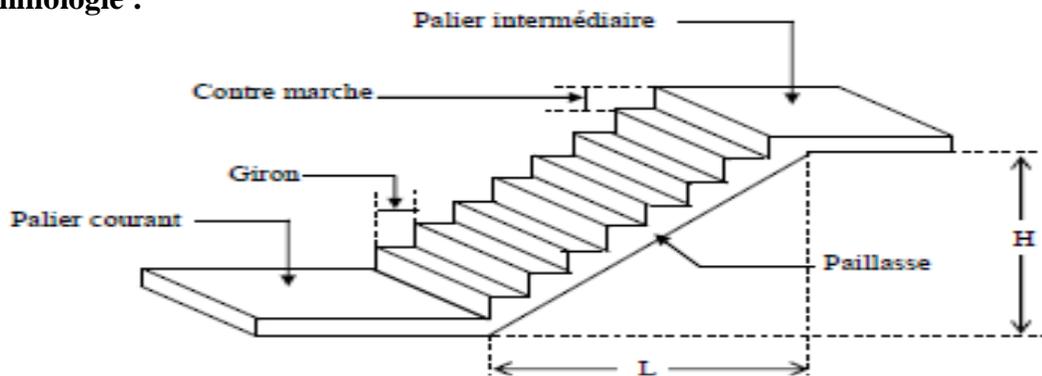


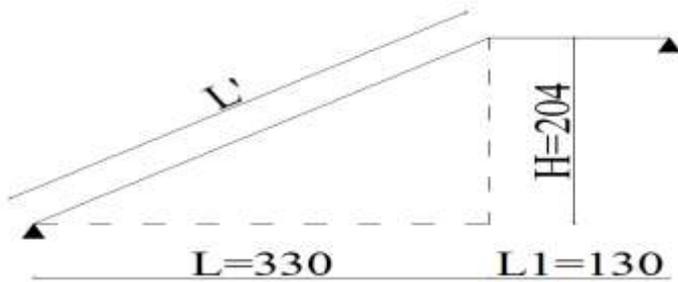
Figure III.35 : Terminologie d'un escalier.

#### C. Caractéristique dimensionnelles :

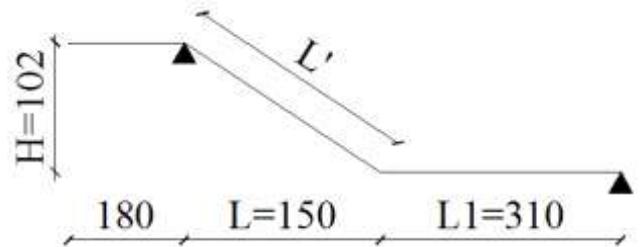
- Marche (m) : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale. Le nombre de marches est pris comme suit :  $m = n - 1$ .
- Contre marche (n) : c'est la partie verticale entre deux marches.  
 $n$  : nombre de contre marches donné par :  $n = \frac{H}{h}$   
 $H$  : hauteur de la volée.
- Hauteur de la contre marche (h) : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.  
 $h$  : le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).
- Giron (g) : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marche ;  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$ .
- La volée: est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- Le palier : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées.
- L'embranchement : largeur praticable de l'escalier qui correspond en général à la grande dimension de la marche. Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être :  $L \geq 120\text{ cm}$ .

Nous allons nous intéresser à deux types d'escalier, l'escalier du sous-sol 2 et l'escalier du RDC, qui sont les deux types les plus défavorables.

**III.4.1. Dimensionnement des escaliers :**



**Figure III.36 :** Schéma statique de l'escalier du sous-sol 2.



**Figure III.37 :** Schéma statique de l'escalier du RDC.

Pour le dimensionnement des marches et contre marches d'un bâtiment à usage d'habitation nous utilisons les relations suivantes :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \text{ et } 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

Nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17}$

Le nombre de marches :  $m = n - 1 = 6 - 1$

**Loi de BLONDEL :** C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier confortable :  $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$ .

Pour  $h = 17 \text{ cm}$ , on aura :  $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$ .

❖ Tableau III.19 : Dimensions des escaliers.

	h (cm)	n (cm)	m (cm)	g (cm)	Vérification de la loi de BLONDEL	
<b>Escalier RDC</b>	17	6	5	30	$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$	<b>C.V</b>
<b>Escalier S-S2</b>	17	12	11	30	$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$	<b>C.V</b>

**III.4.2. Dimensionnement de la paillese :**

L'épaisseur de la paillese et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

Avec :

L'angle  $\alpha$  est donné par :  $\alpha = \tan^{-1} \alpha$ , avec:  $\tan \alpha = \frac{H}{L}$

$L'$  : longueur de la paillese projetée:  $L' = \frac{L}{\cos \alpha}$

$L$  : longueur réelle de la paillese.

$L_1$  : longueur du palier.

$L_0$  : longueur réelle de la paillese et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L' + L_1$

❖ Tableau III.20 : Epaisseur de la paillese.

	L(cm)	L1(cm)	H(cm)	$\alpha$	cos $\alpha$	L'(cm)	L0(cm)	$e_p$ (cm)
<b>Escalier RDC</b>	150	310	102	34.22	0.827	181.4	491.4	<b>20 cm</b>
<b>Escalier S-S2</b>	330	130	204	31.72	0.851	387.78	517.78	<b>20 cm</b>

Nous adopterons une épaisseur  $e_p = 20 \text{ cm}$  pour tous les autres escaliers.

### III.4.3. Détermination des charges et surcharges :

On admet que le poids des marches est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m projetée horizontalement, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### A. Charges permanentes :

##### a. Palier :

❖ Tableau III.21 : Charge permanente uniformément repartie sur le palier.

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	Escalier RDC	Escalier S-S2
			$G(KN/m^2)$ $G = \rho * E_p$	$G(KN/m^2)$ $G = \rho * E_p$
Palier	0.2	25	5	5
Carrelage	0.02	20	0,4	0,4
Mortier de pose	0.02	20	0,4	0,4
Lit de sable	0.02	18	0,36	0,36
Enduit plâtre	0.02	10	0,2	0,2
Gard corps	/	/	0,2	0,2
$G_p (KN/m^2)$			6.56	6.56
$G_p (KN/ml)$			$6.56 \times 1m = \mathbf{6.56}$	

Pour l'escalier RDC, en plus de la charge uniformément repartie, une charge localisée (**P**) est prise en considération, représentant le poids du mur extérieur reposant sur le palier en console

$$P = 2.85 \times (3.06 - 0.2) \times 1 = \mathbf{8.15 KN.}$$

##### b. Volée :

❖ Tableau III.22 : Charge permanente uniformément repartie sur la volée.

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	Escalier RDC	Escalier S-S2
			$G(KN/m^2)$ $G = \rho * E_p$	$G(KN/m^2)$ $G = \rho * E_p$
Paillasse	0.2	25	$25 \times \frac{0.20}{\cos \alpha} = 6.05$	$25 \times \frac{0.20}{\cos \alpha} = 5,875$
Marches	/	25	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Carrelage	0.02	20	0,4	0,4
Mortier de pose	0.02	20	0,4	0,4
Lit de sable	0.02	18	0,36	0,36
Enduit plâtre	0.02	10	0,2	0,2
Gard corps	/	/	0,2	0,2
$G_v (KN/m^2)$			9.735	9.560
$G_v (KN/ml)$			$9.735 \times 1m = \mathbf{9.735}$	$9.615 \times 1m = \mathbf{9.560}$

**B. Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier :  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

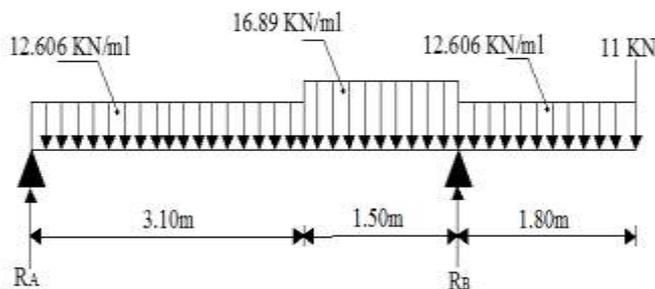
**C. Combinaison à l'ELU et à l'ELS :**

❖ Tableau III.23 : Combinaison à l'ELU et à l'ELS.

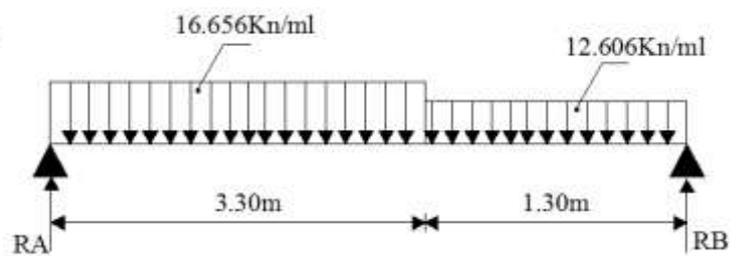
		ELU : $1,35G + 1,5Q$	ELS : $G+Q$
<b>Escalier RDC</b>	<b>Palier</b>	$(1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 2,5) = 12,606 \text{ KN/ml}$	$(6,56 + 2,5) = 9,06 \text{ KN/ml}$
	<b>Volée</b>	$(1,35 \times 9,735 + 1,5 \times 2,5) = 16,89 \text{ KN/ml}$	$(9,735 + 2,5) = 12,235 \text{ KN/ml}$
	<b>Palier en console</b>	$(1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 2,5) = 12,606 \text{ KN/ml}$ $(1,35 \times 8,15) = 11 \text{ KN}$	$(6,56 + 2,5) = 9,06 \text{ KN/ml}$ $P = 8,15$
<b>Escalier S-S2</b>	<b>Palier</b>	$(1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 2,5) = 12,606 \text{ KN/ml}$	$(6,56 + 2,5) = 9,06 \text{ KN/ml}$
	<b>Volée</b>	$(1,35 \times 9,560 + 1,5 \times 2,5) = 16,656 \text{ KN/ml}$	$(9,560 + 2,5) = 12,06 \text{ KN/ml}$

**III.4.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :**

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



**Figure III.38 :** Schéma statique de l'escalier du RDC à l'ELU.



**Figure III.39 :** Schéma statique de l'escalier du S-S2 à l'ELU.

**A. Réactions d'appuis :****a. Escalier du RDC :**

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12,606 \times 3,1 + 16,89 \times 1,5 + 12,606 \times 1,8 + 11 = 98,104 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0$$

$$R_A (4,6) - 12,606 \times 3,1 \times \left(\frac{3,1}{2} + 1,5\right) - 16,73 \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2}\right) + 12,606 \times 1,8 \times \frac{1,8}{2} + 11 \times 1,8 = 0$$

$$R_A = 21,298 \text{ KN et } R_B = 76,806 \text{ KN}$$

**b. Escalier du S-S 2 :**

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16,656 \times 3,30 + 12,606 \times 1,30 = 71,353 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0$$

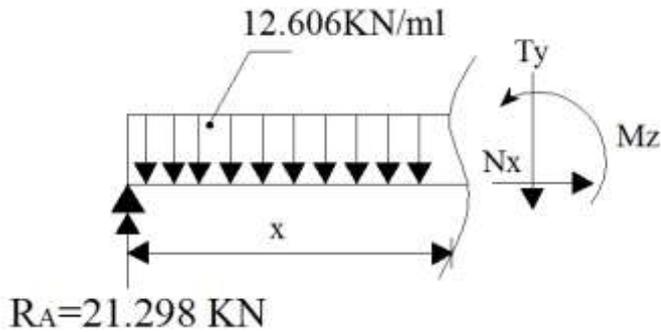
$$R_B (4,6) - 12,606 \times 1,3 \times \left(\frac{1,3}{2} + 3,3\right) - 16,656 \times 3,30 \times \left(\frac{3,3}{2}\right) = 0$$

$$R_B = 33,79 \text{ KN et } R_A = 37,563 \text{ KN}$$

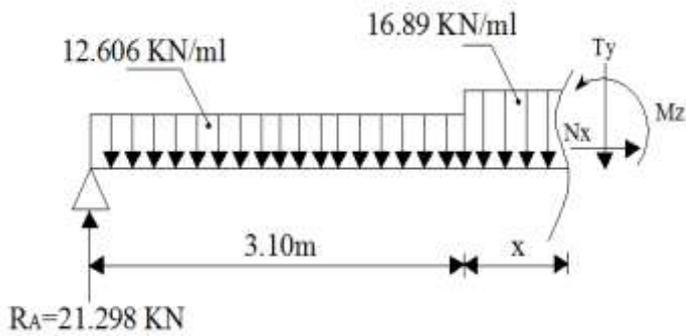
**B. Efforts tranchants et moments fléchissant :**

**a. Escalier RDC :**

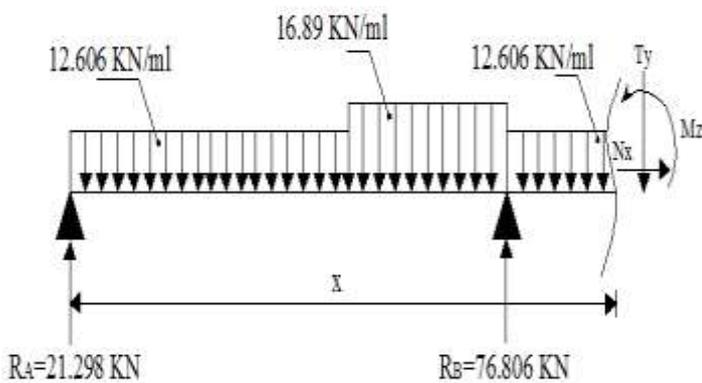
- Le 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m}$



- Le 2<sup>ème</sup> tronçon :  $3.1 \text{ m} \leq x \leq 4.6 \text{ m}$

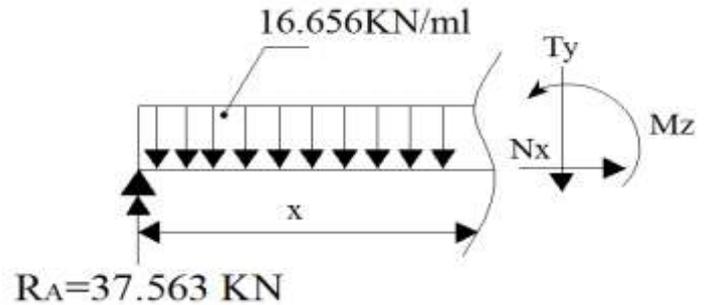


- Le 3<sup>ème</sup> tronçon :  $4.6 \text{ m} \leq x \leq 6.4 \text{ m}$

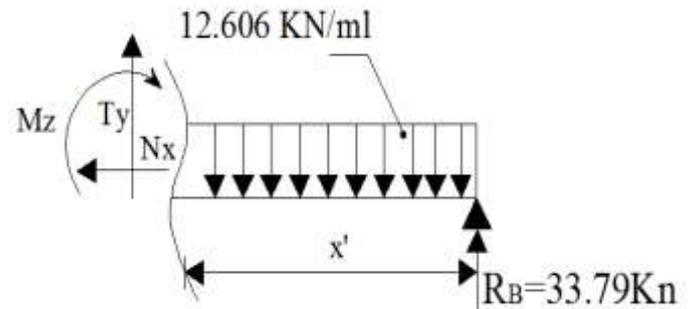


**b. Escalier S-S2 :**

- Le 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 3.3 \text{ m}$



- Le 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x' \leq 1.3 \text{ m}$



**Figure III.40 :** Les coupes à l'ELU pour les deux types d'escaliers.

❖ Tableau III.24 : Efforts tranchants à l'ELU escalier RDC.

Tronçons	Expression	X(m)	T <sub>Y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 3.1 (m)	21.298 – 12.606x	0	21.298
		3.1	-17.781
3.1 ≤ x ≤ 4.6 (m)	21.298 – 12.606 * 3.1 – 16.89(x – 3.1)	3.1	-17.781
		4.6	-43.116
4.6 ≤ x ≤ 6.4 (m)	21.298 – 12.606 * 3.1 – 16.89 * 1.5 + 76.806 – 12.606(x – 4.6)	4.6	33.690
		6.4	11

❖ Tableau III.25 : Moments fléchissant à l'ELU escalier RDC.

Tronçons	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 3.1 (m)	21.298x – 12.606 * $\frac{x^2}{2}$	0	0
		3.1	5.452
3.1 ≤ x ≤ 4.6 (m)	21.298x – 12.606 * 3.1 $\left(x - \frac{3.1}{2}\right)$ – 16.89 * $\frac{(x - 3.1)^2}{2}$	3.1	5.452
		4.6	-40.220
4.6 ≤ x ≤ 6.4 (m)	21.298x – 12.606 * 3.1 $\left(x - \frac{3.1}{2}\right)$ – 16.89 * 1.5 $\left(x - 3.1 - \frac{1.5}{2}\right)$ + 76.806(x – 4.6) – 12.606 * $\frac{(x - 4.6)^2}{2}$	4.6	-40.220
		6.4	0

**Escalier RDC :**

Le moment max M<sub>max</sub> pour T<sub>Y</sub> = 0

$$T_Y = 0 \Rightarrow 21.298 - 12.606x = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1.689m}$$

$$\text{Donc } M_{max} = 21.298x - 12.606 * \frac{x^2}{2} = \mathbf{17.992 KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- **Aux appuis :**

- Appuis (A) : M<sub>A</sub> = 0.3 × 17.992 = **5.398 KN.m**

- Appuis (B) : M<sub>B</sub> = **40.220 KN.m**

- **En travée :** M<sub>travée</sub> = 0.85 × 17.992 = **15.293 KN.m**

❖ Tableau III.26 : Efforts tranchants à l'ELU escalier S-S2.

Tronçons	Expression	X(m)	T <sub>Y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 3.3 (m) (de gauche)	37.563 – 16.656x	0	37.563
		3.3	-17.402
0 ≤ x' ≤ 1.3 (m) (de droite)	12.606x – 33.79	0	-33.79
		1.3	-17.402

❖ Tableau III.27 : Moments fléchissant à l'ELU escalier S-S2.

Tronçons	Expression	X (m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 3.3 (de gauche)	$37.563x - \frac{16.656x^2}{2}$	0	0
		3.3	33.266
0 ≤ x ≤ 1.3 (de droite)	$33.79x - \frac{12.606x^2}{2}$	0	0
		1.3	22.623

**Escalier S-S2 :**

Le moment max M<sub>max</sub> pour T<sub>Y</sub> = 0

$$T_Y = 0 \Rightarrow 37.563 - 16.656x = 0 \Rightarrow x = 2.255m$$

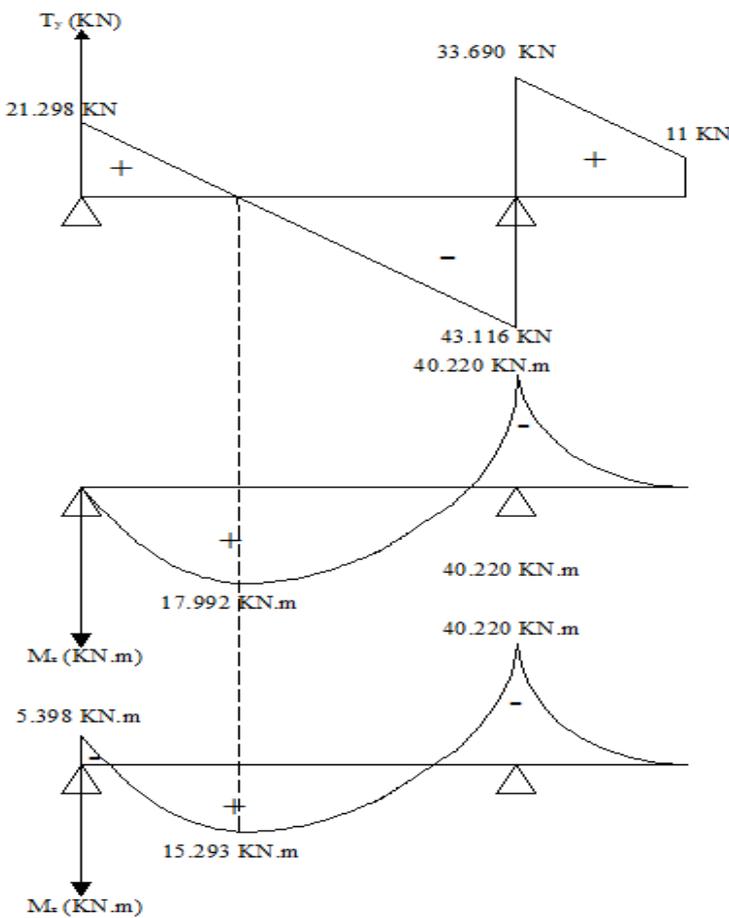
$$\text{Donc } M_{max} = 37.563x - 16.656 * \frac{x^2}{2} = 42.356 \text{ KN.m}$$

Remarque :

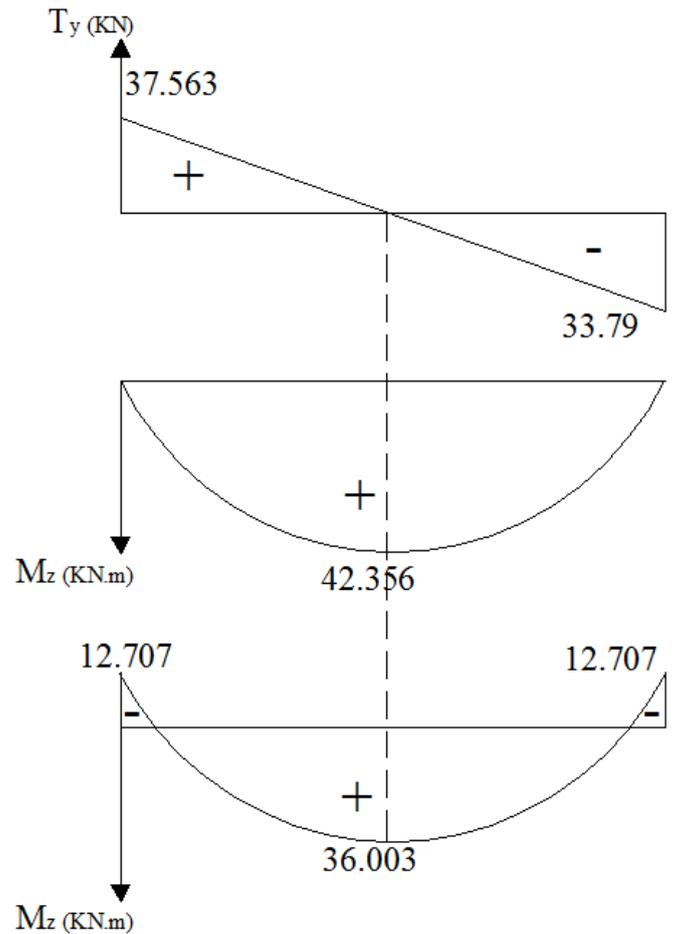
Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- **Aux appuis :** M<sub>appuis</sub> = 0.3 × 42.356 = **12.707 KN.m**
- **En travée :** M<sub>travée</sub> = 0.85 × 42.356 = **36.003 KN.m**

❖ **Diagrammes des efforts internes :**



**Figure III.41 :** Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier du RDC.



**Figure III.42 :** Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier du S-S2.

**III.4.5. Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :  
 $b = 100\text{cm}$  ;  $c = 2\text{cm}$  ;  $d = 18\text{ cm}$ .

**A. Aux appuis :**

Avec :  $M_{au} = 40.220\text{ KN.m}$  (Escalier RDC).

$M_{au} = 12.707\text{ KN.m}$  (Escalier S-S2).

**a. Armatures principaux:**

❖ Tableau III.28 : Armatures principales aux appuis.

	Escalier RDC	Escalier S-S2
$\mu$	$\mu = 0.087 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$	$\mu = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$
$\beta$	$\beta = 0.9545$	$\beta = 0.986$
$A_{st}$	$A_{st} = 6.727\text{ cm}^2$	$A_{st} = 2.057\text{ cm}^2$
Section adoptée	<b>6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup></b>	<b>4HA12 = 4.52cm<sup>2</sup></b>
Espacement $S_t$	$S_t = 16\text{cm}$	$S_t = 25\text{ cm}$

Avec:  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ ,  $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$ ,  $S_t = b / \text{nombre de barre}$   
 et  $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$  : pour une section simplement armée (S.S.A).

**b. Armatures de répartition :**

❖ Tableau III.29 : Armatures de répartition aux appuis.

	Escalier RDC	Escalier S-S2
$A_r$	$1.697\text{ cm}^2$	$1.130\text{ cm}^2$
Section adoptée	<b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>	<b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>
Espacement $S_t$	$S_t = 25\text{ cm}$	$S_t = 25\text{ cm}$

Avec :  $A_r = \frac{A_{st}}{4}$

**B. En travée :**

Avec :  $M_{tu} = 15.293\text{ KN.m}$  (Escalier RDC).

$M_{tu} = 36.003\text{ KN.m}$  (Escalier S-S2).

**a. Armatures principaux:**❖ Tableau III.30 : Armatures principales en travée.

	Escalier RDC	Escalier S-S2
$\mu$	$\mu = 0.033 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ S. S. A	$\mu = 0.078 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ S. S. A
$\beta$	$\beta = 0.9835$	$\beta = 0.959$
$A_{st}$	$A_{st} = 2.482 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 5.993 \text{ cm}^2$
Section adoptée	<b>4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup></b>	<b>6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup></b>
Espacement $S_t$	$S_t = 25 \text{ cm}$	$S_t = 16 \text{ cm}$

Avec:  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ ,  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ ,  $S_t = b / \text{nombre de barre}$

et  $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$  : pour une section simplement armée (S. S. A).

**b. Armatures de répartition :**❖ Tableau III.31 : Armatures de répartition en travée.

	Escalier RDC	Escalier S-S2
$A_r$	$1.13 \text{ cm}^2$	$1.697 \text{ cm}^2$
Section adoptée	<b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>	<b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>
Espacement $S_t$	$S_t = 25 \text{ cm}$	$S_t = 25 \text{ cm}$

Avec :  $A_r = \frac{A_{st}}{4}$

**III.4.6. Vérifications à l'ELU :****A. Vérification de l'espacement des barres :**

Armature principales :  $S_{t \min} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Armature de répartition :  $S_{t \min} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

❖ Tableau III.32 : Vérification de l'espacement des barres.

	Escalier RDC		Escalier S-S2	
Armature principales	$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ .	<b>C.V</b>	$S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ .	<b>C.V</b>
Armature de répartition	$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ .	<b>C.V</b>	$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ .	<b>C.V</b>

**B. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1 / BAEL 91) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

❖ Tableau III.33 : Vérification de la condition de non fragilité.

	Escalier RDC	Escalier S-S2
Vérification	$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.174 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.174 \text{ cm}^2$
	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**C. Vérification de la condition d'adhérence des barres (Art A6.1, 3 BAEL 91) :**

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \begin{cases} \text{Escalier RDC : } Vu = 43.116 \text{ KN} \\ \text{Escalier S - S2 : } Vu = 37.563 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

avec:  $U_i$ : périmètre utile de la barre  $\begin{cases} \text{Escalier RDC : } \sum U_i = 6 \times 3.14 \times 1,2 = 22.608 \text{ cm} \\ \text{Escalier S - S2 : } \sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1,2 = 15.072 \text{ cm} \end{cases}$

❖ Tableau III.34 : Vérification de la condition d'adhérence des barres.

	Escalier RDC	Escalier S-S2
Vérification	$\tau_{se} = 1.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$	$\tau_{se} = 1.538 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$
	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**D. Vérification au cisaillement (Art : A.5.1, 1 et A.5.1,211/ BAEL91) :**

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

Avec :  $\begin{cases} \text{Escalier RDC : } Vu = 43.116 \text{ KN} \\ \text{Escalier S - S2 : } Vu = 37.563 \text{ KN} \end{cases}$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (fissuration non prejudiciable).}$$

❖ Tableau III.35 : Vérification au cisaillement.

	Escalier RDC	Escalier S-S2
Vérification	$\tau_{u1} = 0,239 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$	$\tau_{u2} = 0.209 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$
	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**e. Ancrage des barres (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

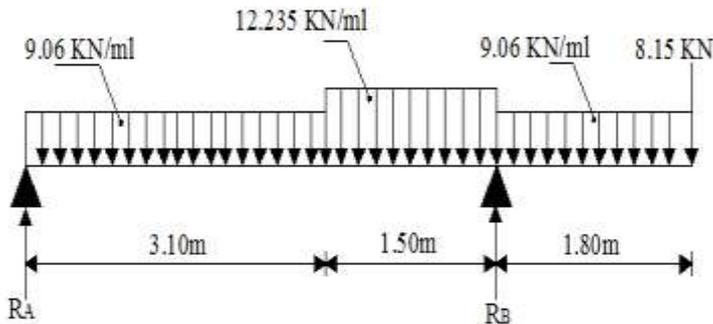
La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa, } \psi_s = 1.5$$

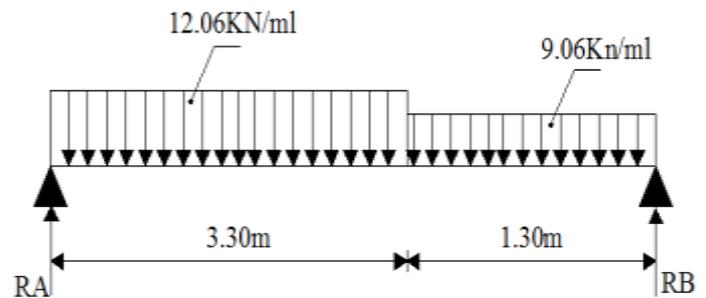
Longueur des crochets  $L_a = 0,4 L_s$  (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

❖ Tableau III.36 : Longueur des scellements droits et longueur des crochets.

	Escalier RDC	Escalier S-S2
$L_s$	$L_s = 42.25 \text{ cm}$	$L_s = 42.25 \text{ cm}$
$L_a$	$L_a = 16.9 \text{ cm}$	$L_a = 16.9 \text{ cm}$

**III.4.7 Calcul à l'ELS :****A. Reactions d'appuis:**

**Figure III.43 :** Schéma statique de l'escalier du RDC à l'ELS.



**Figure III.44 :** Schéma statique de l'escalier du S-S2 à l'ELS.

**a. Escalier du RDC :**

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 9.06 \times 3.1 + 12.235 \times 1.5 + 9.06 \times 1.8 + 8.15 = 70.897 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0$$

$$R_A (4.6) - 9.06 \times 3.1 \times \left(\frac{3.1}{2} + 1.5\right) - 12.235 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2}\right) + 9.06 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + 8.15 \times 1.8 = 0$$

$$R_A = 15.235 \text{ KN et } R_B = 55.662 \text{ KN}$$

**b. Escalier du S-S 2 :**

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.06 \times 3.30 + 9.06 \times 1.30 = 51.576 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0$$

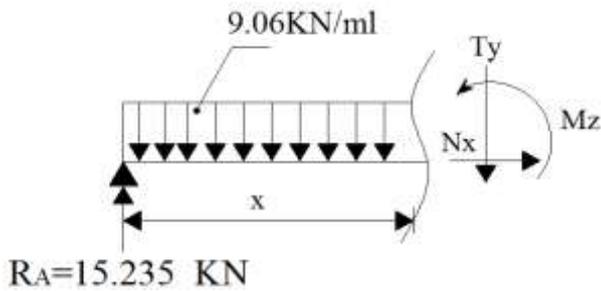
$$R_B (4.6) - 9.06 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 3.3\right) - 12.06 \times 3.30 \times \left(\frac{3.3}{2}\right) = 0$$

$$R_B = 24.389 \text{ KN et } R_A = 27.187 \text{ KN}$$

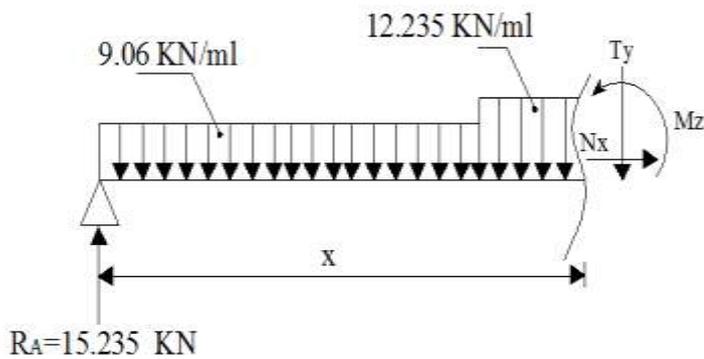
**B. Efforts tranchants et moments fléchissant :**

**b. Escalier RDC :**

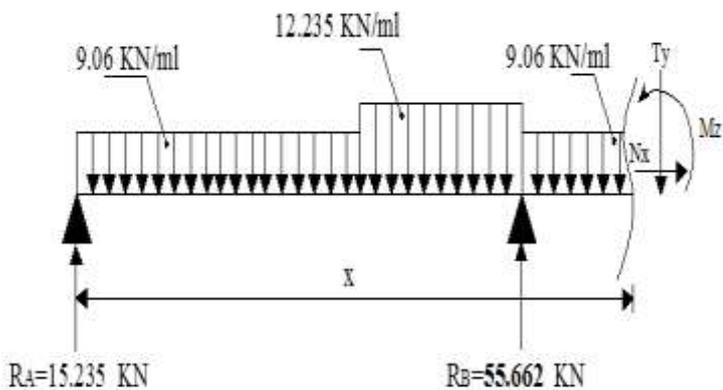
- Le 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m}$



- Le 2<sup>ème</sup> tronçon :  $3.1 \text{ m} \leq x \leq 4.6 \text{ m}$

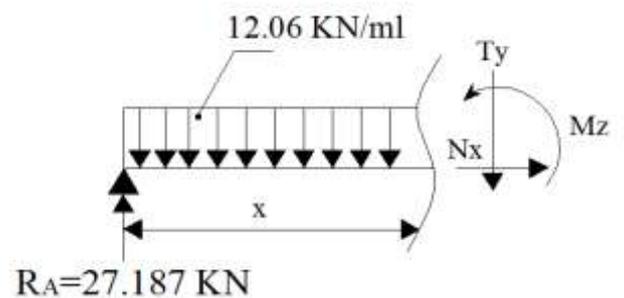


- Le 3<sup>ème</sup> tronçon :  $4.6 \text{ m} \leq x \leq 6.4 \text{ m}$

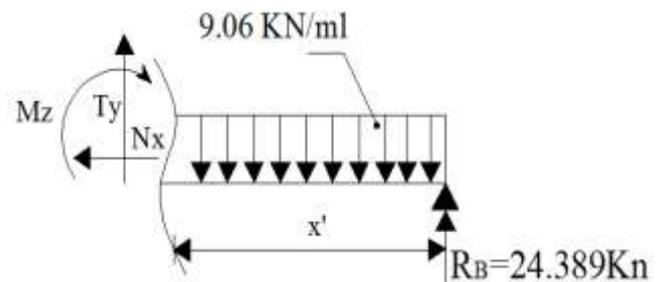


**c. Escalier S-S2 :**

- Le 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 3.3 \text{ m}$



- Le 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x' \leq 1.3 \text{ m}$



**Figure III.45 :** Les coupes à l'ELS pour les deux types d'escaliers.

❖ Tableau III.38 : Efforts tranchants à l'ELS escalier RDC.

Tronçons	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 3.1 (m)	15.235 – 9.06x	0	15.235
		3.1	-12.851
3.1 ≤ x ≤ 4.6 (m)	15.235 – 9.06 * 3.1 – 12.235(x – 3.1)	3.1	-12.851
		4.6	-31.203
4.6 ≤ x ≤ 6.4 (m)	15.235 – 9.06 * 3.1 – 12.235 * 1.5 + 55.662 – 9.06(x – 4.6)	4.6	24.458
		6.4	8.15

❖ Tableau III.39 : Moments fléchissant à l'ELU escalier RDC.

Tronçons	Expression	X (m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 3.1 (m)	15.235x – 9.06 * $\frac{x^2}{2}$	0	0
		3.1	3.695
3.1 ≤ x ≤ 4.6 (m)	15.235x – 9.06 * 3.1 $\left(x - \frac{3.1}{2}\right)$ – 12.235 * $\frac{(x - 3.1)^2}{2}$	3.1	3.695
		4.6	-29.346
4.6 ≤ x ≤ 6.4 (m)	15.235x – 9.06 * 3.1 $\left(x - \frac{3.1}{2}\right)$ – 12.235 * 1.5 $\left(x - 3.1 - \frac{1.5}{2}\right)$ + 55.662(x – 4.6) – 9.06 * $\frac{(x - 4.6)^2}{2}$	4.6	-29.346
		6.4	0

**Escalier RDC :**

Le moment max M<sub>max</sub> pour T<sub>Y</sub> = 0

$$T_Y = 0 \Rightarrow 15.235 - 9.06x = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1.682m}$$

$$\text{Donc } M_{max} = 15.235x - 9.06 * \frac{x^2}{2} = \mathbf{12.809 KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- **Aux appuis :**

- Appuis (A) : M<sub>A</sub> = 0.3 × 12.809 = **3.843 KN.m**

- Appuis (B) : M<sub>B</sub> = **29.346 KN.m**

- **En travée :** M<sub>travée</sub> = 0.85 × 12.809 = **10.888 KN.m**

❖ Tableau III.39 : Efforts tranchants à l'ELU escalier S-S2.

Tronçons	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 3.3 (m) (de gauche)	27.187 – 12.06x	0	27.187
		3.3	-10.199
0 ≤ x' ≤ 1.3 (m) (de droite)	9.06x – 24.389	0	-24.389
		1.3	-12.611

❖ Tableau III.40 : Moments fléchissant à l'ELU escalier S-S2.

Tronçons	Expression	X (m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 3.3 (de gauche)	$27.187x - \frac{12.06x^2}{2}$	0	0
		3.3	24.050
0 ≤ x ≤ 1.3 (de droite)	$24.389x - \frac{9.06x^2}{2}$	0	0
		1.3	24.050

**Escalier S-S2 :**

Le moment max M<sub>max</sub> pour T<sub>Y</sub> = 0

$$T_Y = 0 \Rightarrow 27.187 - 12.06x = 0 \Rightarrow x = 2.254m$$

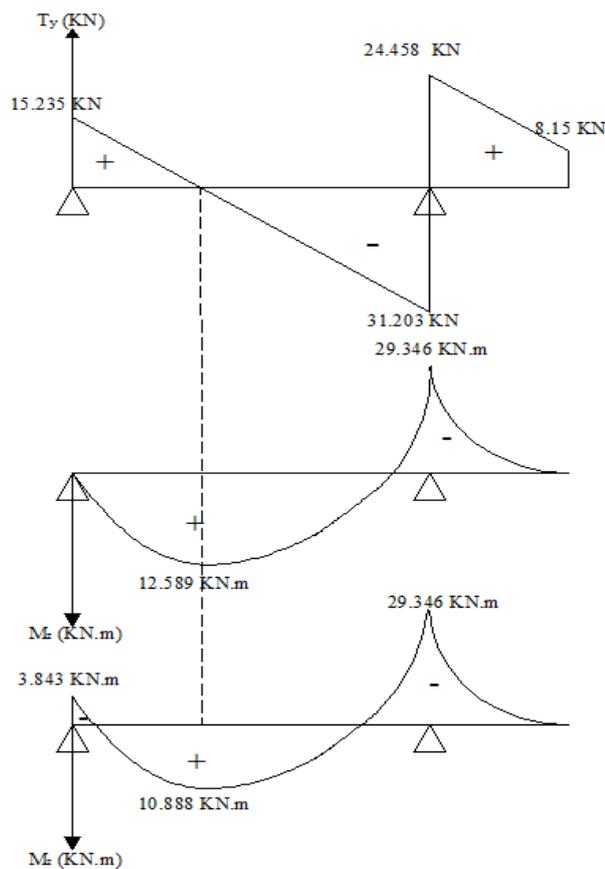
$$\text{Donc } M_{max} = 27.187x - 12.06 * \frac{x^2}{2} = 30.644 \text{ KN.m}$$

Remarque :

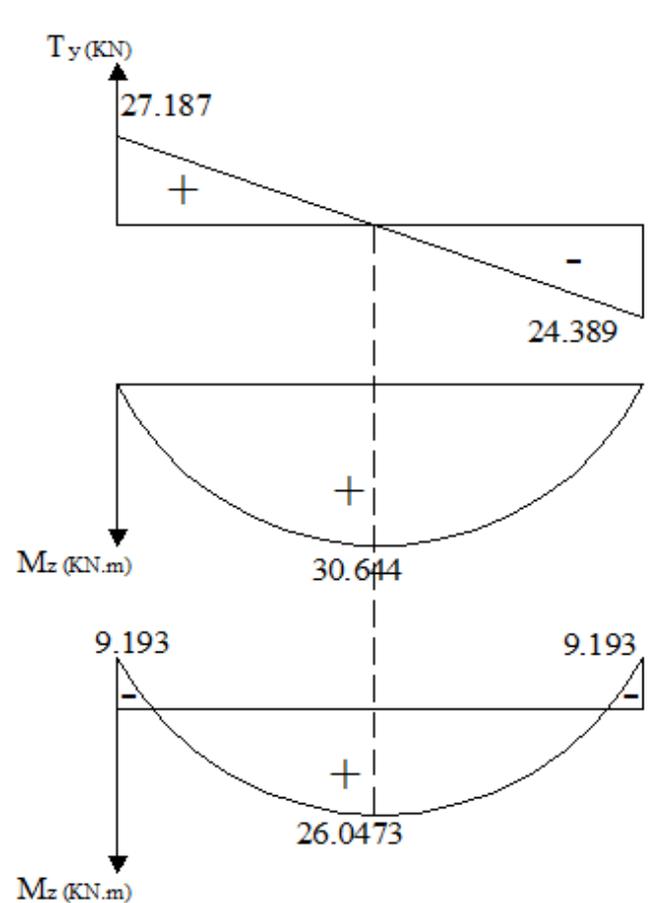
Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- **Aux appuis :** M<sub>appuis</sub> = 0.3 × 30.644 = **9.193 KN.m**
- **En travée :** M<sub>travée</sub> = 0.85 × 30.644 = **26.047 KN.m**

❖ **Diagrammes des efforts internes :**



**Figure III.46 :** Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier du RDC.



**Figure III.47 :** Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier du S-S2.

### III.4.8 vérifications à l'ELS :

#### A. Etat limite de compression du béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

On doit vérifier que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \Rightarrow \text{Des tables, on aura : } \{\beta_1; K_1\}$$

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

❖ Tableau III.41 : Vérification d'état limite de compression du béton à l'ELS.

	Escalier RDC		Escalier S-S2	
	Aux appuis	En travée	Aux appuis	En travée
$\rho_1$	0.377	0.251	0.251	0.377
$\beta_1$	0.905	0.920	0.920	0.905
$K_1$	37.63	47.70	47.70	37.63
$\sigma_s$	265.313 MPa	145.462 MPa	122.817 MPa	235.487 MPa
$\sigma_{bc}$	7.051 MPa	3.05 MPa	2.575 MPa	6.258
$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa	15MPa	15MPa
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ C.V			

Avec :  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2, M_s = 29.346 \text{ KN.m}$  (pour le RDC au niveau des appuis).

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2, M_s = 10.888 \text{ KN.m}$  (pour le RDC au niveau de la travée).

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2, M_s = 9.193 \text{ KN.m}$  (pour le S-S2 au niveau des appuis).

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2, M_s = 26.047 \text{ KN.m}$  (pour le S-S2 au niveau de la travée).

#### B. Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures) :

##### ▪ Escalier RDC:

Pour l'escalier du RDC la fissuration est considéré comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

##### ▪ Escalier S-S2:

De même pour l'escalier du sous-sol 2 et tous les autres types d'escaliers de notre structure la fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc la vérification est dispensable.

**C. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1/BAEL 91) :**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$

❖ Tableau III.42 : Vérification de l'état limite de déformation.

Escalier RDC		Escalier S-S2	
$\frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625$	<b>C.N.V</b>	$\frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0.044 > \frac{1}{16} = 0.0625$	<b>C.N.V</b>
$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$	<b>C.V</b>	$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$	<b>C.V</b>
$\frac{h}{L} = 0.044 < \frac{M_s}{10M_0} = 0.086$	<b>C.N.V</b>	$\frac{h}{L} = 0.044 < \frac{M_s}{10M_0} = 0.085$	<b>C.N.V</b>
<b>Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.</b>			

**D. Calcul de la flèche :**

Nous aurons à revivifier la flèche avec l'équation suivante :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

**I** : Moment d'inertie de la section de la section homogénéisée.

**E<sub>v</sub>** : Module de la déformation diffère,  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$  MPa.

**q<sub>s</sub><sup>max</sup>** = max (9.06 KN/m ; 12.235 KN/m) : pour le **RDC**.

**q<sub>s</sub><sup>max</sup>** = max (9.06 KN/m ; 12.06 KN/m) : pour le **S-S2**.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_{st}$$

❖ Tableau III.43 : Vérification de la flèche.

	<b>Escalier RDC</b>	<b>Escalier S-S2</b>
L	460 cm	460 cm
$S_{xx}$	21220.4cm <sup>2</sup>	21833.3cm <sup>2</sup>
$B_0$	2067.8cm <sup>2</sup>	2101.85cm <sup>2</sup>
$V_1$	10.26 cm	10.39 cm
$V_2$	9.74 cm	9.61 cm
$I$	70863.602cm <sup>4</sup>	72869.214cm <sup>4</sup>
$f_{max}$	9.3 mm	8.92 mm
$\bar{f}$	9.2 mm	9.2 mm
	$f_{max} > \bar{f}$	$f_{max} < \bar{f}$
	<b>C.N.V</b>	<b>C.V</b>

**Remarque :**

L’escalier du RDC n’est pas vérifié à la flèche, donc la section d’armature adoptée est insuffisante, il est donc nécessaire d’augmenter cette dernière.

On optera donc pour le même ferrailage que celui de l’escalier du sous-sol 2, à savoir :  $A_{st} = 6HA12 = 6.79cm^2$ , pour cette valeur toutes les conditions ont été vérifiées.

- Pour la partie en console de l’escalier du RDC la flèche est vérifiée avec l’équation suivante :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times l^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{l}{200}$$

Avec :  $l = 180 \text{ cm}$

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

$$q_s^{max} = 9.06 \text{ KN/ml}$$

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 18 = 21833.3 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_{st} = 100 \times 20 + 15 \times 6.79 = 2101.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21833.3}{2101.85} = 10.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.39 = 9.61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = 72869.214cm^4$$

$f_{max} = 0.16 \text{ mm} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{C.V.}$

### III.5. Poutre palière :

#### III.5.1. Dimensionnement :

- Hauteur de la poutre :  $\frac{L}{15} \leq h_{pal} \leq \frac{L}{10}$

Avec :

**L** : portée maximal entre nus d'appuis, dans notre cas  $L = 330 - 25 = 305$  cm.

**h<sub>pal</sub>** : hauteur de la poutre palière.

On a donc :  $\frac{305}{15} \leq h_{pal} \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20.33\text{cm} \leq h_{pal} \leq 30.5\text{cm};$

On apte alors pour : **h<sub>pal</sub>=30cm.**

- Largeur de la poutre :  $0.4h_{pal} \leq b_{pal} \leq 0.7h_{pal}$

Avec : **h<sub>pal</sub>** : hauteur de la poutre palière.

**b<sub>pal</sub>** : largeur de la poutre palière.

$0.4h_{pal} \leq b_{pal} \leq 0.7h_{pal} \Rightarrow 12\text{cm} \leq b_{pal} \leq 21\text{cm}$

On apte alors pour : **b<sub>pal</sub> = 25 cm.**

- Vérification des conditions RPA :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 25\text{ cm.}$
  - $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{ cm.}$
  - $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4.$
- } toutes les conditions du  
**RPA** sont vérifiées.

Donc la poutre palière a pour dimensions : (b×h) = **(25×30)** cm<sup>2</sup>

#### III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

- ❖ Tableau III.44 : charges et surcharges revenants à la poutre palière.

	Poutre palière du RDC	Poutre palière du S-S2
Poids propre de la poutre	$G = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875$ KN /ml.	
Réaction au niveau de l'appui à L'ELU	$T_u = 43.116$ KN	$T_u = 37.563$ KN
Réaction au niveau de l'appui à L'ELS	$T_s = 31.203$ KN	$T_s = 27.187$ KN

#### Remarque :

Nous continuerons nos calculs pour la poutre palière en considérant uniquement les résultats des chargements obtenus pour le RDC.

### III.5.2.1 Combinaison de charges :

- **ELU** :  $q_u = 1,35 G + T_u = (1,35 \times 1,875) + (43.116/1 \text{ m}) = 45.647 \text{ KN/ml}$ .  
 $q_u = 45.647 \text{ KN/ml}$ .
- **ELS** :  $q_s = G + T_s = 1,875 + 31.203 = 33.078 \text{ KN/ml}$ .  
 $q_s = 33.078 \text{ KN/ml}$ .

- **Schéma statique :**

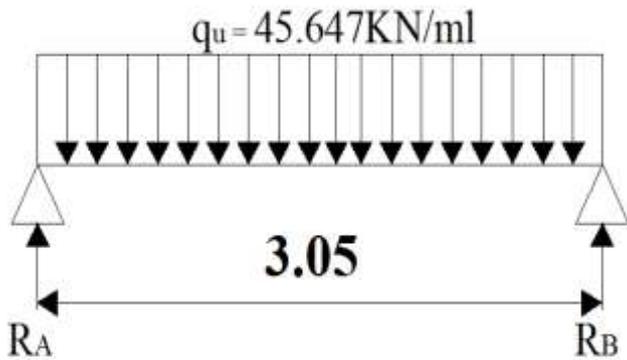


Figure : III.48 : Schéma statique à l'ELU.

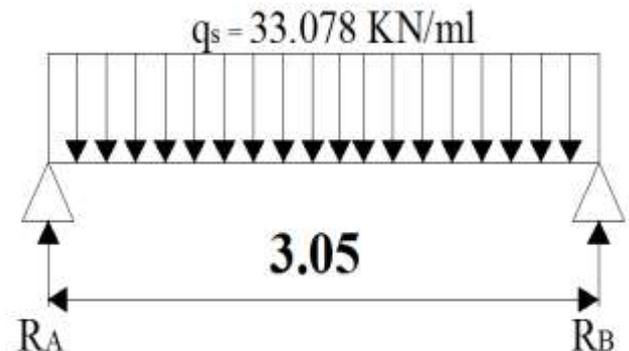


Figure : III.49 : Schéma statique à l'ELS.

### III.5.2.2 : Calcul des efforts internes :

#### a. A l'ELU:

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{45.647 \times 3.05^2}{8} = 53.079 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{45.647 \times 3.05}{2} = 69.612 \text{ KN}$$

En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :

- Sur appuis :  $M_a = 0.3 \times M_u = 0.3 \times 53.079 = 15.924 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 53.079 = 45.117 \text{ KN.m}$

#### b. A l'ELS:

- **Moment fléchissant**

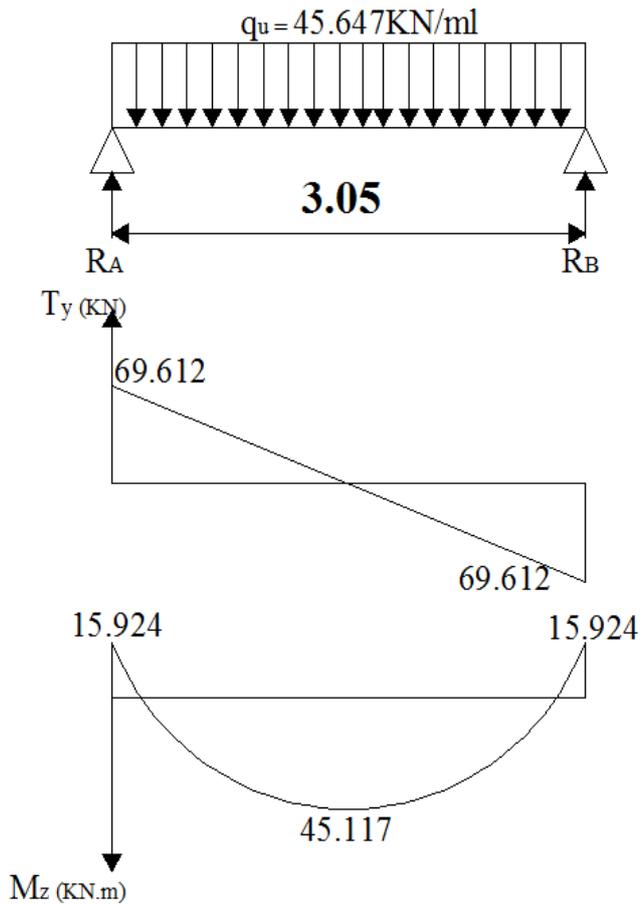
$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{33.078 \times 3.05^2}{8} = 38.463 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

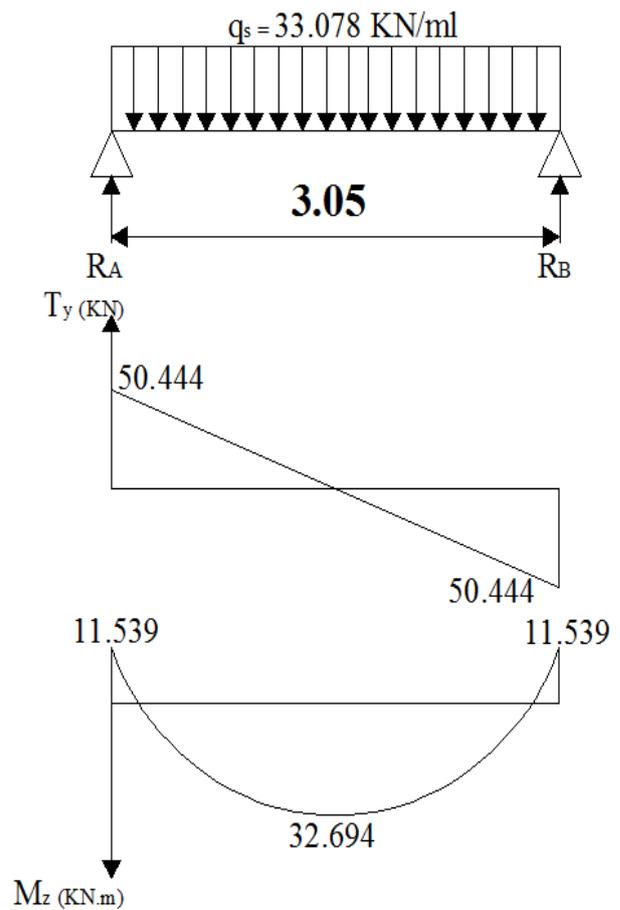
$$T_u = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{33.078 \times 3.05}{2} = 50.444 \text{ KN}$$

En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :

- Sur appuis :  $M_a = 0.3 \times M_s = 0.3 \times 38.463 = 11.539 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 38.463 = 32.694 \text{ KN.m}$



**Figure : III.50 :** Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'E.L.U.



**Figure : III.51 :** Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'E.L.S

### III.5.3 calcul des armatures longitudinales :

#### A. En travée :

$M_t = 45.117 \text{ KN.m}$  ;  $d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$ .

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{45.117 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.162 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu_t = 0.162 \Rightarrow \beta = 0.912$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45.117 \times 1000}{0.912 \times 28 \times 348} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>**

#### B. Aux appuis :

$M_a = 15.924 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.924 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.057 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu_a = 0.087 \Rightarrow \beta = 0.9705$$

$$A_{ap} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.924 \times 1000}{0.9705 \times 28 \times 348} = 1.684 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**III.5.4. Armatures transversales (Art A.7.2.2 / BAEL91):**

Le diamètre minimal donné par le BAEL, est comme suit :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right); \text{ avec : } \phi_l = \text{diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{200}{10}; 10\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8.57; 20; 16)$$

$$\phi_t = 8.57 \text{ mm} \approx 8 \text{ mm.}$$

On opte donc pour un cadre et un étrier en HA8, avec :  $A_t = 4AH8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**III.5.5. Vérifications à l'ELU :****A. Condition de non fragilité (BAEL/Art :A.4.2,1) :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- **Sur appuis :**

$$A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**B. Vérification de l'effort tranchant (Art : A.5.1,1 et A.5.1,211/ BAEL91):**

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

Avec :

$$V_u^{max} = 69.612 \text{ KN (effort tranchant maximal).}$$

$$\tau_u = \frac{69.612 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.994 \text{ MPa.}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable nous avons :

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

$$\tau_u = 0.994 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**C. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :**

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 69.612 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 280} \leq 0.8 \frac{25}{1.5}$$

$$2.209 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**D. Ancrage des barres (Art A.6.1, 22 / BAEL91):**

$$\tau_s = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.4 \text{ cm.}$$

$$\text{Longueur d'ancrage mesuré hors crochets : } L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 56.4 = 22.56 \text{ cm.}$$

**E. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (Art. A.6.1, 3 / BAEL91):**

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 3 * 3.14 * 1.6 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{69.612 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.72} = 1.648 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.648 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**❖ Espacement des barres (RPA version 2003/ 7.5.2.2) :****a) En zone nodale :**

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

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm.}$$

**b) En zone courant (travée) :**

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

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2$$

### III.5.6. vérifications à l'ELS :

#### A. Etat limite de compression du béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression est limité à :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$ .

- **En travée :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 28} = 0.861$$

Des tables, et après interpolation, on aura :  $\{\beta_1 = 0.868 ; K_1 = 22.95\}$

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_{st} \times d} = \frac{32.694 \times 10^3}{0.868 \times 6.03 \times 28} = 223.086 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 223.086 < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

D'où la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{223.086}{22.95} = 9.72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- **Sur appuis :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

Des tables, et après interpolation, on aura :  $\{\beta_1 = 0.895 ; K_1 = 32.58\}$

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times A_{st} \times d} = \frac{11.539 \times 10^3}{0.895 \times 3.39 \times 28} = 135.83 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 135.83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

D'où la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{135.83}{32.58} = 4.17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

#### b. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 /BAEL 91) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit être au plus égale à la flèche admissible. Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.03}{25 \times 28} = 8.6 * 10^{-3} < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 1.05 * 10^{-2} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{32.694}{10 \times 45.117} = 0.072 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.**

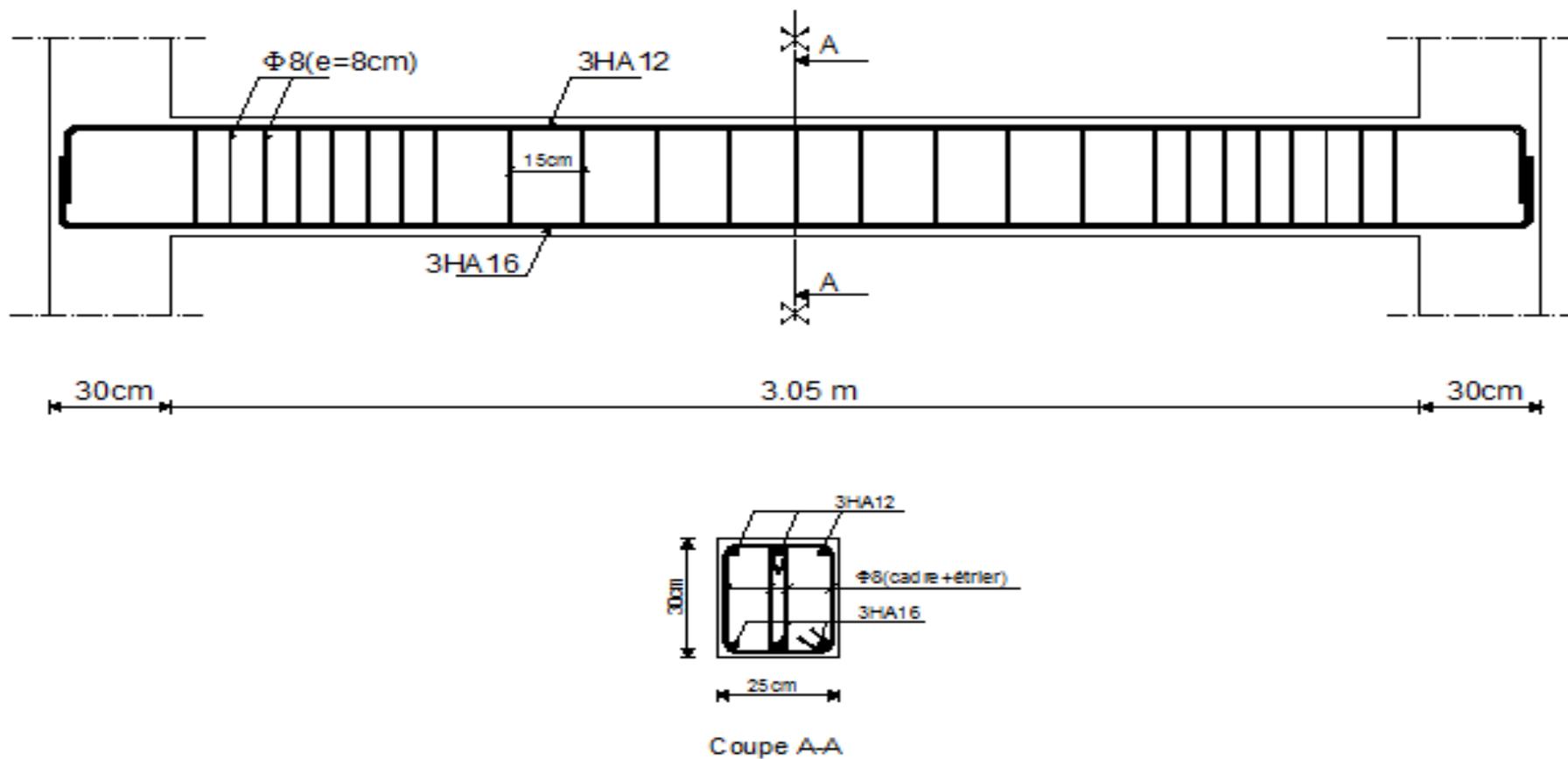


Figure III.50 : Ferrailage de la poutre palière

**Chapitre IV :**

**Modélisation et  
Vérification**

## 1ère Partie : Présentation du logiciel Robot Structure Analysis Professional 2014.

### IV.1. Introduction :

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.



Figure IV. 1: Page d'accueil du logiciel ROBOT.

### IV.2. Etapes de modélisation à suivre dans Robot :

#### 2.1. Choix du type de structure :

Pour notre cas, on étudiera une structure en coque comme montré sur la figure 2.



Figure IV. 2: Choix du type de structure.

## 2.2. Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou on clique sur

l'icône  et .

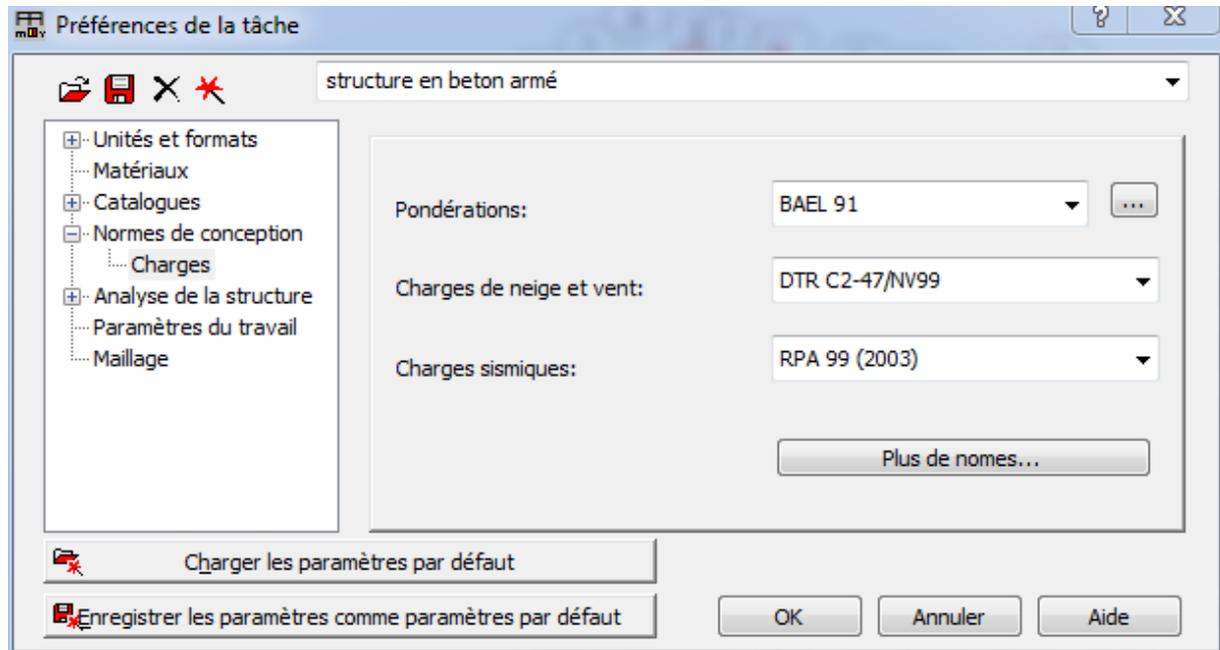


Figure IV. 3: Préférences de la tâche.

- ❖ Unités et formats :
  - Dimensions : toutes les valeurs sont prises avec trois (3) chiffres après la virgule.
  - Force : la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m<sup>2</sup>).
  - Autres : le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).
  - Edition des unités : les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
- ❖ Matériaux : la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CB\_RESIN C18).
- ❖ Catalogue :
  - Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône .
  - Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône .
- ❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).
  - Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (DTR C 2-47/NV99), Charges sismique (RPA99 (2003)).
- ❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides) :
  - Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse, cocher (Cohérente).
- ❖ Maillage : Dans jeux de paramètres par défaut du maillage, sélectionner (Normal), Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

### 2.3. Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône .

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous, dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou lignes arbitraires.

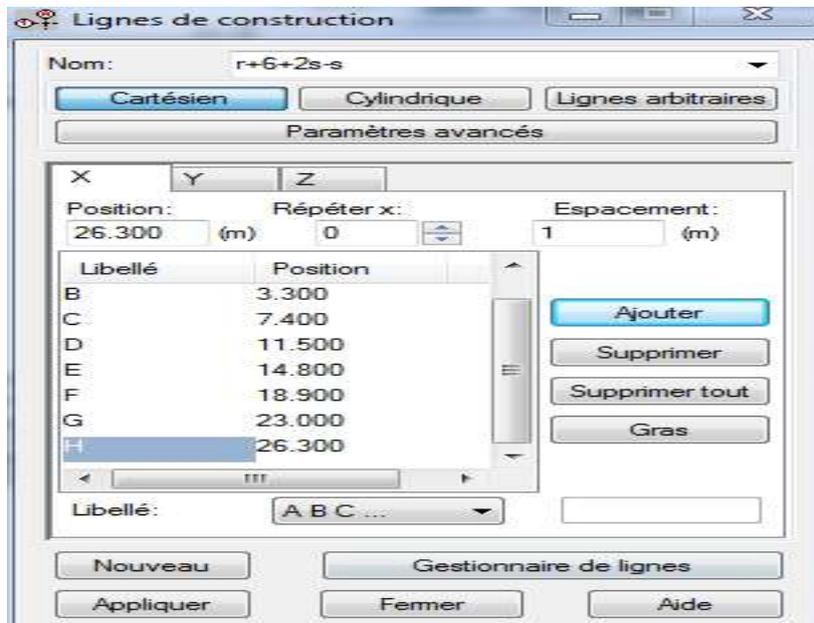


Figure IV. 4: Lignes de construction.

### 2.4. Profils des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques-Profiles de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône , puis on clique sur « Définir un nouveau profilé »  et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

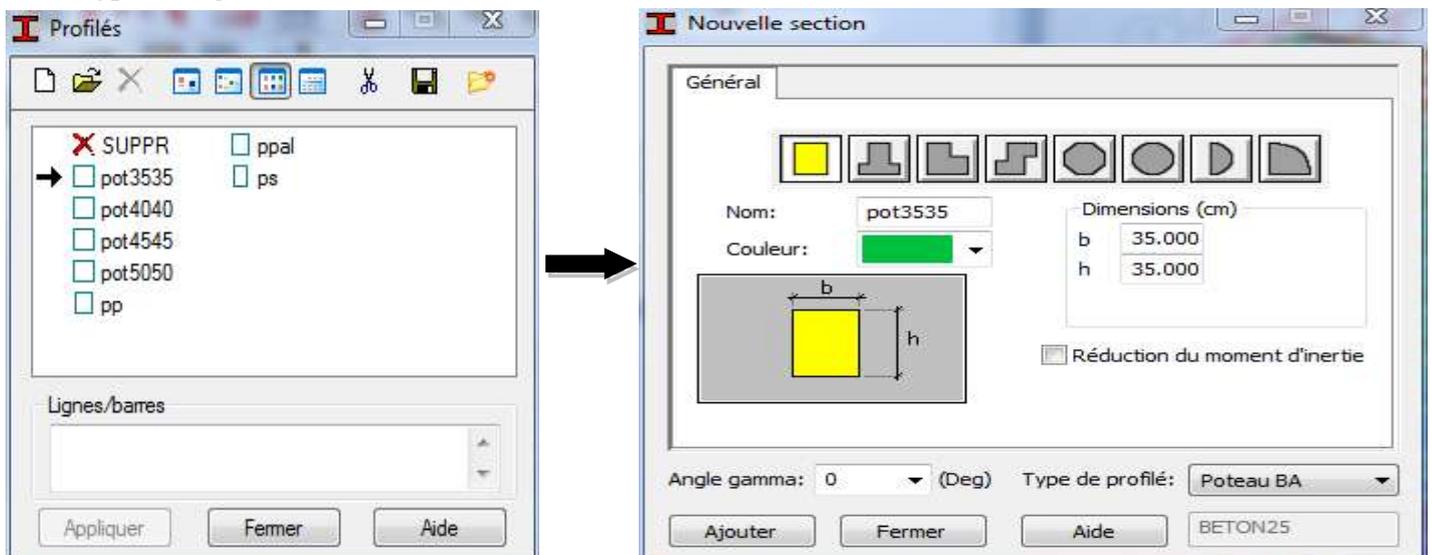


Figure IV. 5: choix des profilés des barres.

### 2.5. Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

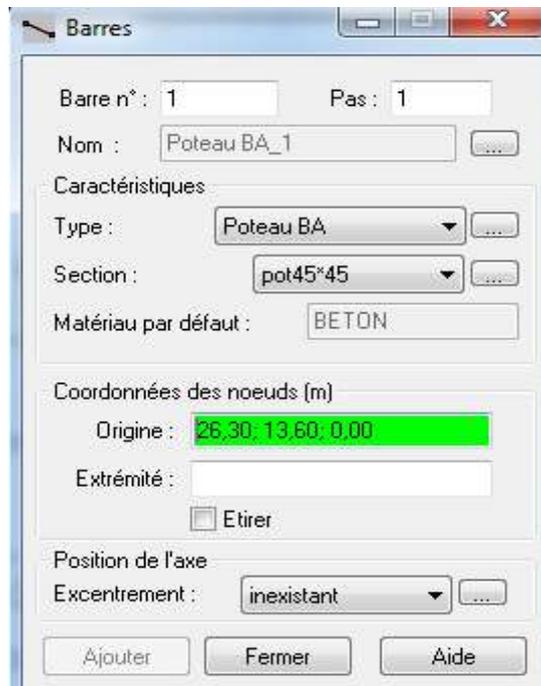


Figure IV. 6: Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

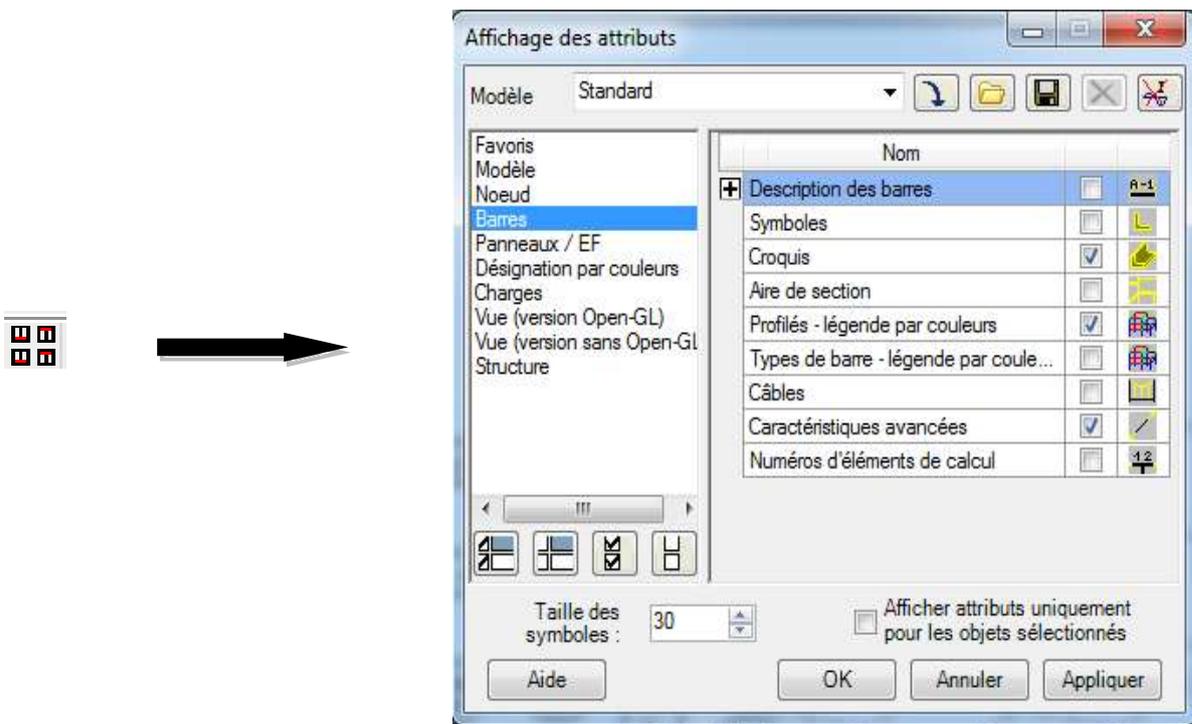


Figure IV. 7: boîte de dialogue (affichage des attributs).

- Exemple d'application de notre structure :

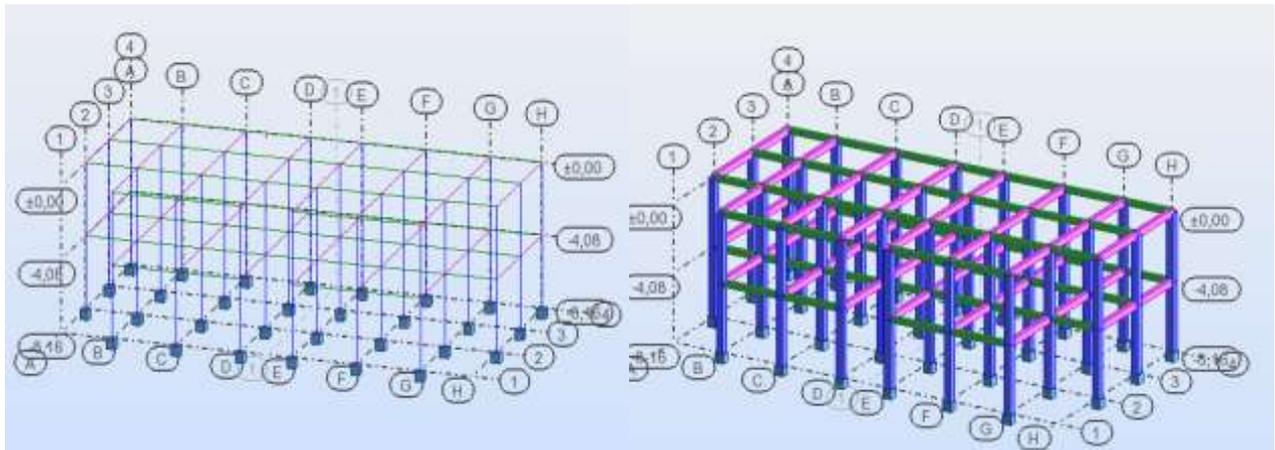


Figure IV. 8: modélisation des barres de notre structure.

## 2.6. Définition des voiles de contreventement :

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

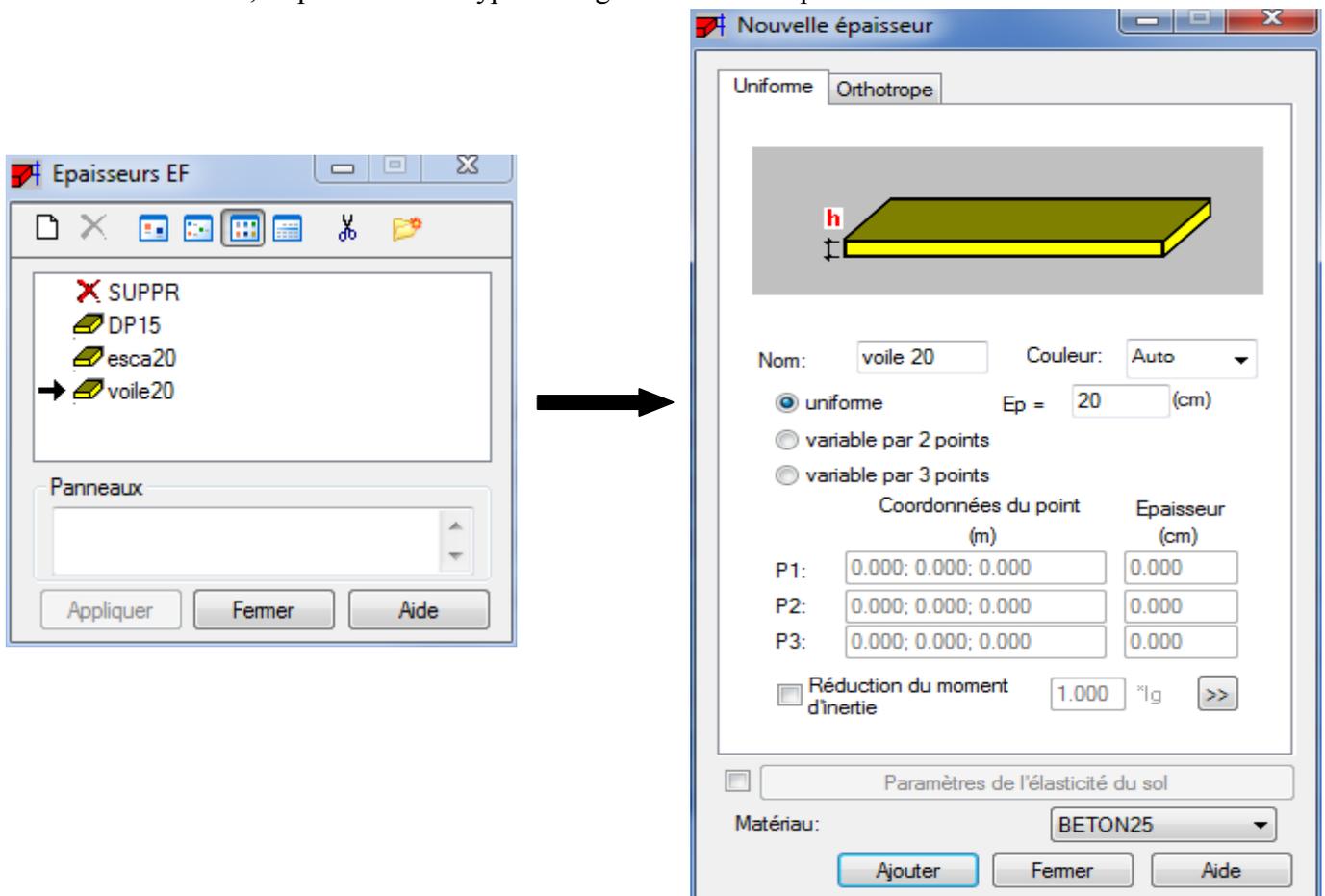


Figure IV. 9: Définition des voiles.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles.

On clique sur l'icône « Poly ligne-contour » , et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

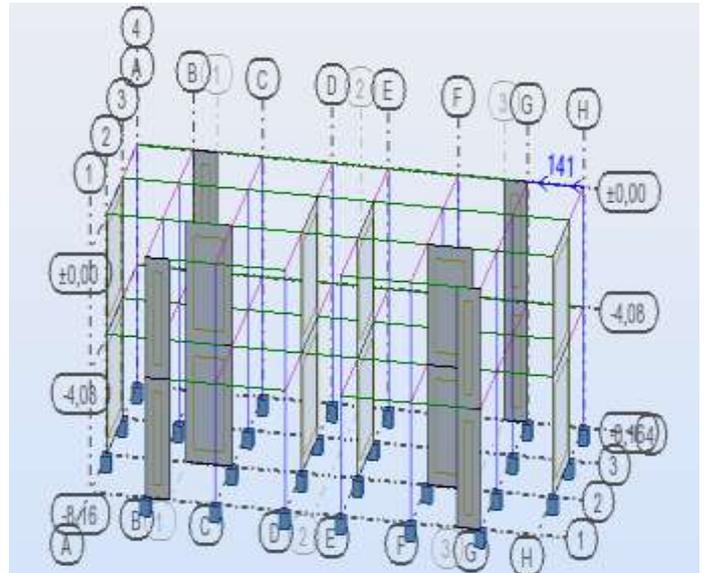
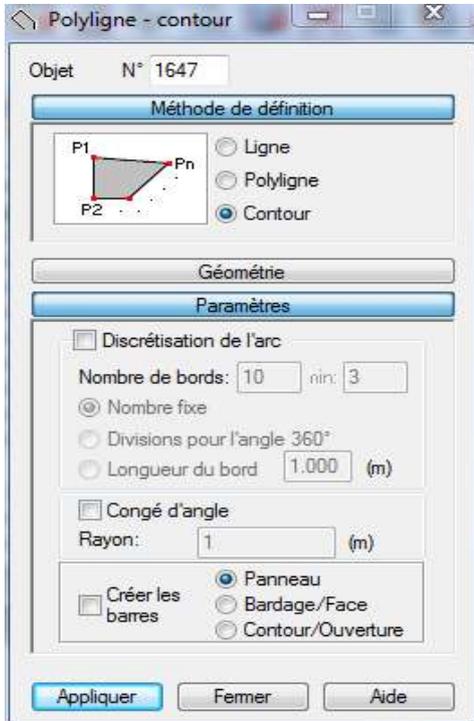


Figure IV. 10: Modélisation des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau » , cocher la case panneau et poser le curseur dans la case liste d'objets. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

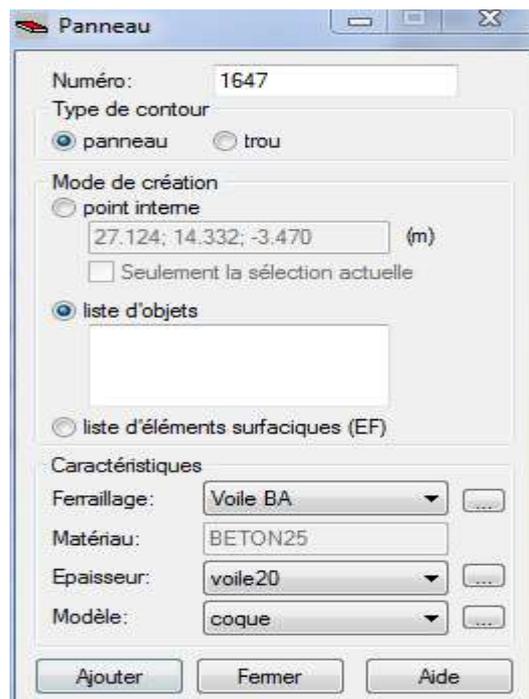


Figure IV. 11: Définition des panneaux.

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure IV. 12: Choix de la présentation.

**2.7. Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :**

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l’onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on les sélectionne et on clique sur l’onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

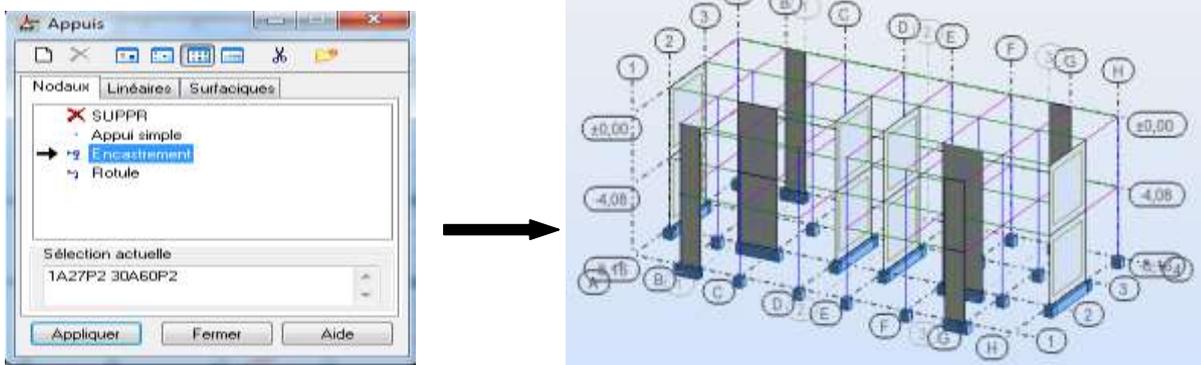


Figure IV. 13: Définition des appuis.

**2.8. Définitions des planchers :**

Pour la définition des planchers de la structure on clique sur l’icône « Poly ligne-contour » , et on coche la case « **Contour** » ainsi que la case « **Bardage/Face** » du bouton « **Paramètres** ».

Après avoir défini les contours des planchers, on affecte la direction de la charge, dans le menu « **Structure** », on choisit « **Caractéristiques additionnelles** », « **Répartition des charges-Bardage** ».

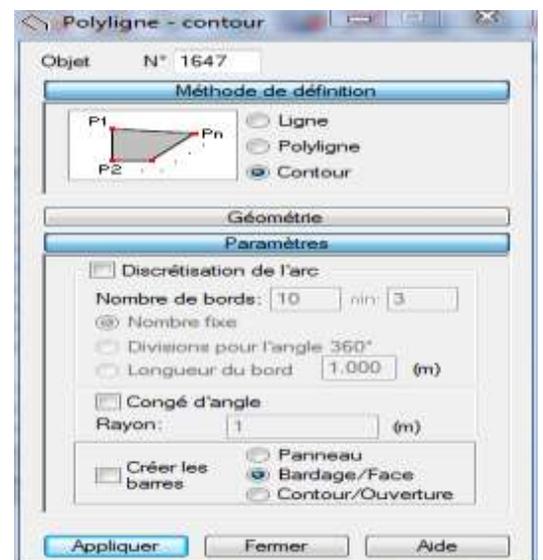
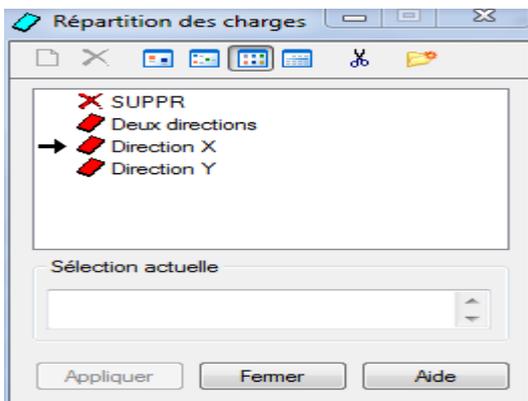


Figure IV. 14: Définition du bardage et répartitions des charges.

**2.9. Définitions des cas de charges :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitations) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur «**Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :

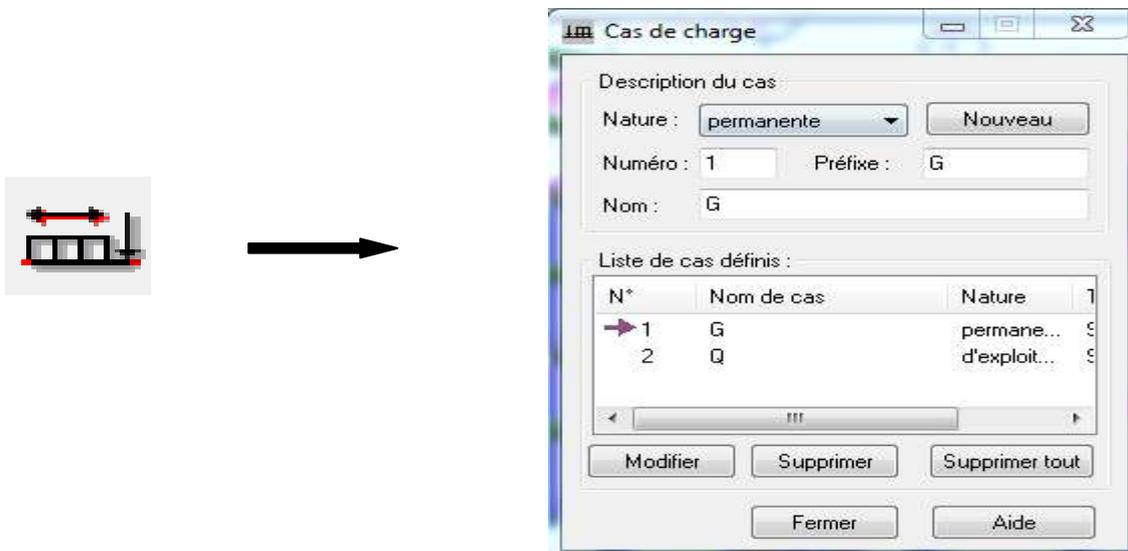
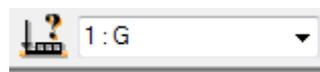


Figure IV. 15: Définition des charges.

**2.10. Chargement de la structure :**

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Dans le menu « **chargement** », « **définir charges** », « **surface** », on clique sur , puis on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « valeurs Z ».

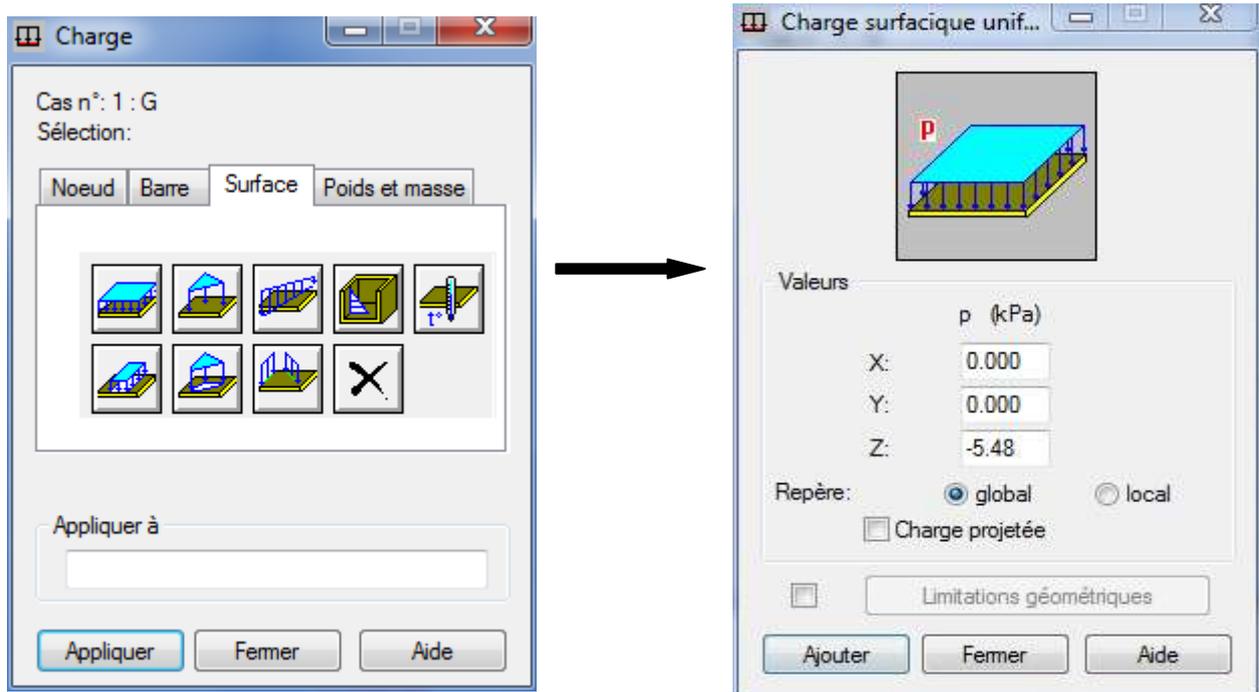


Figure IV. 16: Affectation des charges surfaciques.

**2.11. Définition des options de calculs** (analyse statique, modale et dynamique) :

Dans le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

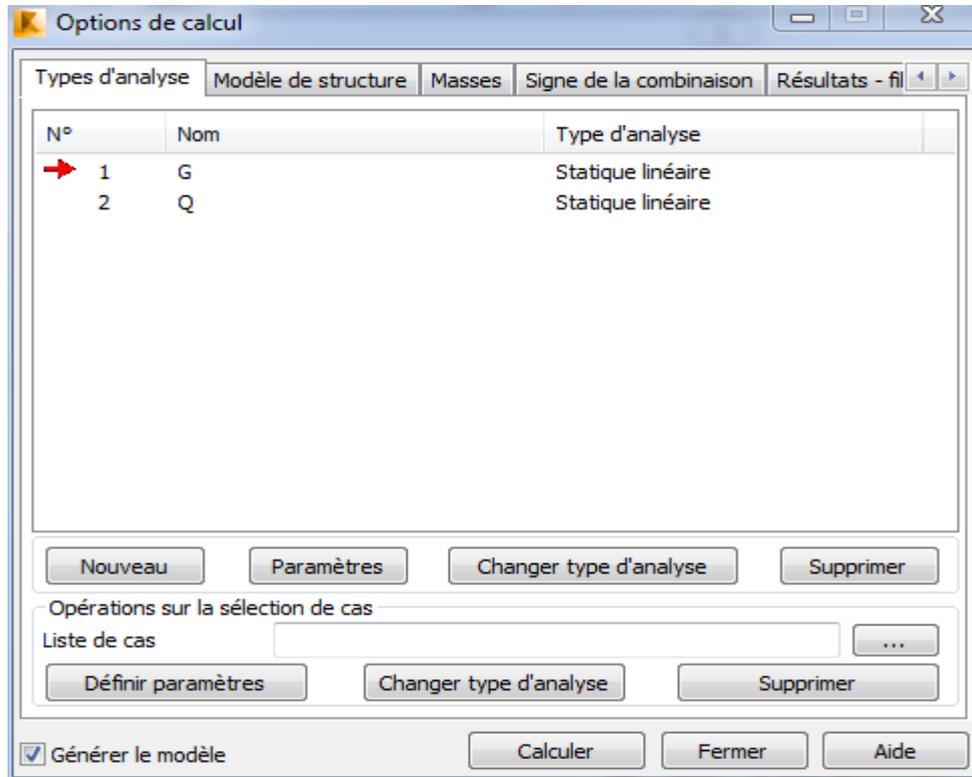


Figure IV. 17: Définition des charges dynamiques.

On clique sur «**Nouveau**» et sélectionné le champ «**Modale...**». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boite de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

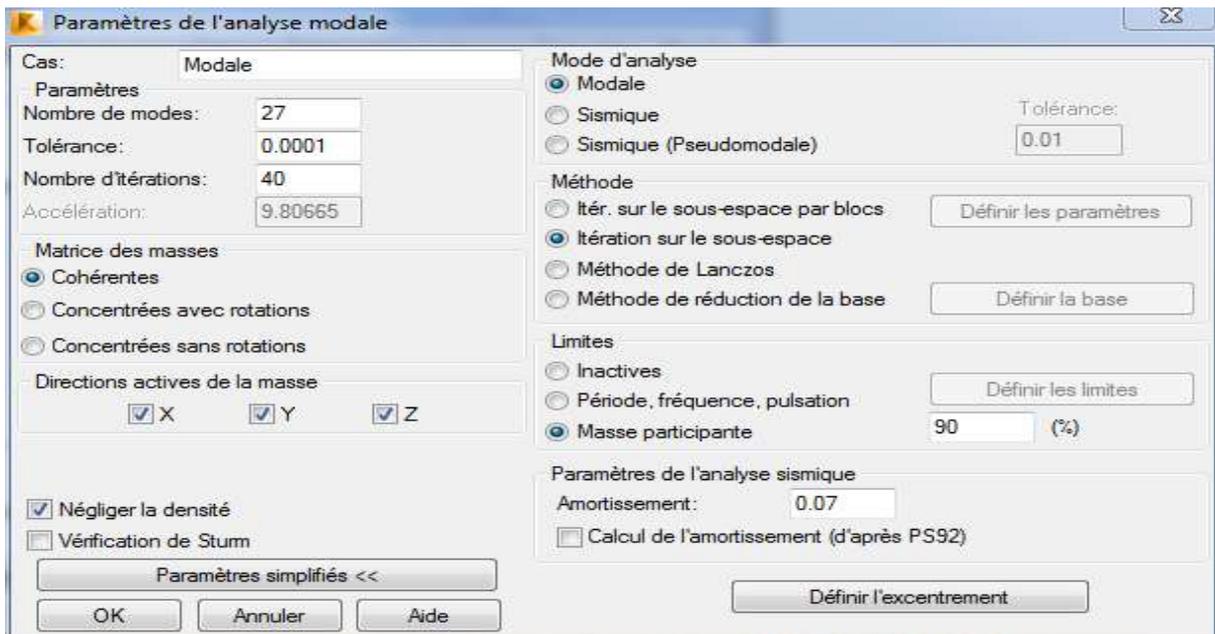


Figure IV. 18: Définition des paramètres de l'analyse modale.

On clique une second fois sur « **Nouveau** », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans «**Définition de la direction** ».

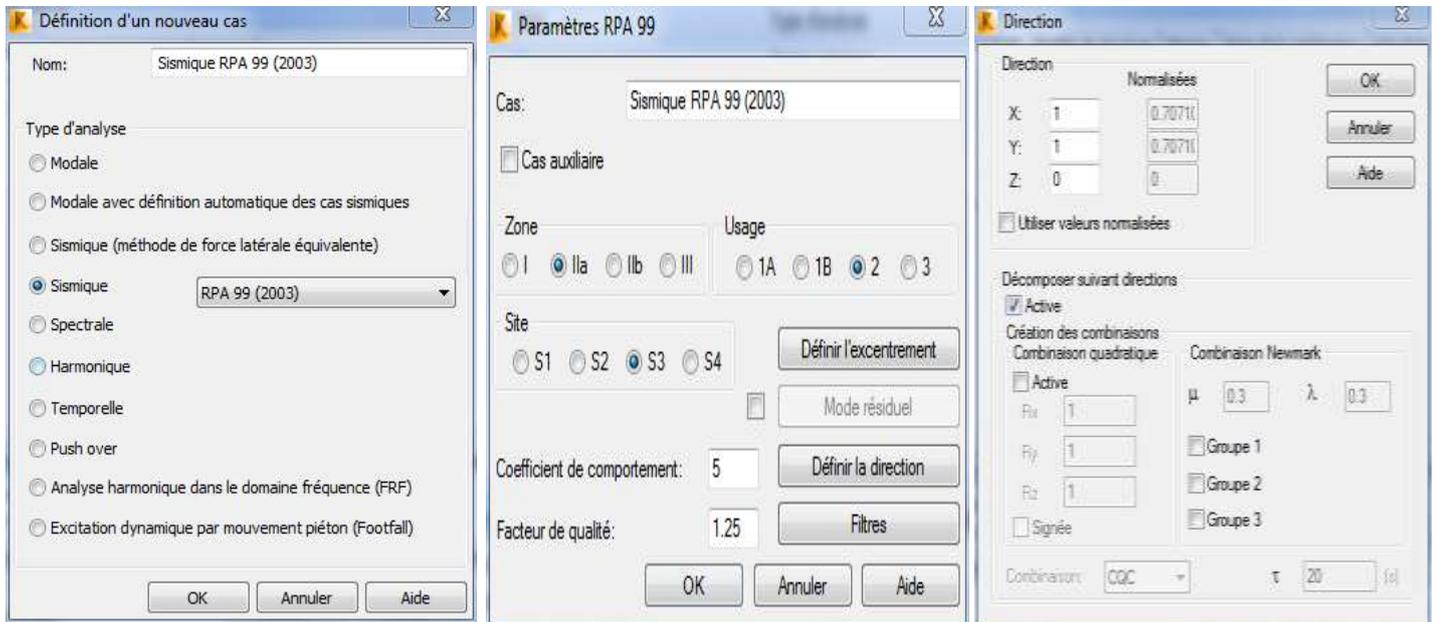


Figure IV. 19: Définition des paramètres de l'analyse sismique.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « **masse** » de la boite de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q).

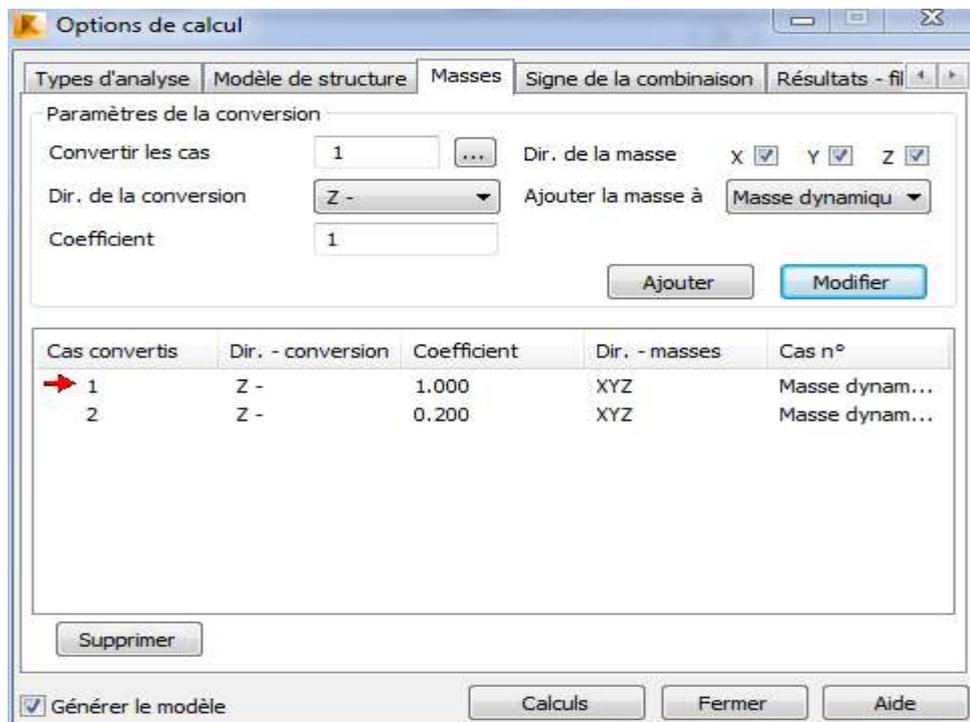


Figure IV. 20: Conversion des masses.

### 2.12. Les combinaisons d'actions :

Dans le menu «charge», «combinaison manuel», on choisit le type de la combinaison et sa nature.

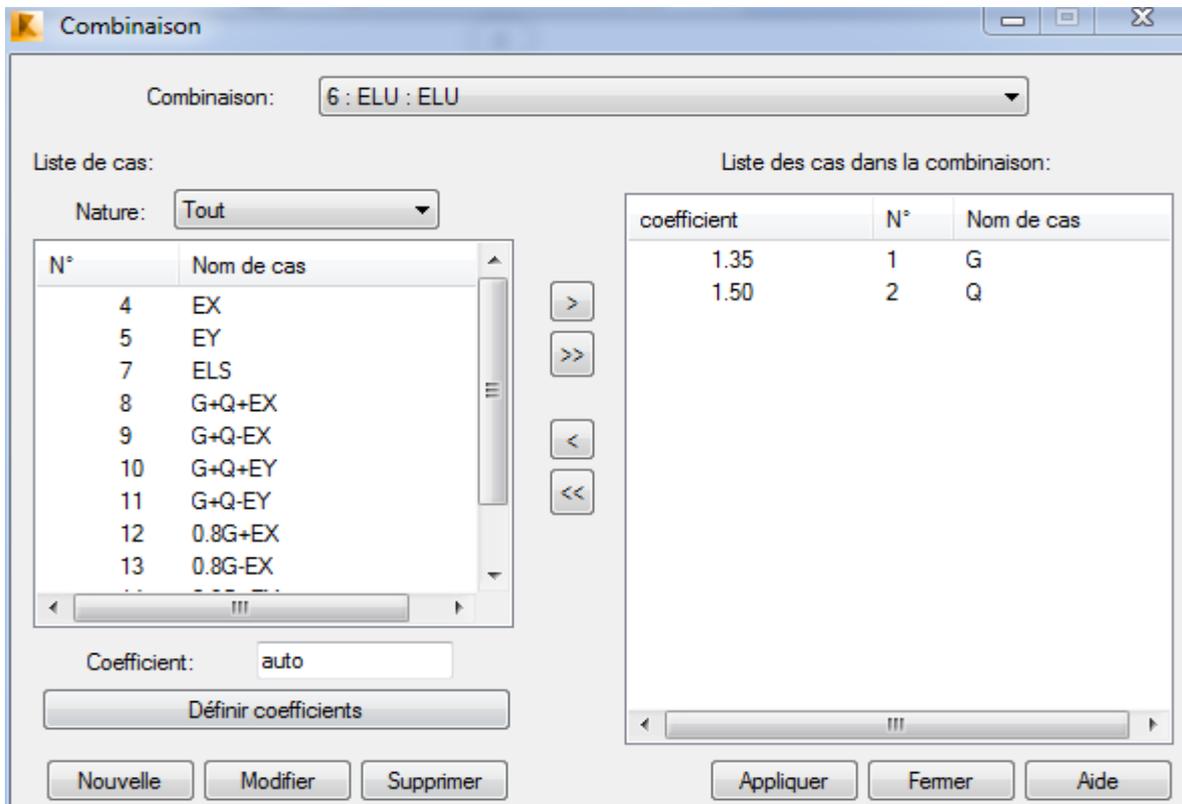


Figure IV. 21: Définition des combinaisons d'actions.

Ainsi on introduit les charges statiques « ELU, ELS » et de la même manière on introduit les combinaisons sismiques «  $G + Q \pm E$  ;  $0.8 G \pm E$  ».

### 2.13. Le maillage :

Pour le maillage des panneaux, dans le menu «Analyse » on sélectionne « Générer le modèle de calcul » le maillage se fait automatiquement.

### 2.14. Liaisons rigides :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « Structure » on choisit « caractéristiques additionnels » puis « liaisons rigides », dans la boîte de dialogue qui s'affiche, on double clique sur « membrane » pour avoir une autre boîte de dialogue, et on bloque les directions en cochant dessus, enfin on clique sur «ajouté» comme indiqué sur la figure IV.23.

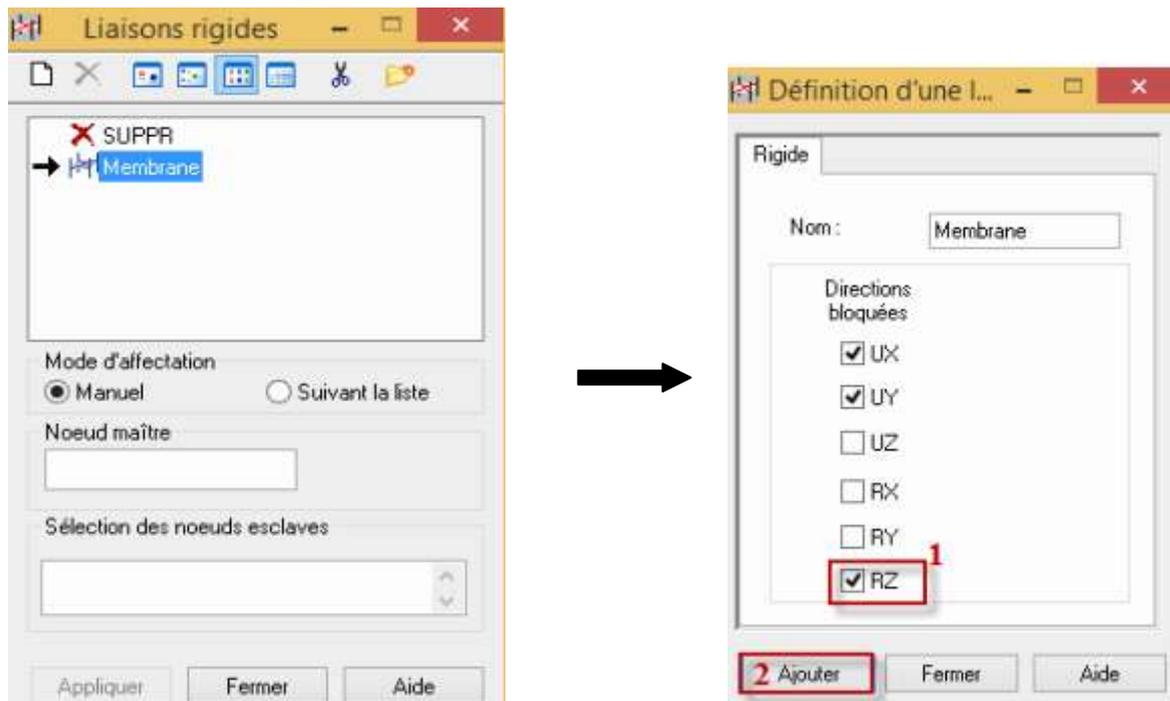


Figure IV.22 : Liaisons rigides.

Ensuite on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône , on clique dans la zone « **nœuds maîtres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro, on clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros, on finit en cliquant sur « **appliquer** ».

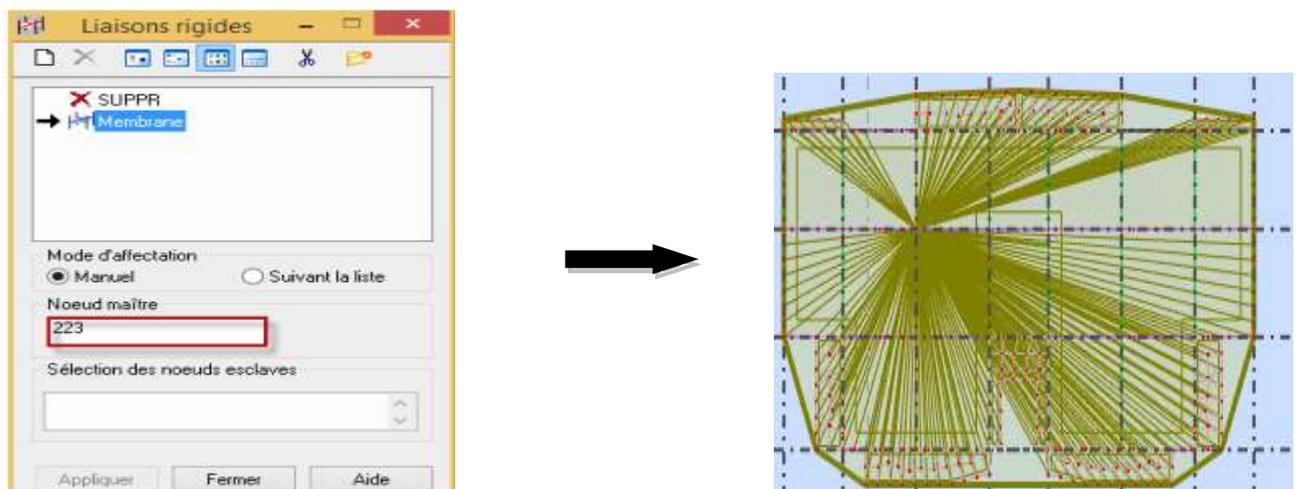


Figure IV. 22: Application de la liaison rigide.

On répète cette opération pour tous les planchers de la structure.

### 2.15. Définition des étages :

On met notre structure sur le plan XZ ou YZ puis Dans le menu «**Structure**» on choisit « **étage** » puis « **étage** ».

On clique sur « **définition graphique** », et on définit graphiquement chaque étage l'un après l'autre, ainsi chaque étage est attribué d'un numéro et de sa hauteur.

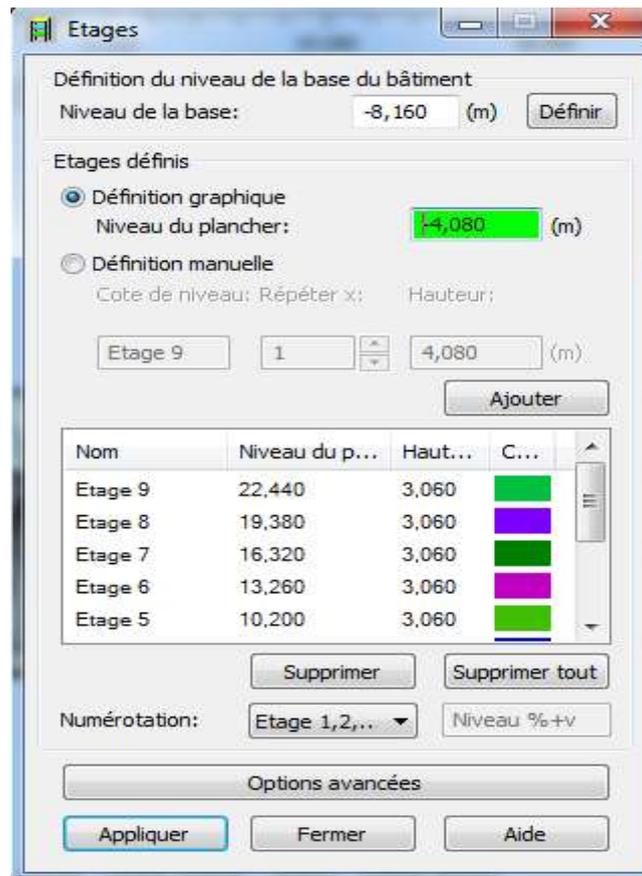


Figure IV. 23: Définition des étages.

### IV.3. Vérification et calcul de la structure :

#### 3.1. Vérification de la structure :

Avant de passer au calcul de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **Vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

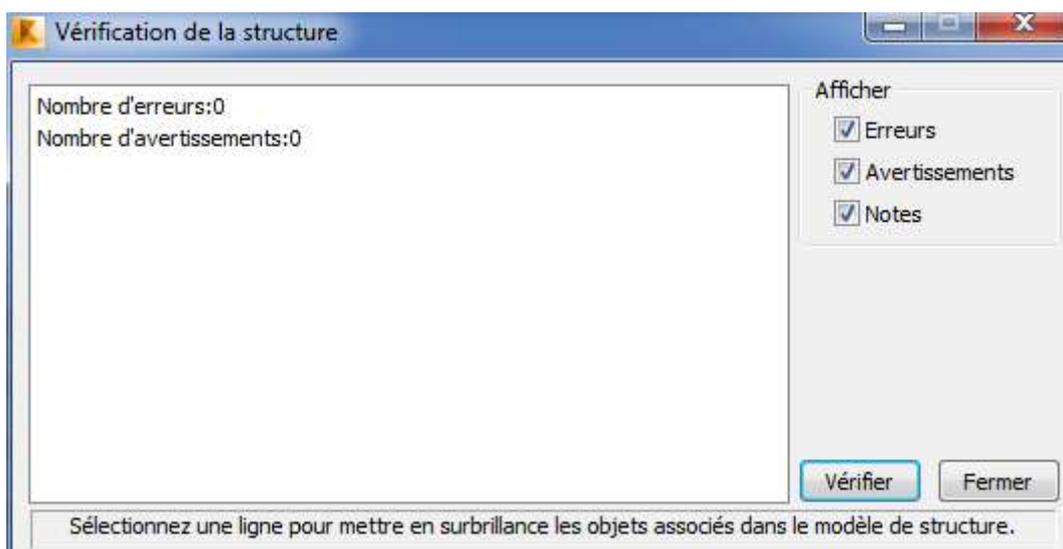


Figure IV. 24: Vérification de la structure.

3.2. Calcul de la structure :

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône  ou à partir du menu déroulant « Analyse » puis « Calculer »

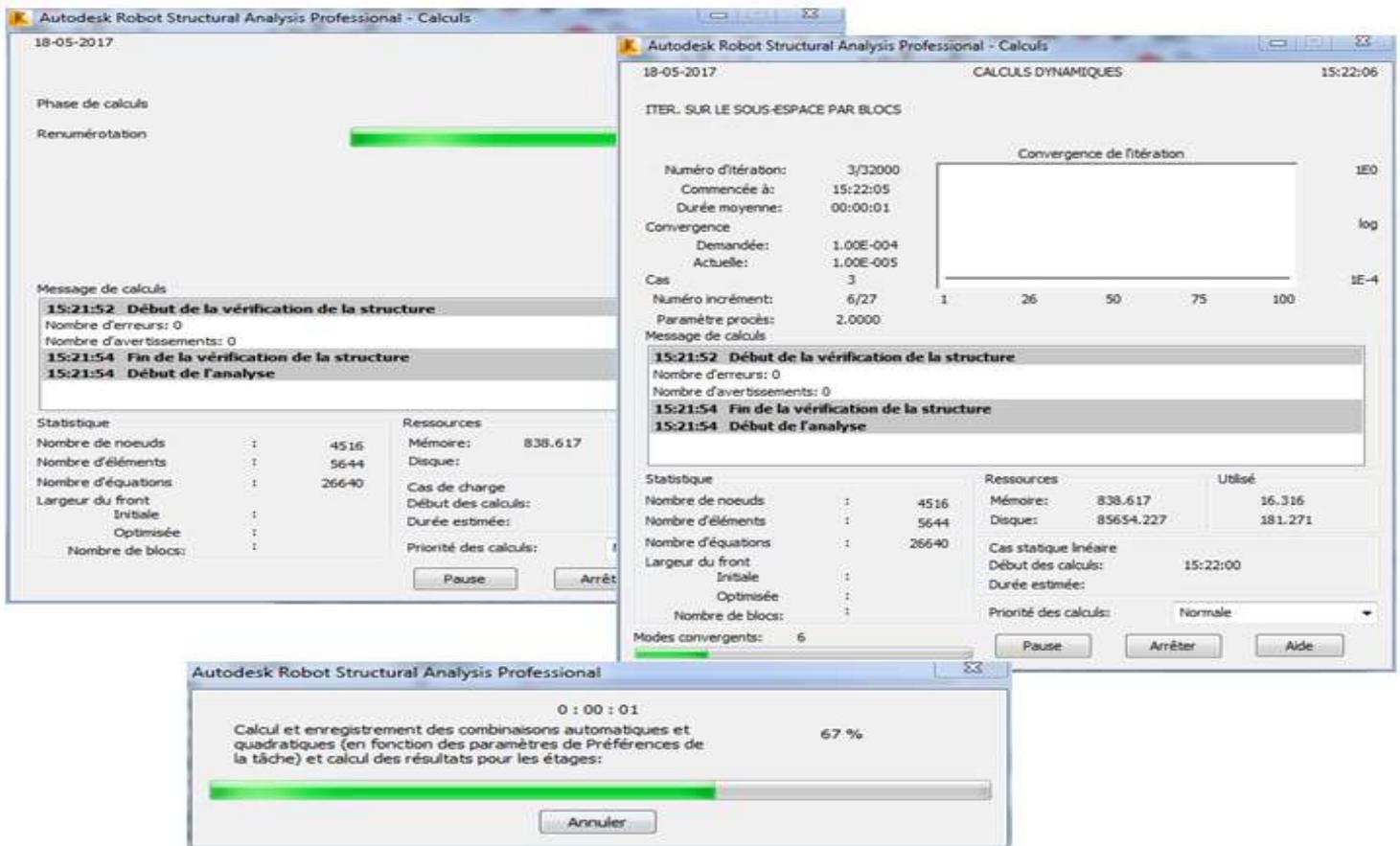


Figure IV. 25: Calcul de la structure.

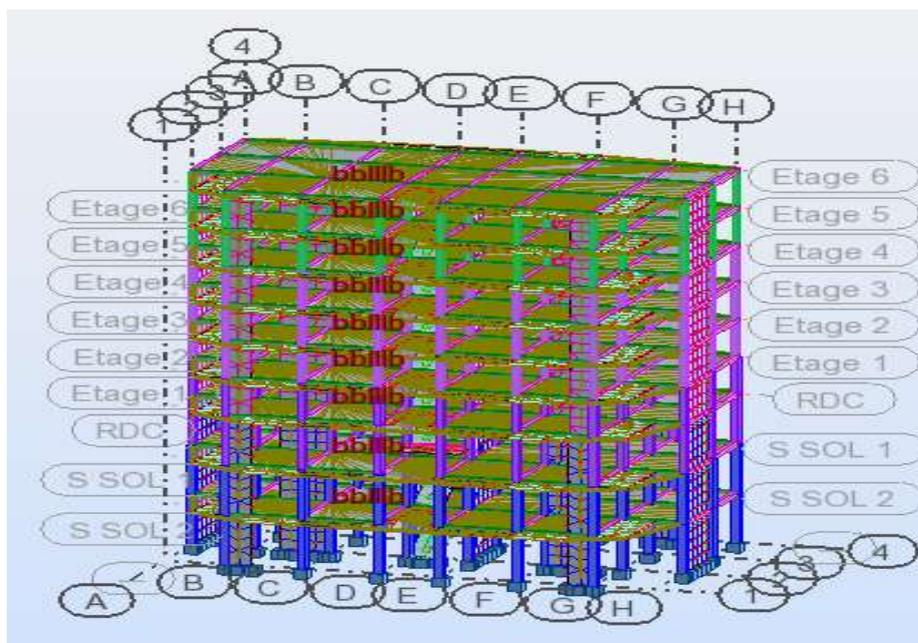


Figure IV. 26: Structure en 3D après calcul.

## 2ème Partie : Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat.

### IV.3. Choix de la méthode de calcul (Chapitre IV Art 4.1 RPA 99/ version 2003) :

Le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente,
- par la méthode d'analyse modale spectrale,
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Chapitre IV Art : 4.1.2 RPA 99/ version 2003) :

Notre bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de **30.6 m** implanté à Tizi-Ouzou (oued falli) qui est une zone **IIa**. Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ». On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

#### 4.1. Méthode dynamique modale spectrale :

##### 1) Principe de la méthode :

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

##### 2) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de : **H = 30.60 m < 48 m**, qui est classer selon le RPA 99 / version 2003 dans le groupe d'usage 2.

##### 3) Classification du site (Art 3.3, RPA 99 / version 2003) :

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implanté sur un sol de catégorie **S3 (Site meuble)** avec une contrainte admissible de  $\sigma_{sol} = 2.00$  bars.

##### 4) Spectre de réponse de calcul (Art 4.3.3, RPA 99 / version 2003) :

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesse et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres.

(Sa / g)

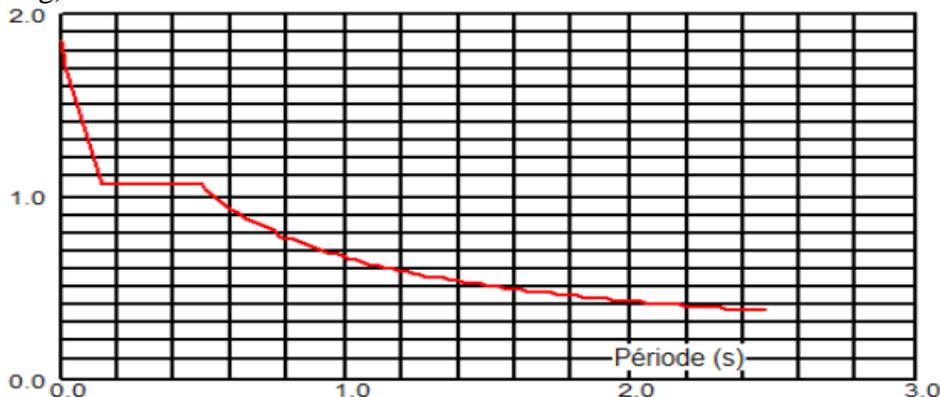


Figure IV. 27: Spectre de réponse.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**) (**RPA 99 / version 2003**)

**A = 0.15** (Groupe d'usage 2; zone IIa).

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2**) (**RPA 99 / version 2003**)

**ξ = 7 % (mixte)**

**R** : coefficient de comportement de la structure (**Tab 4.3**) (**RPA 99 / version 2003**) : **R = 5**

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**)

$$\text{(RPA 99 / version 2003)} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right. \quad \text{(Site S3)}$$

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882 > 0.7$$

**Q** : facteur de qualité (**tableau 4.4**) (**RPA 99/ version 2003**)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation (Art 3.5, **RPA 99 / version 2003**)
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ<sub>1</sub><sup>5</sup> P<sub>q</sub>**

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

**a. Conditions minimales sur les files de contreventement : P<sub>1</sub> = 0.05**

- Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement..... **Condition non vérifiée.**
- Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à **0,67** ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à **1,0**. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..... **Condition non vérifiée.**

**b. Redondance en plan  $P_2 = 0$  :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5..... **Condition vérifiée.**

**c. Régularité en plan  $P_3 = 0.05$  :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

**d. Régularité en élévation  $P_4 = 0$**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

**e. Contrôle de la qualité des matériaux  $P_5 = 0$**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

**f. Contrôle de la qualité de l'exécution  $P_6 = 0$**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur le chantier cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

❖ Tableau IV.1 : récapitulatif des conditions du facteur qualité Q.

Critères à vérifier	$P_q$ (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	<b>0.05</b>
Redondance en plan	<b>0</b>
Régularité en plan	<b>0.05</b>
Régularité en élévation	<b>0</b>
Contrôle de la qualité des matériaux	<b>0</b>
Contrôle de la qualité de l'exécution	<b>0</b>
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	<b>1.10</b>

**4.2. Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- **B.A.E.L 91 Modifiées 99 :**  $1,35G + 1,5Q$  (ELU)  
 $G + Q$  (ELS)

- **Combinaison sismique (Art 5.2 RPA 99 / version 2003) :**  
 $G + Q \mp E$  ;  $0,8G \mp E$ .

**G :** charges permanentes,

**Q :** charges d'exploitation non pondérées,

**E :** action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

**3ème Partie : Interprétation des résultats et vérification selon les exigences du RPA99/version 2003.**

**VI.5. Effort normal réduit (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :**

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : L'aire de la section en béton,  $B_c = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton.  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de  $N_d$  est prise à partir de logiciel **Robot**,

Clic droit sur la souris, puis « **Tableaux** » pour cocher la case « **Efforts** »,

Double clic sur la case « **Fx** » pour avoir l'ordre décroissant, la valeur de l'effort  $N_d$  dans notre cas est :  $N_d = 1808.431 \text{ KN}$

❖ Tableau IV.2 : Effort normal donné par Robot.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
<b>MAX</b>	1808,431	93,328	138,643
Barre	17	14	1159
Noeud	33	28	111
Cas	17 (C) (CQC)	6 (C)	17 (C) (CQC)
Mode			
<b>MIN</b>	-801,701	-106,930	-128,405
Barre	22	10	628
Noeud	43	20	95
Cas	16 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode			

Donc :

$$V = \frac{1808.431}{0.25 \times 25000} = 0.289 < 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

**IV.6. Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \text{ (Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

❖ Tableau IV.3 : valeurs du coefficient  $C_T$ .

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie Portiques .	0.085
3	autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie .	0.050

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30%**.

Donc :  $T = 0.05(30.6)^{\frac{3}{4}} = 0.651 \text{ s}$

Après majoration de la période de **30 %** on a :  $T = 0.651 \times 1.3 = 0.846 \text{ s}$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel Robot :

❖ Tableau IV.4 : période analytique donnée par Robot.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
<b>MAX</b>	15,192	0,838	91,920
Cas	3	3	3
Mode	27	1	27
<b>MIN</b>	1,194	0,066	73,353
Cas	3	3	3
Mode	1	27	1

$T_{RPA} = 0.846 \text{ s} \geq T_{Log} = 0.838$  ..... Condition vérifiée.

#### IV.7. Effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_t \geq 0.8 V$  Avec :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$

$V_t^x = 2141.184 \text{ KN}$   
 $V_t^y = 2167.626 \text{ KN}$

} à partir des tableaux donnés par Robot.

❖ Tableau IV.5 : effort tranchant à la base donnée par Robot  $V_{t,x}$ .

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	2141,184	784,317	22789,690	111,128	1653,248	39,744
Somme réactions	1983,891	11,110	3,002	39,792	27234,602	16194,447
Somme efforts	1983,879	11,094	3,010	39,567	27235,197	16194,689
Vérification	3967,770	22,204	6,012	79,358	54469,798	32389,136
Précision	1,06663e-001	2,17864e-002				

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	130,042	2167,626	18583,134	824,775	74,872	24,142
Somme réactions	11,234	2132,649	51,190	30127,169	627,483	30847,200
Somme efforts	11,051	2132,640	51,852	30127,545	635,871	30847,719
Vérification	22,285	4265,290	103,043	60254,715	1263,354	61694,919
Précision	1,06663e-001	2,17864e-002				

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $\frac{0.8V}{V_t}$

AN : A = 0.15 ; Q = 1.10 ; R = 4

W : la masse total de la structure donné par Robot : W = 34685.5562 KN

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2$  ; périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab 4.7), (RPA 99/ version 2003)

$$T_2 = 0.50 \text{ Site S3}$$

T : La période analytique donné par Robot :  $\begin{cases} T_{\text{mode1}} = 0.838 \text{ s} \\ T_{\text{mode2}} = 0.697 \text{ s} \end{cases}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882 > 0.7$$

avec:  $\xi = 7 \%$

On a pour les deux modes  $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$

Donc :

$$D_x = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{mode 1}}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.838}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.562$$

$$D_y = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{mode 2}}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.697}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.766$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.562 \times 1.10}{4} \times 34685.5562 = 2234.877 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.766 \times 1.10}{4} \times 34685.5562 = 2526.756 \text{ KN}$$

$$V_{\text{MSE}}^x = 0.8 \times 2234.877 = 1787.902 \text{ KN} < V_t^x \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{\text{MSE}}^y = 0.8 \times 2526.756 = 2021.405 \text{ KN} < V_t^y \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

#### IV.8. Nombre de modes considérer (masse participante) Art 4.3.4 du RPA 99/ version 2003 :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5 %** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.
- Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au **25<sup>ème</sup>** mode dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

❖ Tableau IV.6 : Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.

4/ 19	14,303	0,070	91,894	86,371
4/ 20	14,423	0,069	91,894	86,371
4/ 21	14,490	0,069	91,894	86,383
4/ 22	14,740	0,068	91,895	86,832
4/ 23	14,757	0,068	91,896	86,832
4/ 24	14,853	0,067	91,897	87,993
4/ 25	15,040	0,066	91,902	90,515
4/ 26	15,094	0,066	91,916	90,521
4/ 27	15,192	0,066	91,920	91,614

#### IV.9. Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003 :

❖ Tableau IV.7 : Les extrêmes globaux des déplacements.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	9,593	6,799	0,681	0,004	0,004	0,002
<b>Noeud</b>	2918	4365	5965	1921	6728	1363
<b>Cas</b>	17 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	5	11 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)
<b>Mode</b>			CQC			
<b>MIN</b>	-8,003	-6,788	-1,021	-0,004	-0,004	-0,001
<b>Noeud</b>	2918	4365	2852	2704	6728	1363
<b>Cas</b>	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

❖ Tableau IV.8 : Déplacements absolus suivant l'action sismique  $E_x$ .

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
4/ 1	0,442	0,027	0,481	0,060	0,0	0,0	0,442	0,027	0,001	0,000
4/ 2	1,374	0,093	1,493	0,196	0,421	0,001	0,932	0,066	0,002	0,000
4/ 3	2,543	0,165	2,793	0,385	1,300	0,003	1,169	0,072	0,003	0,000
4/ 4	3,425	0,234	3,783	0,547	2,371	0,003	0,882	0,069	0,003	0,000
4/ 5	4,289	0,308	4,763	0,723	3,184	0,003	0,864	0,074	0,003	0,000
4/ 6	5,101	0,384	5,693	0,904	3,974	0,004	0,812	0,076	0,003	0,000
4/ 7	5,842	0,458	6,550	1,081	4,711	0,007	0,741	0,074	0,002	0,000
4/ 8	6,520	0,530	7,342	1,254	5,379	0,008	0,678	0,072	0,002	0,000
4/ 9	7,138	0,599	8,067	1,419	5,987	0,017	0,618	0,068	0,002	0,000

❖ Tableau IV.9 : Déplacements absolus suivant l'action sismique  $E_y$ .

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
5/ 1	0,014	0,232	0,027	0,274	0,0	0,0	0,014	0,232	0,000	0,001
5/ 2	0,043	0,748	0,084	0,883	0,003	0,189	0,028	0,515	0,000	0,001
5/ 3	0,098	1,472	0,178	1,737	0,002	0,610	0,056	0,725	0,000	0,002
5/ 4	0,141	2,119	0,255	2,500	0,003	1,204	0,042	0,647	0,000	0,002
5/ 5	0,187	2,827	0,338	3,332	0,005	1,736	0,046	0,707	0,000	0,002
5/ 6	0,234	3,566	0,424	4,201	0,005	2,319	0,047	0,739	0,000	0,002
5/ 7	0,282	4,312	0,511	5,077	0,006	2,929	0,048	0,746	0,000	0,002
5/ 8	0,329	5,055	0,596	5,949	0,007	3,546	0,047	0,743	0,000	0,002
5/ 9	0,375	5,777	0,677	6,795	0,009	4,161	0,046	0,722	0,000	0,002

D'après le **RPA 99/2003**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \quad , \quad \Delta_k \leq 1 \% h_{\text{étage } k}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  y compris l'effet de torsion.

❖ Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étages.

Niveaux	Déplacements des niveaux		Hauteur de l'étage (cm)	Déplacements relatifs des niveaux		1 % h étage (cm)	Vérification $\Delta U (R) \leq 1\% h_{\text{étage}}$
	$U_{max}^x$	$U_{max}^y$		$\Delta_k^x$	$\Delta_k^y$		
<b>6</b>	8.067	6.795	306	0.725	0.846	3.06	<b>Condition vérifiée</b>
<b>5</b>	7.342	5.949	306	0.792	0.872	3.06	<b>Condition vérifiée</b>
<b>4</b>	6.550	5.077	306	0.857	0.876	3.06	<b>Condition vérifiée</b>
<b>3</b>	5.693	4.201	306	0.93	0.869	3.06	<b>Condition vérifiée</b>
<b>2</b>	4.763	3.332	306	0.97	0.832	3.06	<b>Condition vérifiée</b>
<b>1</b>	3.793	2.500	306	1	0.763	3.06	<b>Condition vérifiée</b>
<b>RDC</b>	2.793	1.737	408	1.3	0.854	4.08	<b>Condition vérifiée</b>
<b>S/Sol 1</b>	1.493	0.883	408	1.012	0.609	4.08	<b>Condition vérifiée</b>
<b>S/Sol 2</b>	0.481	0.274	408	0.481	0.274	4.08	<b>Condition vérifiée</b>

#### IV.10. Les excentricités (Art 4.2.7 RPA 99 version2003) :

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans 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
- Excentricité théorique résultant des plans

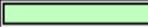
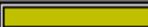
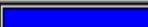
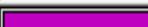
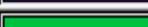
Les excentricités théoriques (ex0 ; ey0) données par Robot sont affichées dans le tableau suivant :

❖ Tableau IV.11 : Les excentricités théoriques.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	S SOL 2	224772,837	13,147 6,769 -5,	13,150 6,917 -5,	4526186,917	15068766,623	18770921,110	0,003	0,148
1/ 2	S SOL 1	228431,176	13,147 6,833 -1,	13,150 6,817 -1,	4491626,726	15077121,106	18730053,590	0,003	0,015
1/ 3	RDC	222271,567	13,156 6,947 2,	13,150 6,900 2,	4636318,906	14285049,337	18106032,846	0,005	0,047
1/ 4	Etage 1	184181,293	13,150 6,975 6,	13,150 6,867 6,	3836285,476	11646715,206	15111169,779	0,000	0,107
1/ 5	Etage 2	174422,222	13,150 6,950 9,	13,150 6,858 9,	3587166,689	10951557,076	14190829,518	0,000	0,092
1/ 6	Etage 3	174422,222	13,150 6,950 12	13,150 6,858 12	3587096,139	10951294,307	14190637,299	0,000	0,092
1/ 7	Etage 4	174422,222	13,150 6,950 15	13,150 6,858 15	3586893,321	10951283,707	14190829,518	0,000	0,092
1/ 8	Etage 5	165811,277	13,150 6,926 18	13,150 6,851 18	3366653,900	10337312,200	13378305,738	0,000	0,075
1/ 9	Etage 6	156861,404	13,150 6,912 21	13,150 6,889 21	3340463,235	10322393,711	13352409,658	0,0	0,024

Les excentricités accidentelles (ex1 ; ey1) sont affichées dans le tableau suivant :

❖ Tableau IV.12 : Les excentricités accidentelles.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	S SOL 2	1A18 21A30 79		26,300	15,100	1,315	0,755
2	S SOL 1	31A48 51A60 9		26,300	15,100	1,315	0,755
3	RDC	61A78 81A90 1		26,300	16,800	1,315	0,840
4	Etage 1	117 118 135 13		26,300	16,800	1,315	0,840
5	Etage 2	123 124 141 14		26,300	16,800	1,315	0,840
6	Etage 3	125 126 143 14		26,300	16,800	1,315	0,840
7	Etage 4	127 128 145 14		26,300	16,800	1,315	0,840
8	Etage 5	129 130 147 14		26,300	16,800	1,315	0,840
9	Etage 6	131 132 149 15		26,300	16,800	1,315	0,840

❖ **Remarque:**

D'après le RPA, l'excentricité à prendre en compte est la valeur maximum de l'excentricité théorique et accidentelle.

On doit vérifier que :  $e = \max \{0.05 L_{max} , e_0\} \leq e_1$

$e_{x1} = 1.315 \text{ cm}$

$e_{y1} = 0.84 \text{ cm}$

**IV.11. Justification de l'interaction portiques-voiles :**

D'après l'article du RPA 99-3.4.a version 2003 le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction Portique / voiles :

Charge sismique reprise par les voiles longitudinales est de 4550.28 KN

Charge sismique reprise par les voiles transversales est de 8053.53 KN

Charge sismique reprise par les portiques longitudinales est de 4471.948 KN

Charge sismique reprise par les portiques transversales est de 9292.118 KN

Portiques + Voiles longitudinales = 12603.81 KN (voiles : 63.39 % ; portiques: 36.61 %)

Portiques + Voiles transversales = 13764.066 KN (voiles : 67.51 % ; portique : 32.49 %)

**Conclusion :**

Notre structure est à ossature mixte contreventée par voile.

**IV.12. L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «  $k$  ».  $P_k = \Sigma (WGi + \beta WQi)$

$V_k$ : Effort tranchant au niveau «  $k$  » =  $\Sigma Fi$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « $k$ » par rapport au niveau «  $k-1$  ».

$h_k$ : Hauteur d'étage «  $k$  »

- Si  $\theta_k < 0,1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Tableau IV.13 : Vérification des effets P-Δ dans le sens X-X.

Niveaux	$P_k$ (KN)	$h_k$	SENS X-X				observation
			$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\theta_k$	
6	3644.048	306	0.725	466.012	142599.672	0.019	Vérifiée
5	3434.854	306	0.792	332.226	101661.156	0.026	Vérifiée
4	3502.997	306	0.857	272.107	83264.742	0.036	Vérifiée
3	3523.305	306	0.93	237.673	72727.938	0.045	Vérifiée
2	3528.331	306	0.97	204.48	62570.88	0.055	Vérifiée
1	3590.298	306	1	171.144	52370.064	0.06	Vérifiée
RDC	3989.769	408	1.3	154.292	62951.136	0.08	Vérifiée
S/Sol 1	3973.320	408	1.012	105.3	42962.4	0.09	Vérifiée
S/Sol 2	4253.336	408	0.481	50.646	24669.312	0.099	Vérifiée

❖ Tableau IV.14 : Vérification des effets P-Δ dans le sens Y-Y.

Niveaux	$P_k$ (KN)	$h_k$	SENS Y-Y				observation
			$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\theta_k$	
6	3644.048	306	0.725	530.549	162347.994	0.016	Vérifiée
5	3434.854	306	0.792	374.096	114473.376	0.023	Vérifiée
4	3502.997	306	0.857	294.582	90142.092	0.033	Vérifiée
3	3523.305	306	0.93	247.375	75696.75	0.043	Vérifiée
2	3528.331	306	0.97	208.342	63752.652	0.054	Vérifiée
1	3590.298	306	1	172.096	52661.376	0.068	Vérifiée
RDC	3989.769	408	1.3	153.592	62665.536	0.082	Vérifiée
S/Sol 1	3973.320	408	1.012	107.152	43718.016	0.092	Vérifiée
S/Sol 2	4253.336	408	0.481	52.856	21565.248	0.095	Vérifiée

On constate que  $\theta_k^x$  et  $\theta_k^y$  sont inférieurs à 0,1. Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

**❖ Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- Les effets P- $\Delta$  sont négligeables dans notre structure (vérifié).

On passe dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments structuraux.

**Chapitre V :**

**Ferraillage des  
poteaux**

## V. Ferrailage des poteaux :

### V.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1.35 G + 1.5 Q$  à l'ELU
  - $G + Q$  à l'ELS
- } B A E L 91
- $G + Q \mp E$
  - $0.8G \mp E$
- } RPA 99 / version 2003

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC) ;
- Section entièrement comprimée (SEC) ;
- Section entièrement tendue (SET) ;
- Section partiellement tendue (SPT).

### V.2. Recommandations et exigences du RPA :

#### a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

D'après le **RPA 2003 (article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal en zone sismique II<sub>a</sub> est limité par :

$$\circ 0.8 \% \Leftrightarrow A_{\min} = 0.008 (b \times h)$$

$$\text{Poteaux (50} \times \text{50) : } A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45} \times \text{45) : } A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante est limité par :

$$\circ 4 \% \Leftrightarrow A_{\max} = 0.04 (b \times h)$$

$$\text{Poteaux (50} \times \text{50) : } A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45} \times \text{45) : } A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est limité par :

$$\circ 6 \% \Leftrightarrow A_{\min} = 0.06 (b \times h)$$

$$\text{Poteaux (50} \times \text{50) : } A_{\min} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45} \times \text{45) : } A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum est de **12 mm**.

La longueur minimale des recouvrements est de:  $40\emptyset$  en zone II.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25** cm en zone II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.7

**b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$\rho_a$  : 2.5 si l'élançement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a$  : 3.75 si l'élançement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_g \leq 5$

$\lambda_g$  : Élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7 L_0$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement du poteau  $l_f = 0.7 L_0$ .

$S_t$  : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale  $S_t \leq \min(10\emptyset ; 15 \text{ cm})$  en zone II

Dans la zone courante  $S_t \leq \min(15\emptyset)$  en zone II

$\emptyset$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\emptyset$  minimums.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\emptyset$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5$  .....0.3 % ;

Si  $\lambda_g \leq 3$  .....0.8 % ;

Si  $3 < \lambda_g < 5$  .....interpoler entre les valeurs limites précédente.

**V.3. Exposé de la méthode de calcul :**

Etape de calcul en flexion composée :

**A. Calcul des armatures longitudinales :**

Pour le calcul des armatures longitudinales, on commence par le calcul du centre de pression

$e_u = \frac{M_u}{N_u}$ , plusieurs cas peuvent se présenter :

❖ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c'$
- $N_u (d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 \times f_{bc}$

$M_f$ : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures, avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = M_u + N_u \frac{h}{2} - c$$

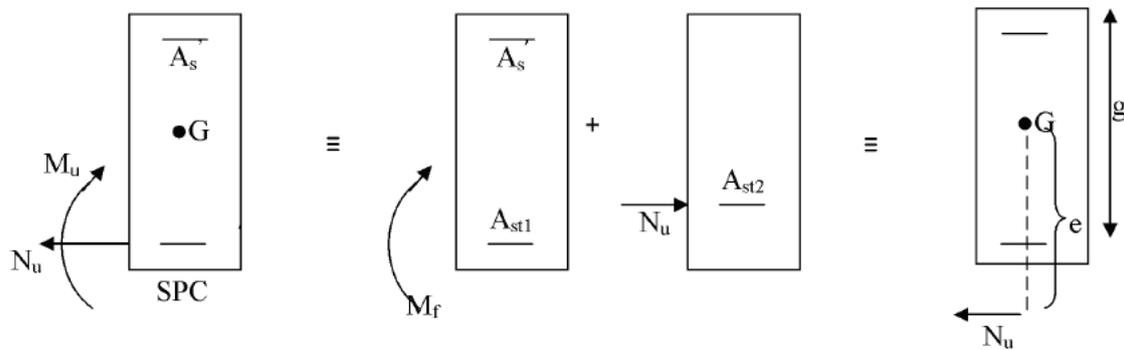


Figure V. 1: Schéma de calcul en flexion composée.

Une armature fictive sera calculée en flexion simple par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}, \quad \text{avec: } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{b d \sigma_{st}}, \quad \text{avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}, \quad \text{avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

Si  $\mu_b > \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée (SDA).

On calcule :  $M_r = \mu_b bd^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec:

$M_r$ : moment ultime pour la section simplement Armé

$$A_{stf} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} = \frac{M_f - M_r}{(d - c') \sigma_{st}}, \quad \text{avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

La section réelle d'armature est:  $A_{st} = A_{stf} - A_{sc} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}.$

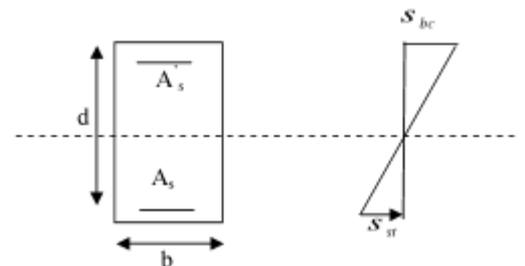


Figure V. 2: Distribution des contraintes.

❖ **Section entièrement comprimée (S.P.C) :**

Une section est entièrement comprimée si:

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c'$
- $N_u (d - c) - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 \times f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

- **1<sup>er</sup> cas :** si  $N_u (d - c) - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 \times f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

- **2<sup>ème</sup> cas :** si  $N_u (d - c) - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 \times f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

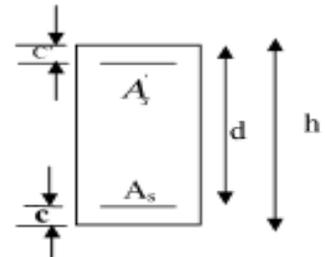


Figure V. 3: section partiellement tendu.

❖ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures.

N : Effort de traction.

$$A_{st1} = \frac{N \times g}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$$

❖ **Section partiellement tendue (S.P.T) :**

Se sont les mêmes étapes que pour une section partiellement comprimée, avec une différence de signe de signe pour l'équation finale ( $A_s = A_{sf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ ).

Exemple pour une section simplement armé (SSA) :

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{b d \sigma_{st}}, \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}, \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} .$$

**V.4. Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

❖ Tableau V.1 : extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux

Niveaux	Section	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	Combinaison
S-Sol (1-2)	50×50	$N_{max} - M_{corr}$	1367	-38,65	G+Q+EX
		$N_{min} - M_{corr}$	173,8	46,58	0,8G-EX
		$N_{corr} - M_{max}$	498,18	58,18	G+Q+EY
RDC. 1	45×45	$N_{max} - M_{corr}$	967,04	-4,424	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	157,03	52,92	0,8G-EX
		$N_{corr} - M_{max}$	338,94	65,29	G+Q+EY
2.3.4	40×40	$N_{max} - M_{corr}$	640,57	-12,92	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	115,49	44,28	0,8G-EX
		$N_{corr} - M_{max}$	215,73	47,99	G+Q+EY
5.6	35×35	$N_{max} - M_{corr}$	262,76	-13,54	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	22,436	57,89	0,8G-EX
		$N_{corr} - M_{max}$	97,258	41,77	G+Q+EY

**V.5. Ferraillage des poteaux :**

❖ Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux

Niveaux	Section	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
S-Sol (1-2)	50×50	$N_{max} - M_{corr}$	1367	1,327	SPC	20	3.66	0	8HA14 + 4HA16	20.34
		$N_{min} - M_{corr}$	173,8	0,234	SPC		0.46	0		
		$N_{corr} - M_{max}$	575,82	25,73	SPC		3.19	0		
RDC. 1	45×45	$N_{max} - M_{corr}$	967,04	9,08	SPC	16.2	3.33	0	8HA14 + 4HA16	20.34
		$N_{min} - M_{corr}$	157,03	-0,991	SPC		0.29	0		
		$N_{corr} - M_{max}$	549,48	39,44	SPC		4.13	0.47		
2.3.4	40×40	$N_{max} - M_{corr}$	640,57	-1,113	SPC	12.8	1.35	0	4HA14 + 4HA16	14.20
		$N_{min} - M_{corr}$	115,49	1,63	SPC		0.36	0		
		$N_{corr} - M_{max}$	258,43	44,01	SPC		4.09	1.89		
5.6	35×35	$N_{max} - M_{corr}$	262,76	-0,398	SPC	9.8	0.51	0	4HA12 + 4HA14	10.68
		$N_{min} - M_{corr}$	22,436	0,566	SPC		0.09	0		
		$N_{corr} - M_{max}$	99,548	35,71	SPC		3.40	2.12		

**V.6. Vérification a L'ELS :**

Pour le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa (Art A.4.5,2/BAEL 91).}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si: } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\text{Si: } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

- **1er cas :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$y_{ser}$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_c$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$C$  : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec :  $\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser}$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I_{xx'}}$$

$$I_{xx'} = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$y_c$  : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c')$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 - 90\frac{A}{b}(d - c')^2$$

$$\text{On conclue : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 \quad t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q); \quad \mu = \sqrt[3]{t}; \quad y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$$

$$\text{Si : } \Delta \leq 0 \quad \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On retiendra pour  $y_c$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < h$$

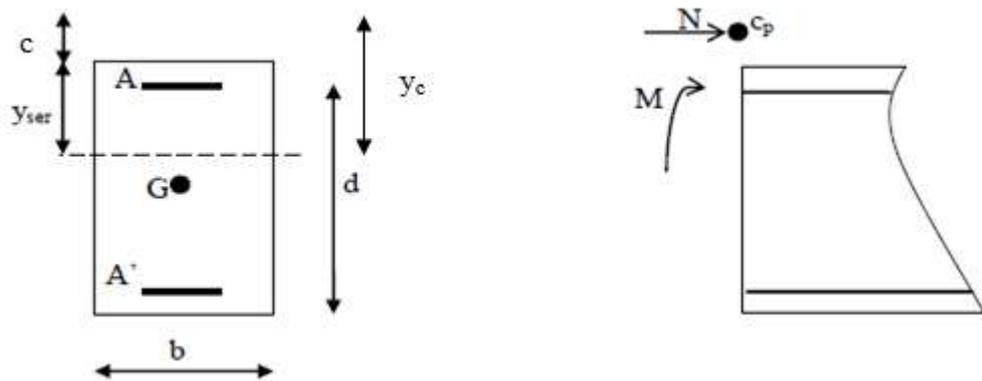


Figure V. 4: Position du centre de pression.

▪ 2<sup>ème</sup> cas :  
 $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

- La section homogène est :  $B_0 = b \times h + 15(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - c')^2 - A'_s(V_1 - c')^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

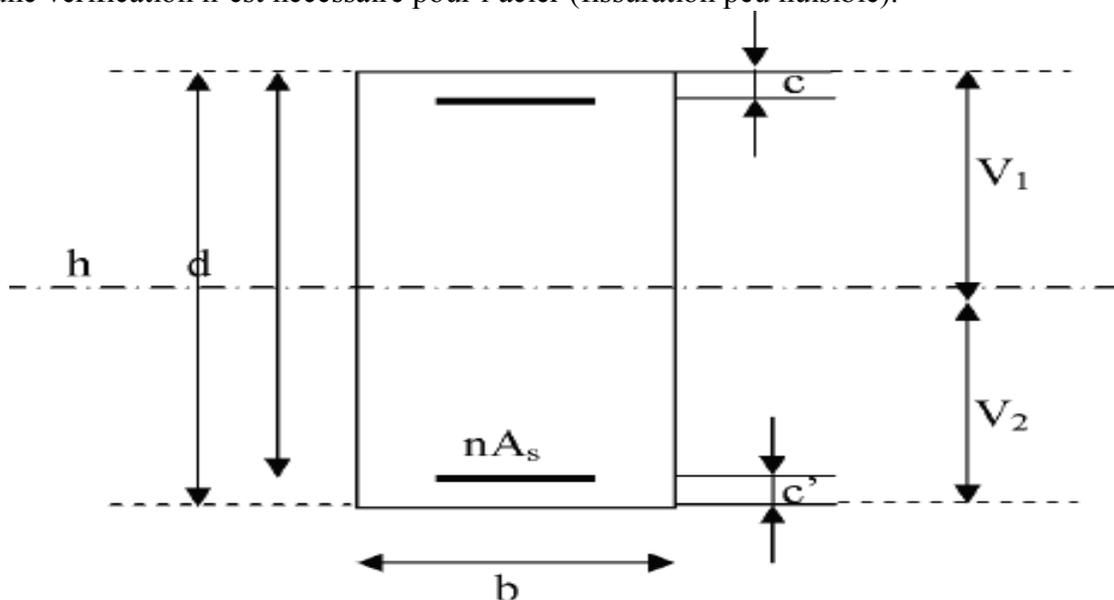


Figure V. 5: Section de béton homogénéisée.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans le tableau suivant :

❖ Tableau V.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Dimension du poteau	N(KN)	M (KN.m)	$e_s$ (m)	Obs	$\sigma_{b1}$ MPa	$\sigma_{b2}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
50*50	$N_s^{max} = 1152.558$	$M_s^{cor} = 3.367$	0.003	SEC	4.38	4.11	15	C.V
	$N_s^{min} = 303.123$	$M_s^{cor} = 7.035$	0.023	SEC	1.4	0.84		C.V
	$N_s^{cor} = 605.918$	$M_s^{max} = 42.265$	0.070	SEC	3.93	0.54		C.V
45*45	$N_s^{max} = 910.233$	$M_s^{cor} = -12.686$	-0.014	SEC	3.39	4.74		C.V
	$N_s^{min} = 188.418$	$M_s^{cor} = -12.100$	-0.064	SEC	0.2	1.49		C.V
	$N_s^{cor} = 384.966$	$M_s^{max} = 30.347$	0.079	SEC	3.34	0.1		C.V
40*40	$N_s^{max} = 639.801$	$M_s^{cor} = 5.284$	0.008	SEC	4.03	3.22		C.V
	$N_s^{min} = 77.324$	$M_s^{cor} = -15.223$	-0.194	SPC	0	1.97		C.V
	$N_s^{cor} = 166.837$	$M_s^{max} = -29.924$	-0.179	SPC	0	3.86		C.V
35*35	$N_s^{max} = 269.765$	$M_s^{cor} = 6.119$	0.023	SEC	2.7	1.29		C.V
	$N_s^{min} = 9.417$	$M_s^{cor} = -14.956$	-1.588	SPC	0	2.85		C.V
	$N_s^{cor} = 64.775$	$M_s^{max} = -39.493$	-0.609	SPC	0	7.71		C.V

### V.7. Vérification a L'ELU :

#### A. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont de haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $40\phi$  en zone II.
  - Poteaux (50×50) :  $l_r : 40 \times 1.6 = 64$  cm.
  - Poteaux (45×45) :  $l_r : 40 \times 1.6 = 64$  cm.
  - Poteaux (40×40) :  $l_r : 40 \times 1.6 = 64$  cm.
  - Poteaux (35×35) :  $l_r : 40 \times 1.4 = 56$  cm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25$  cm.

#### B. Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

## ❖ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \implies i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7 L_0$$

$\lambda_g$  : Élanement géométrique de poteau

Telle que :  $l_f = 0.7 h_0$ .

$h$  : hauteur libre du poteau

$h = 408$  cm pour les poteaux du (S-Sol 2 et 1) et (RDC)

$h = 306$  cm pour les poteaux (étages courants)

Poteaux (50×50) :  $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 408 = 19.79$

Poteaux (45×45) :  $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 408 = 21.99$

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 306 = 16.49$$

Poteaux (40×40) :  $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$

Poteaux (35×35) :  $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$

Remarque que :  $\lambda_g > 5$  donc  $\rho_a = 2.5$

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort.

### C. Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \quad \text{soit} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

$\phi_l$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

#### a. Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Donc :  $S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$

- L'effort tranchant max :

$$V_u = 101.393 \text{ KN} \implies A_t = \frac{2.5 \times 101.393 \times 10^3 \times 10}{50 \times 400 \times 10^2} = 1.27 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi$

$$S_t \leq (15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

Donc :  $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$

- L'effort tranchant max :

$$V_u = 101.393 \text{ KN} \implies A_t = \frac{2.5 \times 101.393 \times 10^3 \times 15}{50 \times 400 \times 10^2} = 1.90 \text{ cm}^2$$

**b. Vérification de la quantité d'armatures :**

• **En zone nodale :**

- Poteau (50×50) cm<sup>2</sup>..... $A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) cm<sup>2</sup>..... $A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) cm<sup>2</sup>..... $A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) cm<sup>2</sup>..... $A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$

• **En zone courante :**

- Poteau (50×50) cm<sup>2</sup>..... $A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) cm<sup>2</sup>..... $A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) cm<sup>2</sup>..... $A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) cm<sup>2</sup>..... $A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales des poteaux (50×50) et (45×45). Seront composées de 3 cardes Ø8 ;  $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales des poteaux (40×40) et (35×35). Seront composées de 2 cardes Ø8  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

**D. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

- Pour le Ø16 →  $L = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour le Ø14 →  $L = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour le Ø12 →  $L = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

• **Délimitation de la zone nodale :**

❖ Tableau V.5 : Délimitation des zones nodales.

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$	
50×50	$h' = \max(61.33; 50; 50; 60\text{cm})$	$h' = 65 \text{ cm}$
45×45	$h' = \max(61.33; 45; 45; 60\text{cm})$	$h' = 65 \text{ cm}$
	$h' = \max(44.33; 45; 45; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
40×40	$h' = \max(44.33; 40; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
35×35	$h' = \max(44.33; 35; 35; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

Avec :

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus.

**E. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bc}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bc} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bc} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

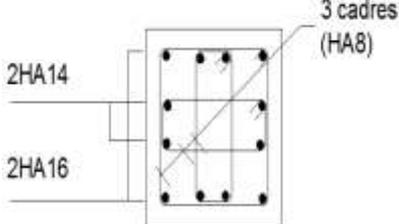
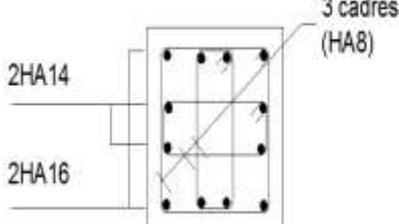
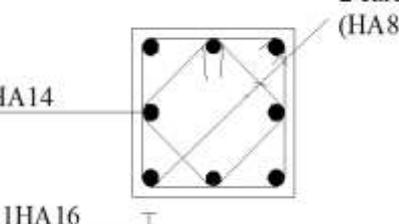
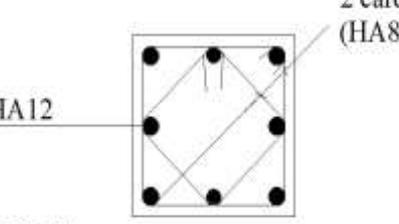
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bc} = \frac{101.393 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bc} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**V.8. Conclusions :**

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{s \text{ min}}$  correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** » en zone II.

Niveaux	Section Des Poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématiques
S-Sol (1-2)	<b>50×50</b>	4HA16+8HA14	3 cadres (HA8)	
RDC. 1	<b>45×45</b>	4HA16+8HA14	3 cadres (HA8)	
2.3.4	<b>40×40</b>	4HA16+4HA14	2 cadres (HA8)	
5.6	<b>35×35</b>	4HA14+4HA12	2 cadres (HA8)	



**Chapitre VI :**

**Ferraillage des  
poutres**

## VI. Ferrailage des poutres :

### VI.1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$  à l'ELU
  - $G + Q$  à l'ELS
  - $0.8G \mp E$
  - $G + Q \mp E$
- } B A E L 91
- } RPA 99 / version 2003

### VI.2. Recommandations et exigences du RPA :

#### a) Les 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.

- Poutres Principales: **(30 x 40)** :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ .
- Poutres Secondaires : **(25 x 35)** :  $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante.
- **6 %** en zone de recouvrement.
- **Poutres principales (30 × 40) :**
  - Zone courante :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
  - Zone recouvrement :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$
- **Poutres Secondaires (25 × 35) :**
  - $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$
  - $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

La longueur minimale des recouvrements est de:  $40\emptyset$  en zone II.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveaux 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) :  
 $\text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$
- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec :  $\emptyset$  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.

**VI.3. Calcul des armatures longitudinales :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

$A_{st}$  : Section d'acier inférieure (tendue),

$A_{sc}$  : Section d'acier supérieure (comprimée),

$M_u$  : Moment de flexion,

$h$  : Hauteur de la section du béton,

$b$  : Largeur de la section du béton

$d$  : Hauteur utile  $d = h - c$ ,

$c$  ;  $c'$  : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

**A. Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad \mu_b = \frac{M_{ACC}}{bd^2 f_{bu}}$$

On a deux cas :

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée  $A_c = 0$  :**

Si  $\mu < \mu_l = 0.392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

ou bien :  $A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$

avec :  $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

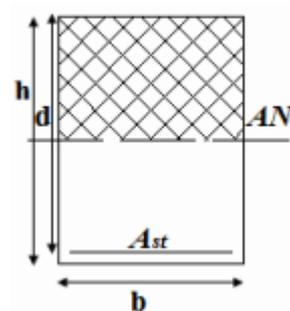


Figure VI. 1: Section simplement armée.

**2<sup>eme</sup> cas : Section doublement armée  $A_c \neq 0$  :**

Si  $\mu > \mu_l = 0.392$  les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

Armature tendues:  $A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l d \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_{st}}$  ; avec :  $M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$

Armature comprimées :  $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$  ; avec :  $\Delta M = M_u - M_l$  ou bien :  $\Delta M = M_{ACC} - M_l$

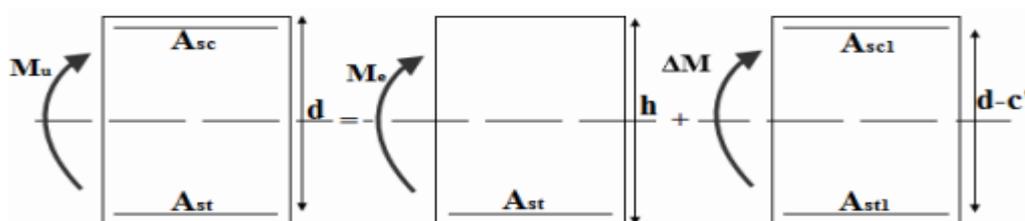


Figure VI. 2: Section doublement armée.

**Remarque :**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

- ❖ Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	$f_{c28}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\bar{\sigma}_{st}(MPa)$
Situation Accidentelle	25	400	21.73	1.15	1	0.85	400
Situation Courante	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

**B. Les efforts internes dans les poutres :**

Les valeurs extrêmes globales des moments sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

- **Poutre principales (30×40):**

- ❖ Tableau VI.2 : Valeurs extrêmes des moments dans les poutres principales.

	Moments (KN.m)		Élément	Combinaison	Situation
Travée	M <sub>Travée</sub>	51,177	877	ELU	courante
Appuis	M <sub>appuis</sub>	110,778	882	ELU	courante

**Diagramme des moments aux appuis et en travées :**

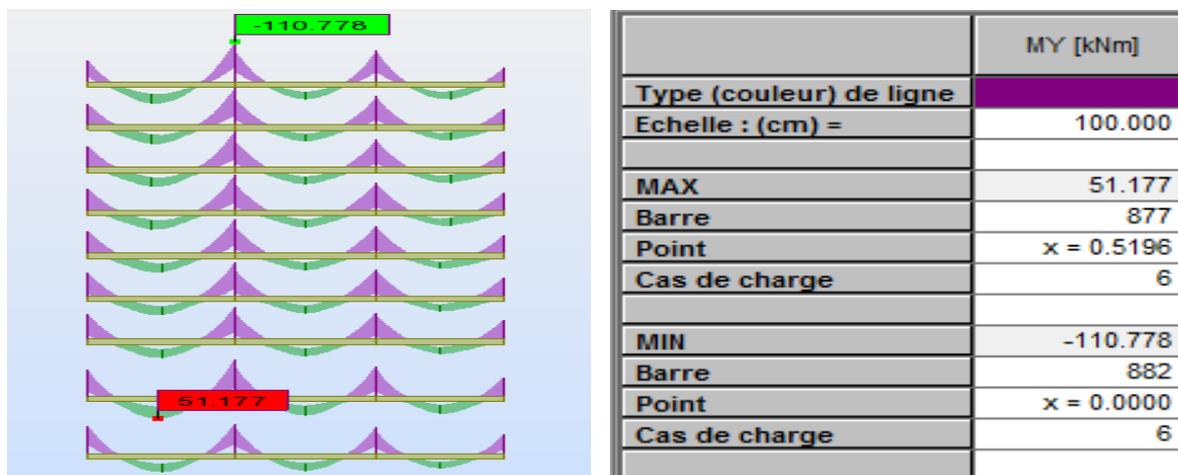


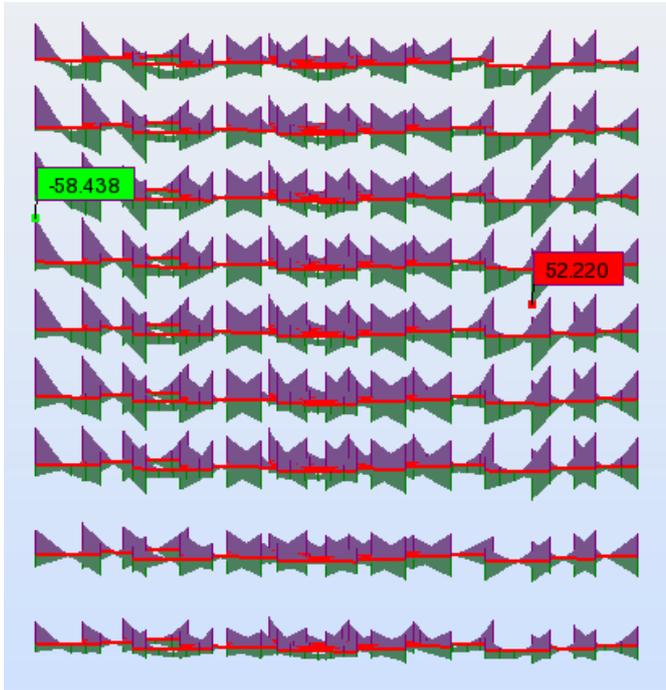
Figure VI. 3: Moments extrêmes des poutres principales.

- **Poutres secondaires (25\*35):**

- ❖ Tableau VI.3 : Valeurs extrêmes des moments dans les poutres secondaires.

	Moments (KN.m)		Élément	Combinaison	Situation
Travée	M <sub>travée</sub>	52,22	290	G+Q+EX	accidentelle
Appuis	M <sub>appuis</sub>	58,438	265	G+Q-EX	accidentelle

## Diagramme des moments aux appuis et en travées :



	MY [kNm]
Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	50.000
MAX	52.220
Barre	290
Point	x = 0.0000
Cas de charge	9
MIN	-58.438
Barre	265
Point	x = 0.0000
Cas de charge	8

Figure VI. 4: Moments extrêmes des poutres secondaires.

## C. Ferrailage des poutres :

- Exemple de calcul (poutre principale) :
- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{110.778 \times 10^3}{30 \times 337^2 \times 14.2} = 0.190 < \mu_t = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.190 \implies \beta = 0.894$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{110.778 \times 10^3}{0.900 \times 37 \times 348} = 9.63 \text{ cm}^2$$

## En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51.177 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.0878 < \mu_t = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0.0878 \implies \beta = 0.954$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{51.177 \times 10^3}{0.954 \times 37 \times 348} = 4.17 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- **Ferraillage des poutres principales (30×40):**

- ❖ Tableau VI.4 : Ferraillage des poutres principales.

poutre	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu_b$	obs	$\beta$	$A_{st}$	$A_{min}$	Ferraillage	$A_{adopté}$
Aux appuis	110,778	0.190	SSA	0.894	9.63	6	3HA14 + 3HA16 (chap)	10.64
En travée	51,177	0.0878	SSA	0.954	4.17	6	3HA14 + 3HA12 (chap)	8.01

- **Ferraillage des poutres secondaires (25×35):**

- ❖ Tableau VI.5 : Ferraillage des poutres secondaires.

poutre	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu_b$	obs	$\beta$	$A_{st}$	$A_{min}$	Ferraillage	$A_{adopté}$
Aux appuis	58,438	0.105	SSA	0.944	4.83	4.375	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)	5.56
En travée	52,22	0.0938	SSA	0.951	4.29	4.375	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)	5.56

#### VI.4. Vérification à l'ELU :

##### A. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifiée 99) :

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la CNF :  $A_{st} \geq A_{min}$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec :} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales :**  $A_{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

$$A_{adopté} = 10.64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_{adopté} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres Secondaires:**  $A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$
- **Aux appuis :**

$A_{\text{adopté}} = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

- **En travées :**

$A_{\text{adopté}} = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  avec :  $T_u^{\max}$  = Efforts tranchant max à l'ELU

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min (0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa})$

$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

❖ Tableau VI.6 : Vérification aux cisaillements.

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
	$T_{\max}$						
<b>Principales</b>	$T_{\max}$	124.51	30	37	1.12	3.33	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	$T_{\max}$	47.946	25	32	0.6	3.33	<b>Condition vérifiée</b>

**C. 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 VI.7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	observation
	$T_{\max}$						
<b>Principales</b>	$T_{\max}$	124.51	30	37	25	666	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	$T_{\max}$	47.946	25	32	25	480	<b>Condition vérifiée</b>

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

Avec :  $M_u$  en valeur algébrique.

$$\left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \iff \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

- **Pour les poutres principales:**  $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 124.51 - \frac{110,778}{0.9 \times 0.37} = -208.16 < 0$

- **Pour les poutres Secondaires:**  $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 47.948 - \frac{58,438}{0.9 \times 0.32} = -154.96 < 0$

$\implies$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**D. Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :  $\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

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

$\psi_s = 1.5$  ; coefficient scellement **HA**

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

➤ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.4) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{124.51 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 282.6} = 1.32 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times (1.2) = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.946 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226.1} = 0.736 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.736 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

**E. Encrage des armatures (BAEL 91 modifiée 99, Art A.6.1.22) :**

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_s = 56.43$  cm
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_s = 49.38$  cm
- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_s = 42.32$  cm

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0.4 L_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_a = 22.57$  cm
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_a = 19.75$  cm
- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 16.92$  cm

### VI.5. Vérifications du RPA99/ version 2003:

#### 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.

- Poutres Principales de **(30 x 40)** :  $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$ 
  - En travée :  $A_{\text{adp}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$
  - Aux appuis :  $A_{\text{adp}} = 10.64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires de **(25 x 35)** :  $A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$ 
  - En travée :  $A_{\text{adp}} = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$
  - Aux appuis :  $A_{\text{adp}} = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$

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 :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- **Poutres principales :**

- Zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) = \min (10 ; 16.8) = 10 \text{ cm}$

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

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour un cadre et un étrier de diamètre  $\emptyset = 8\text{mm}$ , soit :

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Poutres Secondaires :**

- Zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min (10 ; 12) = 10 \text{ cm}$   
 Donc:  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$                       soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour un cadre et un étrier de diamètre  $\phi = 8\text{mm}$ , soit :  
 $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**C. Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003) :**

$$L' = 2 \times h$$

**Poutres principales :**  $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

**Poutres Secondaires :**  $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

**Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

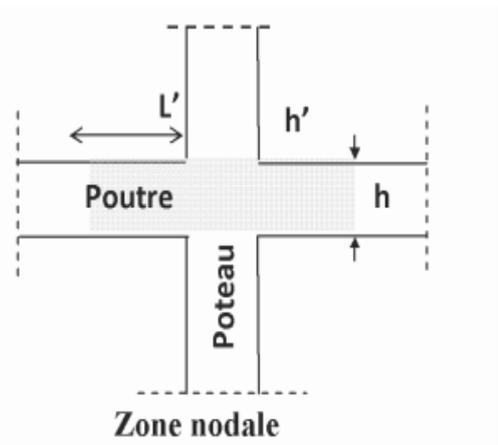


Figure VI. 5: Zone nodale.

**VI.6. Vérification à L'ELS :**

❖ Tableau VI.7 : Extrêmes globaux des moments à l'ELS.

Poutres		Moments (KN.m)		Elément	combinaison	Situation
<b>Poutres principales</b>	Travée	$M_{st}$	37.091	882	ELS	courante
	Appuis	$M_{sa}$	-80.680	882	ELS	courante
<b>Poutres Secondaires</b>	Travée	$M_{st}$	21.684	512	ELS	courante
	Appuis	$M_{sa}$	-33.002	499	ELS	courante

**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 91 modifiée 99, Art B.6.5) :**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot.

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

On prendra  $l$  la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$$f_{Robot} = 0.114 \text{ cm} < \bar{f} = 0.84 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V.$$

- **Poutres secondaires :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_{Robot} = 0.067 \text{ cm} < \bar{f} = 0.66 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V.$$

**Conclusion :**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

**C. Vérification des contraintes :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

• **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.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

Poutres		Moments à l'ELS (KN.m)		$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
<b>Poutres principales</b>	Travée	$M_{st}$	37.091	0.956	0.863	21.50	8.01	37	145.02	348	<b>Condition Vérifiée</b>	6.75	15	<b>Condition Vérifiée</b>
	Appuis	$M_{sa}$	-80.680	0.72	0.877	25.65	10.64	37	233.68	348	<b>Condition Vérifiée</b>	9.11	15	<b>Condition Vérifiée</b>
<b>Poutres Secondaires</b>	Travée	$M_{st}$	21.684	0.85	0.869	23.17	5.56	32	140.25	348	<b>Condition Vérifiée</b>	6.05	15	<b>Condition Vérifiée</b>
	Appuis	$M_{sa}$	-33.002	0.85	0.869	23.17	5.56	32	213.45	348	<b>Condition Vérifiée</b>	9.21	15	<b>Condition Vérifiée</b>

**Chapitre VII :**

**Ferraillage des  
voiles**

## VII. Ferrailage des voiles :

### VII.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### ❖ Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I** : Sous-sol 1, sous-sol 2 et le RDC.
- **Zone II** : 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III** : 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage.

### VII.2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre en compte sont données ci-dessous :

- |   |   |                       |                           |
|---|---|-----------------------|---------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>1.35 G + 1.5 Q</b></li> <li>• <b>G + Q</b></li> </ul> | } | à l'ELU<br>à l'ELS    | } B A E L 91/ modifier 99 |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>0.8G ± E</b></li> <li>• <b>G + Q ± E</b></li> </ul>   | } | RPA 99 / version 2003 |                           |

**V.II.3. Exposer de la méthode de calcul :**

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la **RDM**. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \end{cases}$$

**Avec :** **B** : section du béton

**I**: moment d'inertie du voile

**V et V'** : bras de levier  $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est données par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : Hauteur entre nus du plancher du voile considère.

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue :  $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

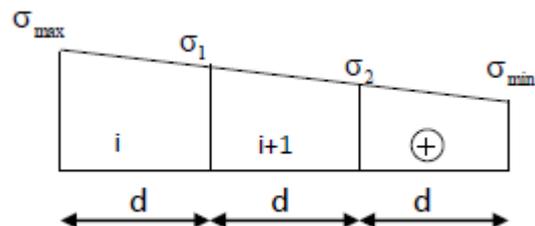


Figure VII. 1 : Section entièrement comprimé.

❖ Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

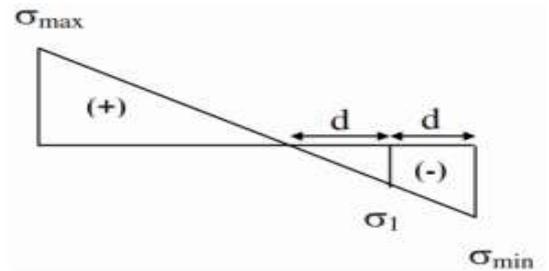


Figure VII. 2 : Section partiellement comprimée.

❖ Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

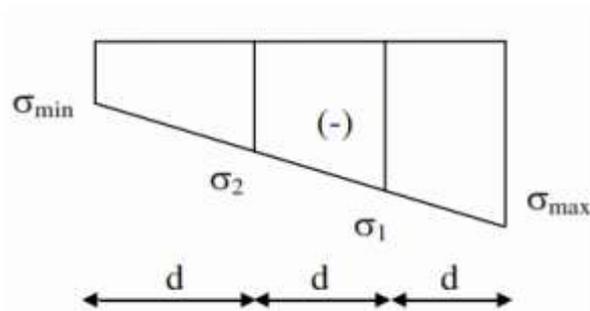


Figure VII. 3 : Section entièrement tendue.

**VII.4. Calcul des sections d'armatures verticales :**

• Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

• Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa

• Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa

### VII.5. Armatures minimales :

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 BAEL91 modifiés99) :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2\% \leq A_t = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad \text{avec } B : \text{section du béton comprimée.}$$

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL}).$$

Avec  $B$  : section du béton tendue  $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendue (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max\left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

### VII.6. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\emptyset$  et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

$A_H$  : Section d'armatures horizontales

$B$  : section du béton

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **D'après le RPA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

$$A_H \geq 0.15\% \times B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0.10\% \times B \quad \text{En zone courante.}$$

Avec :

$A_H$  : Section d'armatures horizontales

$B$  : section du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

### VII.7. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### VII.8. Armatures de coutures (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1.4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### VII.9. Dispositions constructives :

- **Espacement :**

D'après l' Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Dans notre cas :  $S_t \leq \min \{30\text{ cm}, 30\text{cm}\} \implies S_t \leq 30\text{ cm}$

Avec:

$e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile. Dans notre cas, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  De l'épaisseur du voile.

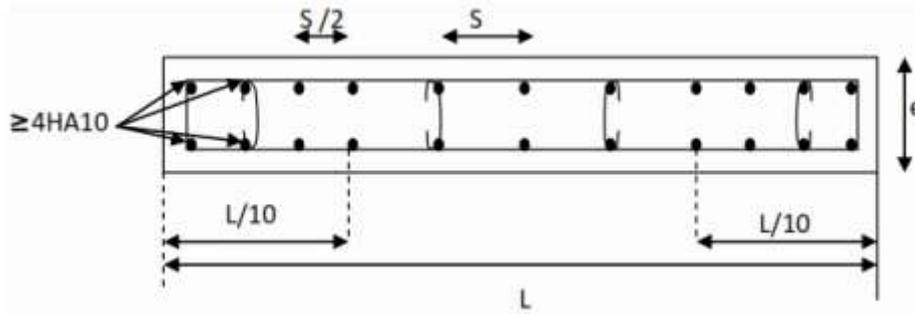


Figure VII. 4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

## VII.10. Vérifications :

### VII.10.1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

### VI.10.2. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

#### a. D'après le RPA (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} \quad \text{avec : } T = 1.4 \times V_u, \text{ calcul}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

**b. D'après le BAEL (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

### VII.11. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal  $V_{T1} = 4.60$  m sur la zone 1.

**a. Caractéristiques géométriques :**

$$L = 4.60 \text{ m}; e = 0.2 \text{ m}; B = 0.92 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = 1,622 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 2.3 \text{ m}$$

**b. Sollicitations de calcul :**

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\text{La section est partiellement comprimée (SPC) } \begin{cases} \sigma_{\max} = 3655 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6443 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**c. Largeur de la zone comprimée et de la zone tendue :**

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3655}{3655 + 6443} \times 4.6 = 1.66 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4.6 - 1.66 = 2.94 \text{ m}$$

**d. Calcul de la longueur (d) :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{En prend : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d = 1.11 \text{ m}$$

**e. Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d)} \Rightarrow \{\sigma_1 = -4010.44 \text{ KN/m}^2\}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = -1160.33 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = -445.16 \text{ KN}$$

**f. Calcul des armatures verticales :****1<sup>ère</sup> bande :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1160.33}{348 \times 10^{-1}} = 33.33 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> bande :**

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{445.16}{348 \times 10^{-1}} = 12.79 \text{ cm}^2$$

**g. Les armatures de couture :**

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{578.388 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 22.27 \text{ cm}^2$$

**h. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right\} = \max \left\{ \frac{1.10 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 1.11 \times 0.2 \right\}$$

$$A_{min} = \max \{11.65; 4.44\} = \mathbf{11.65 \text{ cm}^2}$$

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (33.33) + \left( \frac{22.27}{4} \right) = \mathbf{38.90 \text{ cm}^2 / \text{ bande}}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (12.79) + \left( \frac{22.27}{4} \right) = \mathbf{18.36 \text{ cm}^2 / \text{ bande}}$$

**❖ Ferrailage adopté :**

$$A_1 = \mathbf{38.90 \text{ cm}^2 / \text{ bande}}$$

**On adopte 2 × 10HA16 = 40.22cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> = 10 cm**

$$A_2 = \mathbf{18.36 \text{ cm}^2 / \text{ bande}}$$

**On adopte 2 × 6HA14 = 18.48 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> = 20 cm**

**i. Armatures horizontales :**

$$D'après le BAEL 91 : A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{40.22}{4} = 10.055 \text{ cm}^2$$

$$D'après le RPA révisé 2003 : A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 460 = 13.8 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 13.8 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $2 \times 7HA12 = 15.83 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$  de hauteur ; avec  $S_H = 15 \text{ cm}$ .

**j. Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

**❖ Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Vérification des contraintes de cisaillement :****• Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 578.388 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4600} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

**• D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{578.388 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4350} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

**❖ Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15 \times A_V} = \frac{3889.32 \times 10^3}{0.92 \times 10^6 + 15 \times 40.22 \times 10^2} = 3.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

**k. Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :**

❖ Tableau VII.1 : Résultats pour les voiles transversaux.

		Voiles transversaux			
		$V_T$			
		zone I	zone II	zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	4,6	4,6	4,6	
	$h_c$ (m)	3,68	2,66	2,66	
	$e_p$ (m)	0,20	0,20	0,20	
	B ( $m^2$ )	0,92	0,92	0,92	
	I ( $m^4$ )	1,622	1,622	1,622	
	V (m)	2,30	2,30	2,30	
Caractéristiques mécaniques des matériaux	$f_{t28}$ (MPa)	2,10	2,1	2,1	
	$f_e$ (MPa)	400	400	400	
	$\sigma_{st}$ (MPa)	347,8	347,8	347,8	
Calcul des sollicitations.	$\sigma_{max}$ (KN/cm2)	3655,00	1162,00	653,04	
	$\sigma_{min}$ (KN/cm2)	-6443,00	-3455,00	-1571,00	
	T (KN)	578,39	430,98	304,28	
	$N_{ser}$ (KN)	3889,32	2578,52	1402,91	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	$L_c$ (m)	1,66	1,16	1,35	
	$L_t$ (m)	2,94	3,44	3,25	
	d (m)	1,11	0,77	0,90	
	$L_t - d$ (m)	1,83	2,67	2,35	
	$\sigma_1$ (KN/m2)	4010,44	2680,33	1135,64	
	$N_{u1}$ (KN)	1160,32	473,53	243,72	
	$N_{u2}$ (KN)	445,15	206,87	102,26	
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	11,65	8,10	9,45
		0,002.Bt [2]	4,44	3,09	3,60
		0.23*B*ft28/fe [3]	2,68	0,19	0,22
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	11,65	8,10	9,45
	Av1 (cm2)	$N_{u1}/\sigma_{st}$ [5]	33,35	13,61	7,01
		max ([4] ; [5])	33,35	13,61	7,01
	Av2 (cm2)	$N_{u2}/\sigma_{st}$ [6]	12,79	5,95	2,94
		max ([4] ; [6])	12,79	8,10	9,45
	$A_{vi}$ (cm <sup>2</sup> )		22,27	16,59	11,71
	Bande1	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	38,90	17,76	12,38
		Choix des barres/nappe	10HA16	8HA12	9HA12
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	20,1	9,05	10,18
	Bande2	$A_2$ (cm <sup>2</sup> )	18,36	10,10	6,53
		Choix des barres/nappe	6HA14	9HA12	9HA12
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	9,24	10,18	10,18
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	13,80	13,80	13,80
		BAEL91	7,72	4,81	4,81
		choix/nappe/ml	7HA12	7HA12	7HA12
armatures transversales/m <sup>2</sup>		4HA8	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: $\tau_b(\max) = 5$ MPa	0,98	0,73	0,51
		BAEL91: $\tau(\max) = 3.25$ MPa	0,70	0,52	0,37
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15$ MPa	4,02	2,72	1,48

❖ Tableau VII.2 : Résultats pour les voiles longitudinaux  $V_{LL}$ .

		Voiles longitudinaux			
		$V_{L1}$			
		zone I	zone II	zone III	
caracteristiques géométriques	L (m)	2,7	2,7	2,7	
	$h_e$ (m)	3,68	2,66	2,66	
	$e_p$ (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,54	0,54	0,54	
	I (m <sup>4</sup> )	0,328	0,328	0,328	
	V (m)	1,35	1,35	1,35	
Caractéristiques mécaniques des matériaux	$f_{t28}$ (MPa)	2,10	0,21	0,21	
	$f_e$ (MPa)	400	400	400	
	$\sigma_{st}$ (MPa)	347,8	347,8	347,8	
Calcul des sollicitations.	$\sigma_{max}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	3752,00	1103,00	611,00	
	$\sigma_{min}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	-8624,00	-3147,00	-2110,00	
	T (KN)	518,76	556,83	337,40	
	$N_{ser}$ (KN)	2258,85	1650,16	919,53	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	$L_c$ (m)	0,82	0,70	0,61	
	$L_t$ (m)	1,88	2,00	2,09	
	d (m)	0,55	0,47	0,40	
	$L_t-d$ (m)	1,34	1,53	1,69	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	6122,67	2411,67	1702,67	
	$N_{u1}$ (KN)	804,73	259,67	154,10	
	$N_{u2}$ (KN)	334,11	112,66	68,82	
Calcul des armatures.	Amin (cm <sup>2</sup> )	$B_t \cdot f_{t28} / f_e$ [1]	5,73	4,91	4,24
		$0,002 \cdot B_t$ [2]	2,18	1,87	1,62
		$0,23 \cdot B \cdot f_{t28} / f_e$ [3]	1,32	0,11	0,10
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	5,73	4,91	4,24
	Av1 (cm <sup>2</sup> )	$N_{u1} / \sigma_{st}$ [5]	23,14	7,47	4,43
		max ([4] ; [5])	23,14	7,47	4,43
	Av2 (cm <sup>2</sup> )	$N_{u2} / \sigma_{st}$ [6]	9,61	3,24	1,98
		max ([4] ; [6])	9,61	3,24	1,98
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		19,97	21,44	12,99
	Bande1	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	28,13	12,83	7,68
		Choix des barres/nappe	7HA16	6HA12	5HA12
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	14,07	6,79	5,65
	Bande2	$A_2$ (cm <sup>2</sup> )	14,60	10,26	7,49
		Choix des barres/nappe	5HA14	6HA12	7HA12
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	7,70	6,79	7,92
	armatures horizontales (cm <sup>2</sup> )	RPA99	8,10	8,10	8,10
		BAEL91	5,44	3,68	3,39
		choix/nappe/ml	5HA12	5HA12	5HA12
armatures transversales/m <sup>2</sup>		4HA8	4HA8	4HA8	
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: $\tau_b(\max) = 5$ MPa	1,49	1,60	0,97
		BAEL91: $\tau(\max) = 3.25$ MPa	1,07	1,15	0,69
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15$ MPa	3,94	2,94	1,64

❖ Tableau VII.3 : Résultats pour les voiles longitudinaux  $V_{L2}$ .

		Voiles longitudinaux			
		$V_{L2}$			
		zone I	zone II	zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35	
	$h_e$ (m)	3,68	2,66	2,66	
	$e_p$ (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,27	0,27	0,27	
	I (m <sup>4</sup> )	0,041	0,041	0,041	
	V (m)	0,68	0,68	0,68	
Caractéristiques mécaniques des matériaux	$f_{t28}$ (MPa)	2,10	2,1	0,21	
	$f_c$ (MPa)	400	400	400	
	$\sigma_{st}$ (MPa)	347,8	347,8	347,8	
Calcul des sollicitations.	$\sigma_{max}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	2687,00	1009,00	1009,00	
	$\sigma_{min}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	-6527,00	-2955,00	-1925,00	
	T (KN)	277,79	315,62	313,15	
	$N_{ser}$ (KN)	1001,99	787,51	467,53	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	$L_c$ (m)	0,39	0,34	0,46	
	$L_t$ (m)	0,96	1,01	0,89	
	d (m)	0,26	0,23	0,31	
	$L_t-d$ (m)	0,70	0,78	0,58	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	4759,27	2282,33	1252,33	
	$N_{u1}$ (KN)	293,44	119,98	98,34	
	$N_{u2}$ (KN)	123,74	52,29	38,76	
Calcul des armatures.	Amin (cm <sup>2</sup> )	$B_t \cdot f_{t28} / f_c$ [1]	2,76	2,41	3,25
		$0,002 \cdot B_t$ [2]	1,05	0,92	1,24
		$0,23 \cdot B \cdot f_{t28} / f_c$ [3]	0,63	0,06	0,07
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	2,73	2,41	3,25
	Av1 (cm <sup>2</sup> )	$N_{u1} / \sigma_{st}$ [5]	8,44	3,45	2,83
		max ([4] ; [5])	8,44	3,45	2,83
	Av2 (cm <sup>2</sup> )	$N_{u2} / \sigma_{st}$ [6]	3,56	1,50	1,11
		max ([4] ; [6])	3,56	2,41	3,25
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		10,70	12,15	12,06
	Bande1	A1 (cm <sup>2</sup> )	11,11	6,49	6,26
		Choix des barres/nappe	3HA16	3HA12	3HA12
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	6,03	3,39	3,39
	Bande2	A2 (cm <sup>2</sup> )	6,23	5,44	6,26
		Choix des barres/nappe	2HA16	3HA12	3HA12
		sections adoptées/nappe (cm <sup>2</sup> )	4,62	3,39	3,39
	armatures horizontales (cm <sup>2</sup> )	RPA99	4,05	4,05	4,05
		BAEL91	2,66	1,70	1,70
		choix/nappe/ml	4HA12	4HA12	4HA12
armatures transversales/m <sup>2</sup>		4HA8	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: $\tau_b(\max) = 5$ MPa	1,60	1,82	1,80
		BAEL91: $\tau(\max) = 3.25$ MPa	1,14	1,30	1,29
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15$ MPa	3,50	2,81	1,67

# **Chapitre VIII :**

## **Etude du mur plaque**

### V.III. Introduction :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation.

On effectuera le calcul pour une bande de  $1m$  de longueur à l'état d'équilibre au repos, et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

Le mur doit assurer la fonction de soutènement (résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise).

#### VIII.1 Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de  $15\text{ cm}$ , on opte pour une épaisseur de  $20\text{ cm}$ .

#### VIII.2 : Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :  $\sigma_H$ : Contrainte horizontale.

$\sigma_V$ : Contrainte verticale.

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

$K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

- **Données de calcul :**

- Surcharge éventuelles :  $q = 10\text{ KN/ml}$
- Poids spécifique :  $\gamma = 17\text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $c = 0$ . (sol pulvérulent)
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 2\text{ bars}$
- $\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$  : la paroi du mur est verticale.
- $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé.

**Remarque :** la méthode de Rankine est applicable.

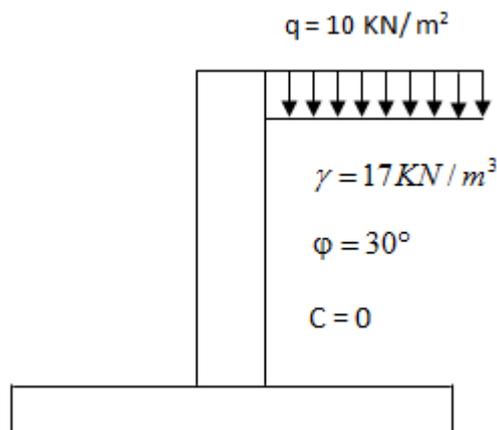


Figure VIII. 1 : Schéma statique du mur plaque.

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30}{\cos 30} = 0.577$$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(\gamma \times h + q) \quad \text{avec: } 0 < h < H$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H0} = 0.577 \times 1.5 \times 10 = 8.655 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 62.68 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 8.16 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 8.16 + 1.5 \times 10) = 116.71 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$h = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H0} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times (17 \times 4.08 + 10) = 45.79 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 8.16 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (17 \times 8.16 + 10) = 85.81 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Diagramme des contraintes :**

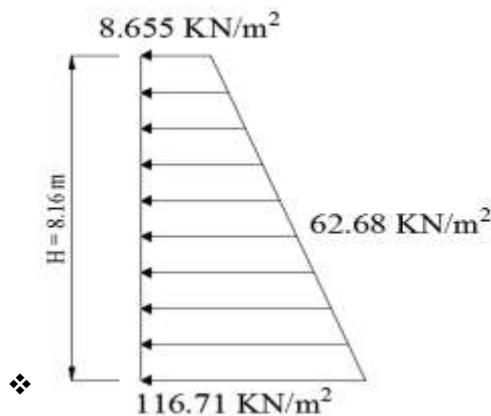


Figure VIII. 2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

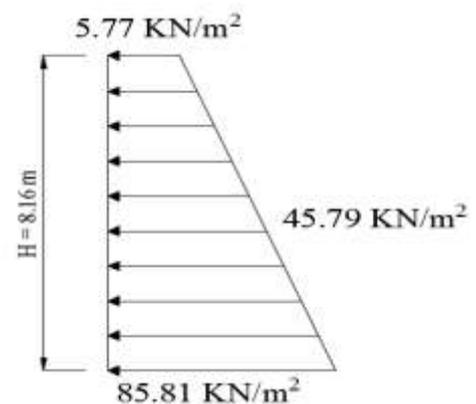


Figure VIII. 3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

❖ **Charges moyennes :**

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 116.71 + 62.68}{4} = 103.20 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 85.81 + 45.79}{4} = 75.805 \text{ KN/m}$$

### VIII.3 : Ferrailage du mur plaque :

#### 1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

## 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 on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
  - 0,3 (appuis de rive).
  - 0,5 (autres appuis).

## 3. Identification des panneaux :

$$L_x = 4.08 \text{ m}$$

$$L_y = 4.10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{4.10} = 0.995 \approx 1 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

### ❖ Calcul à l'ELU :

$$\rho = 1 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0368 \times 103.20 \times (4.08)^2 = 63.22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 1 \times 63.22 = 63.22 \text{ KN.m}$$

### • Correction des moments :

#### ▪ Sens x-x:

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5M_x = 0.5 \times 63.22 = 31.61 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0.75M_x = 0.75 \times 63.22 = 47.42 \text{ KN.m}$$

#### ▪ Sens y-y:

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5M_y = 0.5 \times 63.22 = 31.61 \text{ KN.}$$

- En travée :

$$M_t = 0.75M_y = 0.75 \times 63.22 = 47.42 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul à l'ELS :

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 0.044 \times 75.805 \times (4.10)^2 = 55.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 1 \times 55.52 = 55.52 \text{ KN.m}$$

• Correction des moments :

▪ Sens x-x:

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5M_x = 0.5 \times 55.52 = 27.76 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0.75M_x = 0.75 \times 55.52 = 41.64 \text{ KN.m}$$

▪ Sens y-y:

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5M_y = 0.5 \times 55.52 = 27.76 \text{ KN.}$$

- En travée :

$$M_t = 0.75M_y = 0.75 \times 55.52 = 27.76 \text{ KN.m}$$

4. Ferrailage :

• Détermination des armatures :

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

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,10\% . b h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99 version 2003/ART10.1.2)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

❖ Tableau VIII.1 : Ferrailage du mur plaque.

Sens	Zone	M(KN.m)	$\mu_u$	$\mu_l$	Section	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}$	$S_t$
X-X	Appuis	31.61	0.078	0.392	SSA	0.959	4.85	2	6HA12	16
	Travée	47.42	0.116	0.392	SSA	0.938	8.54	2	6HA14	16
Y-Y	Appuis	31.61	0.078	0.392	SSA	0.959	4.85	2	6HA12	16
	Travée	47.42	0.116	0.392	SSA	0.938	8.54	2	6HA14	16

❖ **Recommandations du RPA**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,10\% \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

**VIII.4 Vérifications :**

**A. Vérification à L'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$  ..... C. V.

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**B. Vérification à L'ELS :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont alors limitées à la condition qui suit :

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

❖ Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

sens	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
X-X	Appuis	31.61	27.76	1.14	0.1016	0.320	<b>Vérifiée</b>
	Travée	47.42	41.64	1.14	0.1546	0.320	<b>Vérifiée</b>
Y-Y	Appuis	31.61	27.76	1.14	0.1016	0.320	<b>Vérifiée</b>
	Travée	47.42	41.64	1.14	0.1546	0.320	<b>Vérifiée</b>

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

**Résultats:**

L'épaisseur du voile (mur) de soutènement est de **20cm**.

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**
  - En travée : **6HA14/ml** avec un espacement de **16cm**.
  - Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **16 cm**.
- **Sens y-y :**
  - En travée : **6HA14/ml** avec un espacement de **16 cm**.
  - Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **16 cm**.

**Chapitre IX :**

**Etude de  
l'infrastructure**

### IX.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). On distingue donc deux types de fondation :

#### 1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

#### 2. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

### IX.2. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

#### A. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

#### B. Dimensionnement des semelles :

##### 1. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $\ll N_{ser} \gg$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol 2.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré).}$$

$$D'ou B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

**Exemple :**  $N_s = 1152.558 \text{ KN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 2.4 \text{ m}$ .

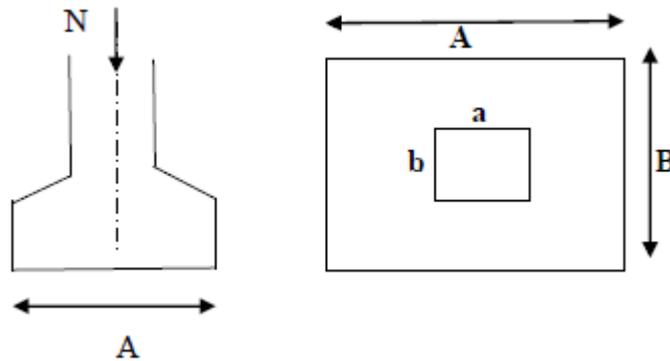


Figure IX. 1: Semelle isolée.

**Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, on opte donc pour des semelles filantes.

**2. Semelles filantes :**

**2.1. Semelles continues sous voile :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci-dessous :

❖ Tableau IX.1 : surface des semelles sous les voiles transversaux.

Voile	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = L \times B$ (m <sup>2</sup> )
VT	-2669.071	4.6	2.9	13.34

❖ Tableau IX.2 : surface des semelles sous les voiles longitudinaux.

Voile	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = L \times B$ (m <sup>2</sup> )
VL1	-1645.156	2.7	3.05	8.235
VL2	-726.604	1.35	2.7	3.645
				$\Sigma = 11.88$

La surface des semelles filantes sous voiles est :  $S_V = 25.22 \text{ m}^2$

2.2. Semelles continus sous poteaux :

❖ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide, elle engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \qquad q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (le portique D-D).

❖ Tableau IX.3 : surface des semelles sous les voiles longitudinaux.

poteaux	$N_s$ (KN)	$e_i$ (m)	$N_s \times e_i$	$M_s$ (KN.m)
D-1	896.484	-6.8	-6096.091	-3.869
D-2	716.113	-2	-1432.226	14.991
D-3	714.303	2.6	1857.188	-23.661
D-4	1152.558	6.8	7837.394	3.367
Somme	3481.376	/	2166.265	-9.172

$$e = \frac{2166.265 + (-9.172)}{3481.376} = 0.620 \text{ m}$$

On a :  $e = 0.620 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{14.4}{6} = 2.4 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

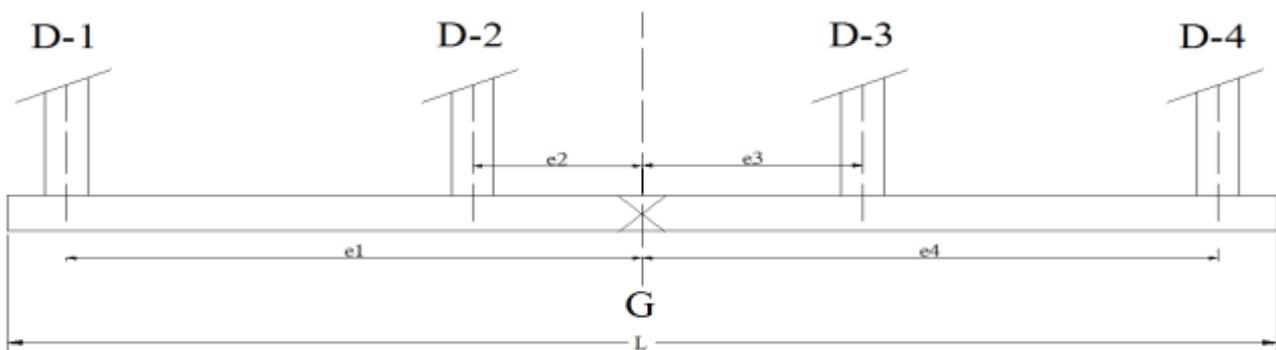


Figure IX. 2: semelle continue sous poteaux.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3481.376}{14.4} \left( 1 + \frac{6 \times 0.620}{14.4} \right) = 304.217 \text{ KN/m}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3481.376}{14.4} \left( 1 - \frac{6 \times 0.620}{14.4} \right) = 179.307 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{3481.376}{14.4} \left( 1 + \frac{3 \times 0.620}{14.4} \right) = 272.989 \text{ KN/m}$$

❖ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{272.989}{200} = 1.365 \text{ m} \Rightarrow \text{on prend } \mathbf{B = 1.4 \text{ m.}}$$

$$\text{On aura donc : } S_1 = 1.40 \times 9.6 = 13.44 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.40 \times 14.4 = 20.16 \text{ m}^2$$

La surface totale de la semelle filante sous poteaux sera donc égale à :

$$S_p = S_1 \times 2 + S_2 \times 6 = 13.44 \times 2 + 20.16 \times 6 = 147.84 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale des semelles filantes : } S_t = S_p + S_v = 147.84 + 25.22 = 173.06 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{bat} = 326 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{173.06}{326} = 0.5385 = 53.85\%$$

$$S_t > 50\% S_{bat}$$

**Remarque :**

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

### IX.3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier présente les caractéristiques suivantes :

- Rigide dans son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol ;
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

## IX.3.1. Pré dimensionnement du radier :

- **La condition d'épaisseur minimale :**

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

$$h_{min} \geq 25 \text{ cm}$$

- **les conditions forfaitaires :**

$$L_{max} = 4.80 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0.6 \leq h \leq 0.96$$

$L_{max}$  : Distance entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions, nous adopterons  $h = 80\text{cm}$ .

- **Dalle :** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Nervure (poutre) :** La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  tel-que :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm.}$$

- **Condition 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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$ .

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée ( $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$ ).

$L_{max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.99 \text{ m}$$

Soit :  $h_n = 100 \text{ cm}$ .

- **La largeur de la nervure :**

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100.$$

$$\Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ on opte pour } b_n = 60 \text{ cm.}$$

- **Conclusion:**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens :  $h_n = 100 \text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure:  $b_n = 60 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la dalle:  $h_d = 30 \text{ cm}$ .
- Dalle flottante :  $h = 10 \text{ cm}$ .

### IX.3.2. Calcul des charges nécessaires au radier :

#### a. Le poids de la structure :

Charge permanente :  $G_t : 33440.258 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q_t : 6462.491 \text{ KN}$

#### b. Combinaison d'action :

ELU :  $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 33440.258 + 1.5 \times 6462.491 = 54838.0838 \text{ KN}$

ELS :  $N_s = G + Q = 33440.258 + 6462.491 = 39902.749 \text{ KN}$

#### c. Détermination de la surface du radier :

- **Etat Limite Ultime :**  $S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{54838.0838}{1.33 \times 200} = 206.15 \text{ m}^2$
- **Etat Limite de Service :**  $S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{39902.749}{200} = 199.51 \text{ m}^2$

$S_{radier} = \text{Max}(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = \text{Max}(206.15; 199.51) = 206.15 \text{ m}^2$

$S_{bâtiment} = 326 \text{ m}^2 > S_{radier} = 206.15 \text{ m}^2$

#### Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose les règles de BEAL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left( \frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de :  $L_{deb} = 50 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec :

$$S_{deb} = (26.3 \times 0.5) \times 2 + (13.6 \times 0.5) \times 2 + (0.5 \times 0.5) \times 4 = 40.9 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 326 + 40.9 = 366.9 \text{ m}^2$$

**IX.3.3 Calcul des sollicitations à la base du radier :****a. Charges permanentes**• **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bâtiment}} = 33440.258 \text{ KN}$$

• **Poids du radier :**

$P_{\text{radier}}$  = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 366.9 \times 0.3 \times 25 = 2751.75 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{ner}} = [0.6(1 - 0.3) \times (13.6 \times 6 + 8.8 \times 2 + 26.3 \times 3 + 19.7 \times 1) \times 25] = 2076.9 \text{ KN}$$

- **Poids du TVO:**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (366.9 - 118.68) \times (1.00 - 0.3) \times 17 = 2953.82 \text{ KN}$$

Avec :

$$\text{Poids volumique du TVO : } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$$

La surface des nervures :

$$S_{\text{ner}} = 0.6 \times (13.6 \times 6 + 8.8 \times 2 + 26.3 \times 3 + 19.7 \times 1) = 118.68 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (366.9 - 118.68) \times 0.1 \times 25 = 620.55 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } G_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$G_{\text{radier}} = 8403.02 \text{ KN}$$

**b. Surcharge du bâtiment et du radier :**

$$Q_{\text{bat}} = 6462.491 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 3.5 \times 366.9 = 1284.15 \text{ KN}$$

**c. Poids total de la structure :**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 33440.258 + 8403.02 = 41843.278 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 6462.491 + 1284.15 = 7746.641 \text{ KN}$$

**d. Combinaison d'actions :**

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 41843.278 + 1.5 \times 7746.641 = 68495.718 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 41843.278 + 7746.641 = 49589.919 \text{ KN}$$

**IX.3.4. Vérifications :**

**A. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u^{tot} \times b}{S \text{ radier}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{68495.718 \times 1}{366.9} \times \frac{4.80}{2} = 448.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{448.05 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1.66 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa \right\} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = \mathbf{1.66 \text{ MPa}} \leq \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{C. V.}$

**B. Vérification de la stabilité du radier :**

**• Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \mathbf{13.15 \text{ m}} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \mathbf{7.23 \text{ m}}$$

Avec:  $S_i$ : aire du panneau considéré.

$X_i$ ;  $Y_i$ : Centre de gravité du panneau considéré.

**• Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(26.3) \times (13.6)^3}{12} - \frac{(3.3) \times (4.8)^3}{12} \times 2 = \mathbf{5452.215 \text{ m}^4}$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{(13.6) \times (26.3)^3}{12} - \frac{(4.8) \times (3.3)^3}{12} \times 2 = \mathbf{20588.220 \text{ m}^4}$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M = M_0 + T_0 \times h}$$

Avec :

**M** : Moment sismique à la base du bâtiment.

**T** : Effort tranchant à la base du bâtiment.

**I<sub>xx</sub>**; **I<sub>yy</sub>**: Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

**h** : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

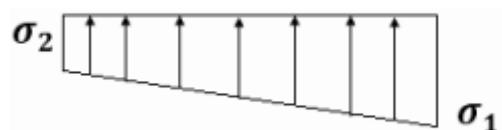


Figure IX. 3 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V$$

**a. Sens longitudinal :**

- A L'ELU :

$$M_x = M_0^x + (T_0^x \times h) = 27235.197 + (1983.879 \times 1) = 29219.058 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{66817.125}{366.9} + \left( \frac{29219.058}{20588.220} \times 13.15 \right) = 200.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{66817.125}{366.9} - \left( \frac{29219.058}{20588.220} \times 13.15 \right) = 163.45 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(200.77) + 163.45}{4} = 191.44 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 191.44 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- A L'ELS:

$$M_x = M_0^x + (T_0^x \times h) = 27235.197 + (1983.879 \times 1) = 29219.058 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{48633.429}{366.9} + \left( \frac{29219.058}{20588.220} \times 13.15 \right) = 151.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{48633.429}{366.9} - \left( \frac{29219.058}{20588.220} \times 13.15 \right) = 113.89 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(151.21) + 113.89}{4} = 141.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 141.88 \text{ KN.m} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Sens transversal :**

- A L'ELU :

$$M_x = M_0^y + (T_0^y \times h) = 30127.545 + (2132.64 \times 1) = 32260.185 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{66817.125}{366.9} + \left( \frac{32260.185}{5452.215} \times 7.23 \right) = 224.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{66817.125}{366.9} - \left( \frac{32260.185}{5452.215} \times 7.23 \right) = 139.33 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(224.89) + 139.33}{4} = 203.5 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 203.5 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- A L'ELS:

$$M_x = M_0^y + (T_0^y \times h) = 30127.545 + (2132.64 \times 1) = 32260.185 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{48633.429}{366.9} + \left( \frac{32260.185}{5452.215} \times 7.23 \right) = 175.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{48633.429}{366.9} - \left( \frac{32260.185}{5452.215} \times 7.23 \right) = 89.77 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(175.33) + 89.77}{4} = 153.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153.94 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**C. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

**N<sub>u</sub>** : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau.

**μ<sub>c</sub>** : 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).

**h** : Hauteur de la nervure égale à 1 m.

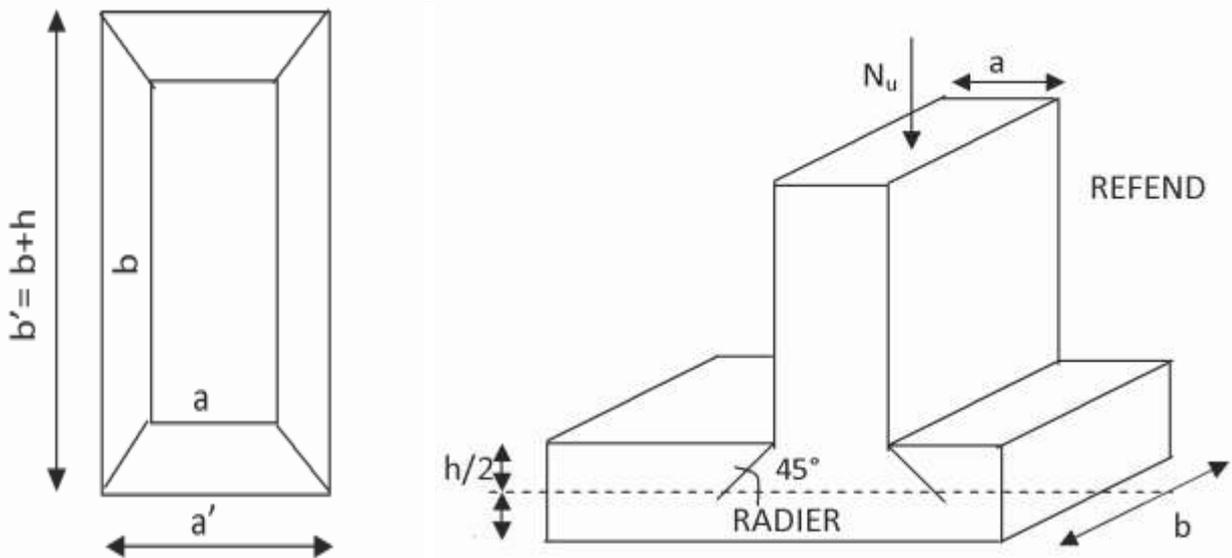


Figure IX. 4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

• Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :

- Poteau (le poteau le plus sollicité) :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 1) = 6\text{m.}$$

$$N_u = 1808.431 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4500 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Voile (le voile le plus sollicité) :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.2 + 4.6 + 2 \times 1) = 13.6\text{m.}$$

$$N_u = 1239.403 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 13.6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 10200 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**D. Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatatique.

$$P > P' \text{ Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

**P** : poids total du bâtiment à la base du radier.

**$\alpha = 1.5$**  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

**$\gamma_w$**  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10\text{KN}/\text{m}^3$ ).

**Z** : profondeur de l'infrastructure (**h = 1m**).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 366.9 \times 1 = 5503.5 \text{ KN}$$

$$P = 33440.258 \text{ KN}$$

$$P = 33440.258 \text{ KN} > P' = 5503.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

**E. Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003) :**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement  $(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$ .

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{29219.058}{48633.429} = 0.60 \text{ m} < \frac{26.3}{4} = 6.575 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{32260.185}{48633.429} = 0.66 \text{ m} < \frac{13.6}{4} = 3.4 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

**IX.3.5. Ferrailage du radier :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

**IX.3.5.1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastres sur 4 appuis) :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :** si  $\rho < 0.4 \Rightarrow$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas :** si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la plus petite portée  $L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients  $\mu_x ; \mu_y$  sont donnés par les tables PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

• **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**A. Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.1}{4.8} = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

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.

A L'ELU :

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \left( 203.5 - \frac{8403.02}{366.9} \right) \times 1 = 180.60 \text{ KN/m}$$

A L'ELS:

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \left( 153.94 - \frac{8403.02}{366.9} \right) \times 1 = 131.04 \text{ KN/m}$$

**B. Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0.0509 \times 180.60 \times 4.1^2 = 154.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.685 \times 154.53 = 105.85 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75**: pour les moments en travées,
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

▪ Moment aux appuis :  $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 154.53 = 77.265 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times 105.85 = 52.925 \text{ KN.m} \end{cases}$

▪ Moment en travées :  $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 154.53 = 115.900 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 105.85 = 79.390 \text{ KN.m} \end{cases}$

**C. Ferrailage à ELU :**

• **Sens longitudinale :**

- **Aux appuis :**

$$\mu_{\text{appuis}} = \frac{M_{ux}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{77.265 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.087 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.087 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.9545$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{77.265 \times 10^3}{0.9545 \times 25 \times 348} = 9.3 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **7HA14**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2$  ; avec : **S<sub>t</sub> = 14 cm**.

- **En travées :**

$$\mu_{travée} = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{115.900 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.130 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.130 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.930$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{115.900 \times 10^3}{0.930 \times 25 \times 348} = 14.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **10HA14**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 15.39 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

• **Sens transversale :**

- **Aux appuis :**

$$\mu_{appui} = \frac{M_{uy}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{52.925 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.060 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.969$$

$$A_x^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{52.925 \times 10^3}{0.969 \times 25 \times 348} = 6.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **6HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 6.79 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 16 \text{ cm}$ .

- **En travées :**

$$\mu_{travée} = \frac{M_{uy}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{79.390 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.089 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.089 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.9535$$

$$A_x^a = \frac{M_{uy}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{79.390 \times 10^3}{0.9535 \times 25 \times 348} = 9.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **7HA14**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

❖ Tableau IX.4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

Sens	zone	M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	Ferraillage	$S_t$ (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
<b>Longitudinal</b>	Aux appuis	77.265	0.087	0.9545	7HA14	14	<b>10.78</b>
	En travée	115.90	0.130	0.930	10HA14	10	<b>15.39</b>
<b>Transversal</b>	Aux appuis	52.925	0.060	0.969	6HA12	16	<b>6.79</b>
	En travée	79.390	0.089	0.9535	7HA14	14	<b>10.78</b>

**D. Vérification à L'ELU :**

- **Condition du non fragilité du béton de la section minimal :**

$\omega_0$ : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3 - \rho)}{2} ; \text{ avec : } \omega_x = \frac{A_{min}}{bh} , \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min} \geq \frac{bh \omega_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.85}{2} \right) = 2.58 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans le deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

- **Aux appuis :**

$$A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

$$A_{ad}^y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

- **En travée :**

$$A_{ad}^x = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

$$A_{ad}^y = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

**E. Espacement des armatures (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99) :**

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

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

- **Sens longitudinal :**

$$S_t^{max} = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$$

- **Sens transversal :**

$$S_t^{max} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$$

**F. Vérification à L'ELS :**

- **Evaluation des moments  $M_x$  ;  $M_y$  :**

- **Sens longitudinal :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0509 \times 131.04 \times 4.10^2 = 112.122 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_a^x = 0.5 \times 112.122 = 56.061 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_t^x = 0.75 \times 112.122 = 84.092 \text{ KN.m}$$

- **Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_x \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.685 \times 112.122 = 76.80 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_a^y = 0.5 \times 76.80 = 38.40 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_t^y = 0.75 \times 76.80 = 57.60 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On vérifie la condition suivante :

$$a = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ Tableau IX.5 : Vérification des contraintes dans le béton.

		$M_u$	$M_s$	$\mu$	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
<b>Sens (x-x)</b>	appuis	77.265	56.061	0.074	1.38	0.0962	0.44	<b>CV</b>
	travée	115.90	84.092	0.112	1.38	0.1489	0.44	<b>CV</b>
<b>Sens (y-y)</b>	appuis	52.925	38.40	0.051	1.38	0.0641	0.44	<b>CV</b>
	travée	79.390	57.60	0.076	1.38	0.0989	0.44	<b>CV</b>

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à L'ELS.

**IX.3.5.2. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

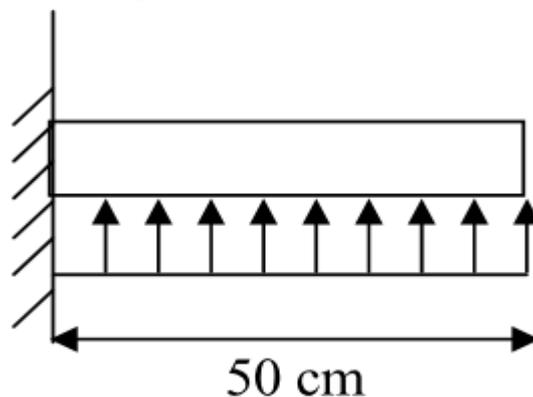


Figure IX. 5 : Schéma statique du débord.

❖ **Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord,  $A_{radier} > A_{débord}$ , alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

**IX.3.5.3. Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

$h = 100 \text{ cm}$  ;  $b = 60 \text{ cm}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$ .

À L'ELU :  $q_u = 180.60 \text{ KN/m}$

À L'ELS :  $q_s = 131.04 \text{ KN/m}$

**A. Détermination des efforts :**

Pour la détermination des efforts, on utilise Robot 2014.

**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

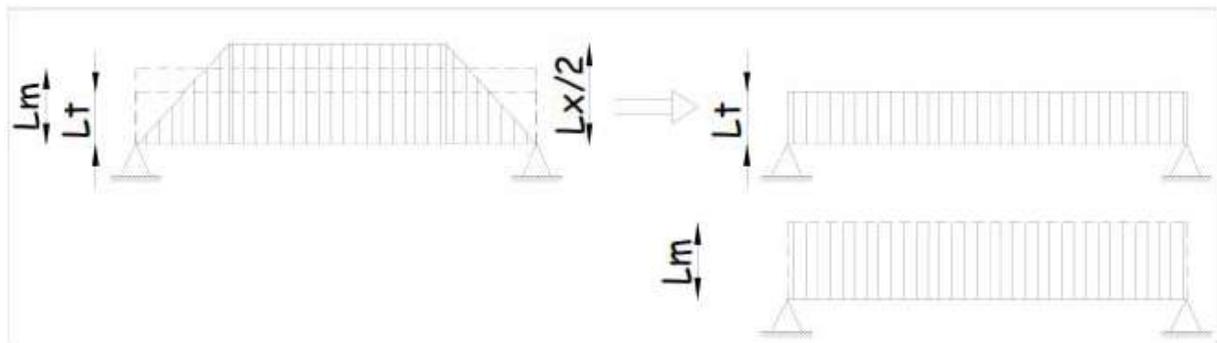


Figure IX. 6 : Présentation du chargement simplifié.

- Effort tranchant :

$$L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

- **Cas de chargement triangulaire :**

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- Effort tranchant :

$$L_t = 0.25L_x$$

- Moment fléchissant :

$$L_m = 0.333L_x$$

- ❖ **Calcul de  $L_t$  et  $L_m$  :**

$$L_t = 4.1 \left( 0.5 - \frac{0.85}{4} \right) = 1.18 \text{ m.}$$

$$L_m = 4.1 \left( 0.5 - \frac{0.85^2}{6} \right) = 1.56 \text{ m.}$$

- ❖ **Calcul des charges simplifiées :**

- à l'ELU :  $\begin{cases} q_u^M = q_u \times L_m = 180.60 \times 1.56 = 281.736 \text{ KN/m} \\ q_u^T = q_u \times L_t = 180.60 \times 1.18 = 213.108 \text{ KN/m} \end{cases}$
- à l'ELS :  $\begin{cases} q_s^M = q_s \times L_m = 131.04 \times 1.56 = 204.422 \text{ KN/m} \\ q_s^T = q_s \times L_t = 131.04 \times 1.18 = 154.627 \text{ KN/m} \end{cases}$

❖ **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Robot » sont les suivant :

- **Sens longitudinale « X-X » :**

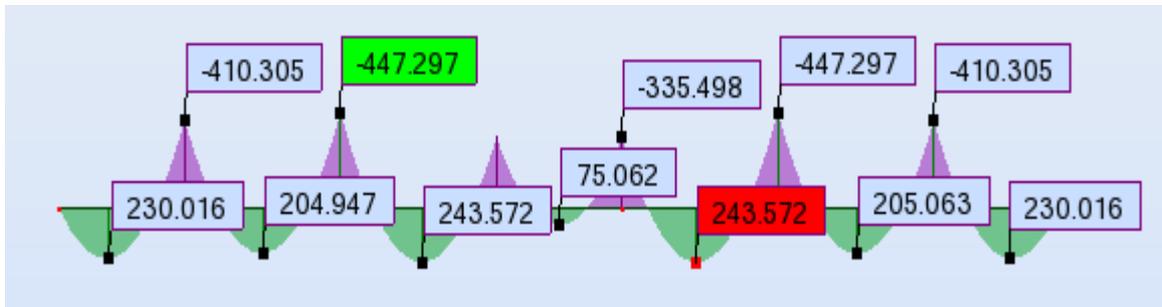


Figure IX. 7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens X-X.

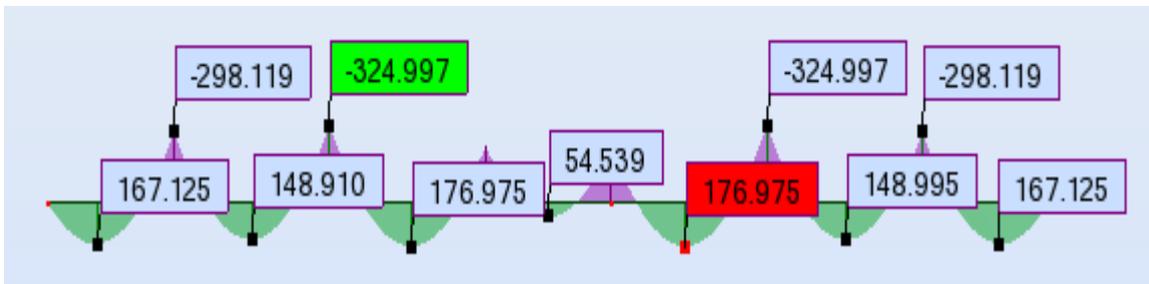


Figure IX. 8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens X-X.

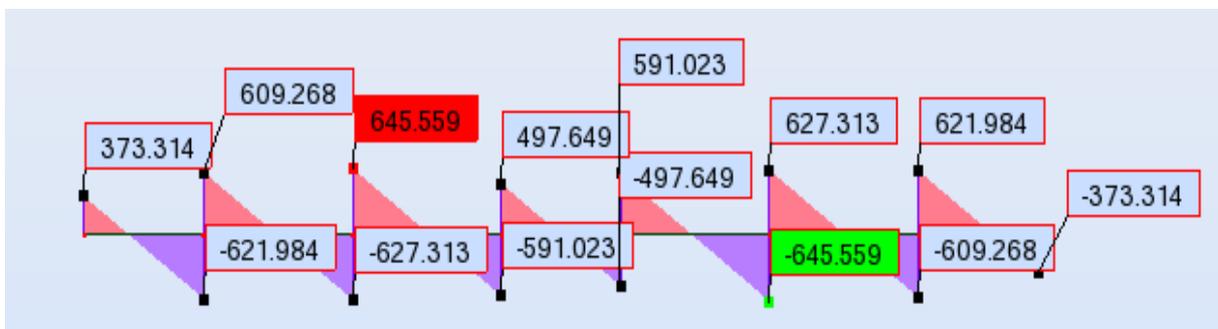


Figure IX. 9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens X-X.

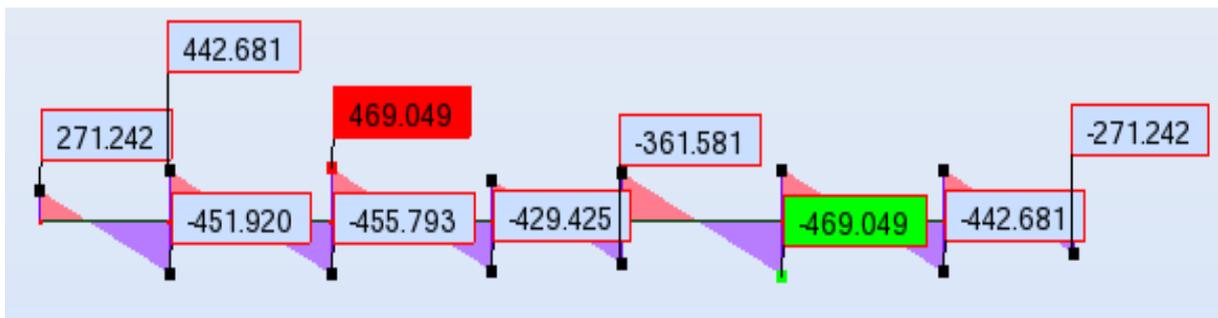


Figure IX. 10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X.

- Sens transversal « Y-Y » :

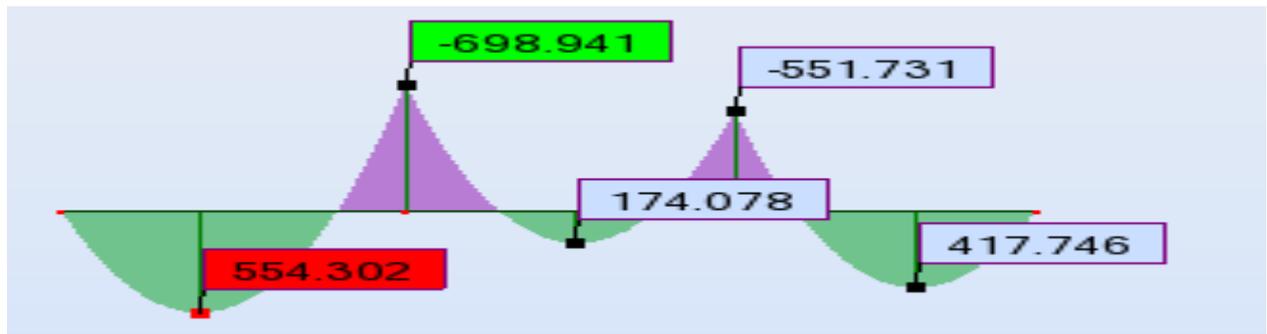


Figure IX. 11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens Y-Y.

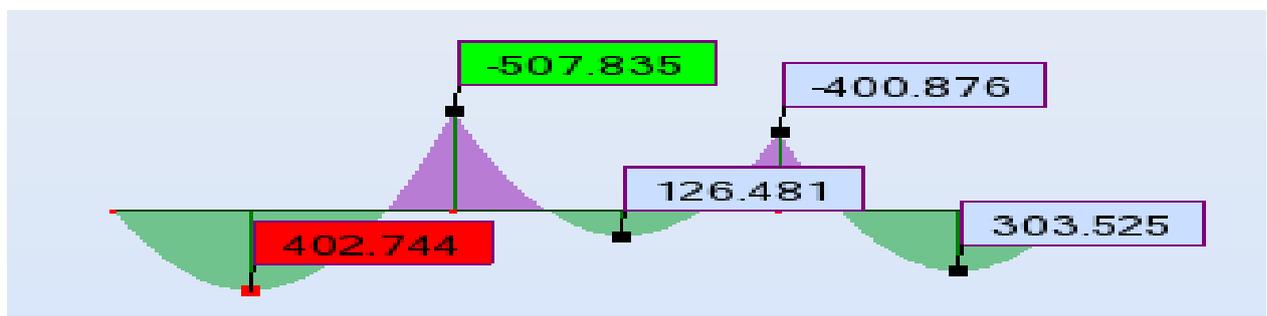


Figure IX. 12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens Y-Y.

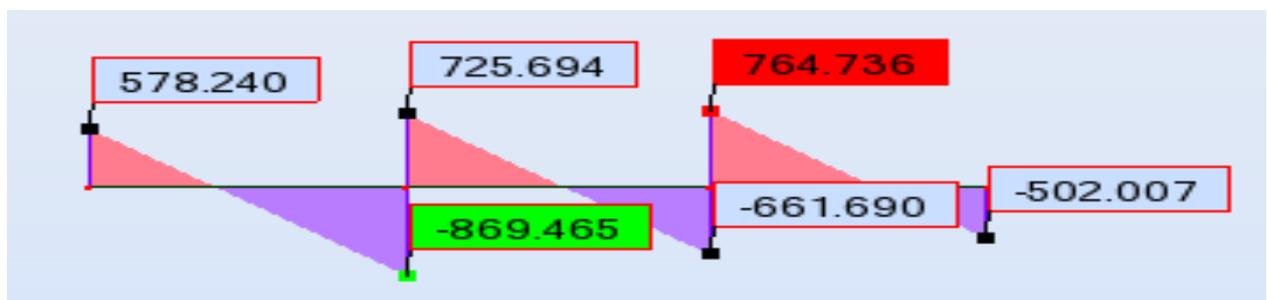


Figure IX. 13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y.

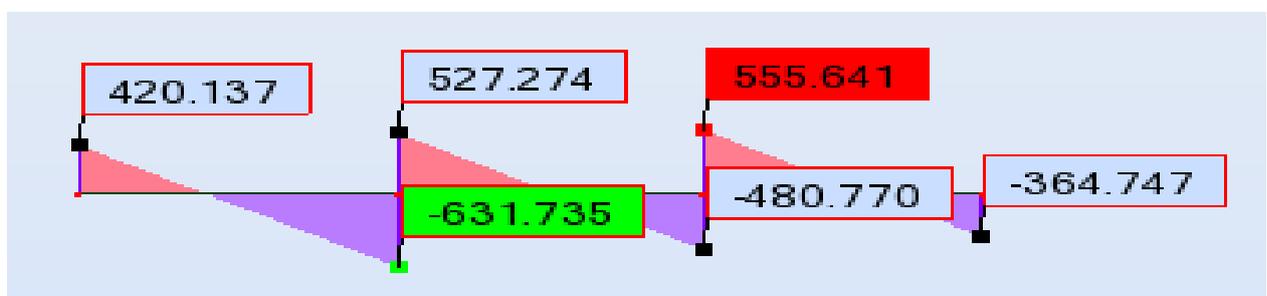


Figure IX. 14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y.

**N.B** : les diagrammes des moments sont renversés,  $M_t$  en fibrés supérieure et  $M_a$  en fibre inférieure.

❖ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchant :**

• **Sens longitudinales « x-x » :**

❖ Tableau IX.6 : Moments fléchissant sens x-x.

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
$M_{app}$ (KN.m)	-447.297	-324.997
$M_{travée}$ (KN.m)	243.572	176.975

❖ Tableau IX.7 : Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
$T_{sup}$ (KN)	645.559	469.049
$T_{inf}$ (KN)	-645.559	-469.049

• **Sens longitudinales « y-y » :**

❖ Tableau IX.8 : Moments fléchissant sens y-y.

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
$M_{app}$ (KN.m)	-698.941	-507.835
$M_{travée}$ (KN.m)	554.302	402.744

❖ Tableau IX.9 : Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
$T_{sup}$ (KN)	764.736	555.641
$T_{inf}$ (KN)	-869.465	-631.735

**B. Exemple de calcul :**

L'exemple de calcul est fait sur le sens longitudinal (x-x) comme suit:

- Aux appuis :

$$\mu_{appuis} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{447.297 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.058 \rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.970$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{447.297 \times 10^3}{0.970 \times 95 \times 348} = 13.95 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures **5HA14**(filantes) +**5HA14**(chapeaux),  $A_{ad}^x = 15.40 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

- En travées :

$$\mu_{travée} = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{243.572 \times 10^3}{60 \cdot 95^2 \cdot 14.2} = 0.032 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.032 \rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.984$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{243.572 \times 10^3}{0.984 \times 95 \times 348} = 7.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures **5HA14**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 7.70 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

**C. Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens, les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

b = 60cm                      d = 95cm                       $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$                        $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

**a) Armature longitudinal :**

- **Sens longitudinale « X-X » :**

❖ Tableau IX.10 : Armature longitudinal dans le sens longitudinal (x-x).

		M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A calculer (cm <sup>2</sup> )	Choix	A adopté (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sens X-X	Appuis	-447.297	0.058	0.970	13.95	5HA14 (fil) +5HA14(chap)	15.40	12
	travée	243.572	0.032	0.984	7.49	5HA14	7.70	12

- **Sens transversale « Y-Y » :**

❖ Tableau IX.11 : Armature longitudinal dans le sens transversal (y-y).

		M KN.m	$\mu$	$\beta$	A calculer (cm <sup>2</sup> )	Choix	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sens Y-Y	Appuis	-698.941	0.090	0.953	22.18	6HA16 (fil) + 6HA16 (chap)	24.12	10
	travée	554.302	0.072	0.963	17.41	6HA16 (fil) + 6HA14 (chap)	21.30	10

**b) Armatures transversale :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \geq 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :**

En zone nodale :

$$S_t < \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{25 ; 16.8\}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{1} = 50 \text{ cm}$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 3.6 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

**c) Armatures de peau :**

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : **2HA14** avec  $A_p = 3.08 \text{ cm}^2$

**D. Vérification à L'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.88 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{C. V.}$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinale « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{645.559 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

- **Sens transversales « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{869.465 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

**E. Vérification à L'ELS :**

• **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \quad [\text{Art. A. 4.5, 2/BAEL91}].$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

❖ Tableau IX.12 : Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier.

sens	Zone	$M_s(KN.m)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	Obs
<b>X-X</b>	Appuis	-324.997	242	<b>348</b>	5.29	<b>15</b>	<b>C.V</b>
	Travée	176.975	257.4	<b>348</b>	3.81	<b>15</b>	<b>C.V</b>
<b>Y-Y</b>	Appuis	-507.835	246	<b>348</b>	6.97	<b>15</b>	<b>C.V</b>
	Travée	402.744	219.7	<b>348</b>	5.79	<b>15</b>	<b>C.V</b>

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, les ferrillages adoptés sont suffisants.

# **Conclusion Générale**

# 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, avant de s'insérer dans la vie active.*

*Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus. Ce projet nous a aussi permis d'améliorer la pratique des logiciels comme ROBOTE, AUTOCAD... qui permettent un gain de temps considérable et facilitent l'analyse et le dessin des structures. Cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.*

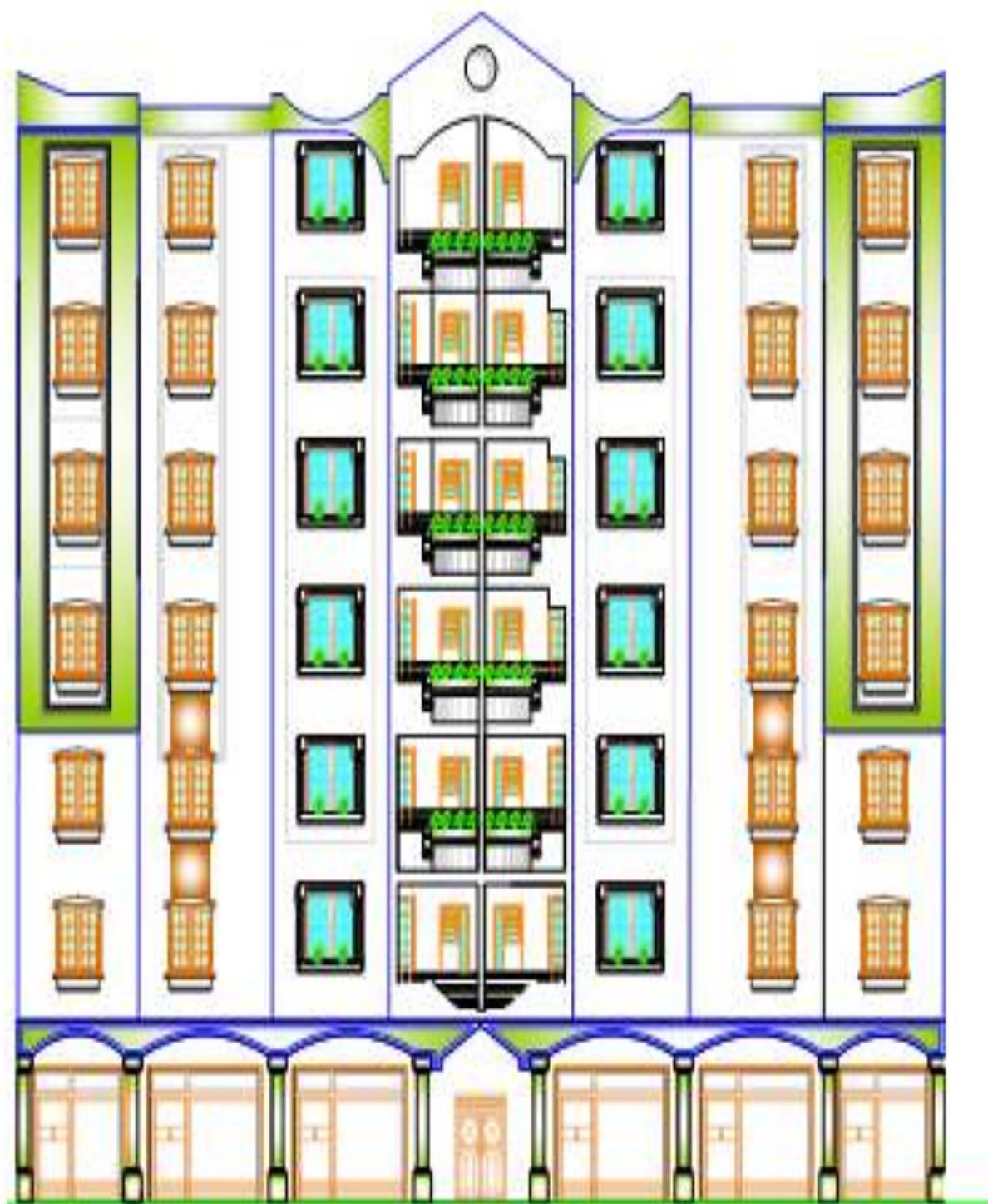
*Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques, il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables à savoir la résistance, la durabilité et l'économie.*

*En fin, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive dans la vie active.*

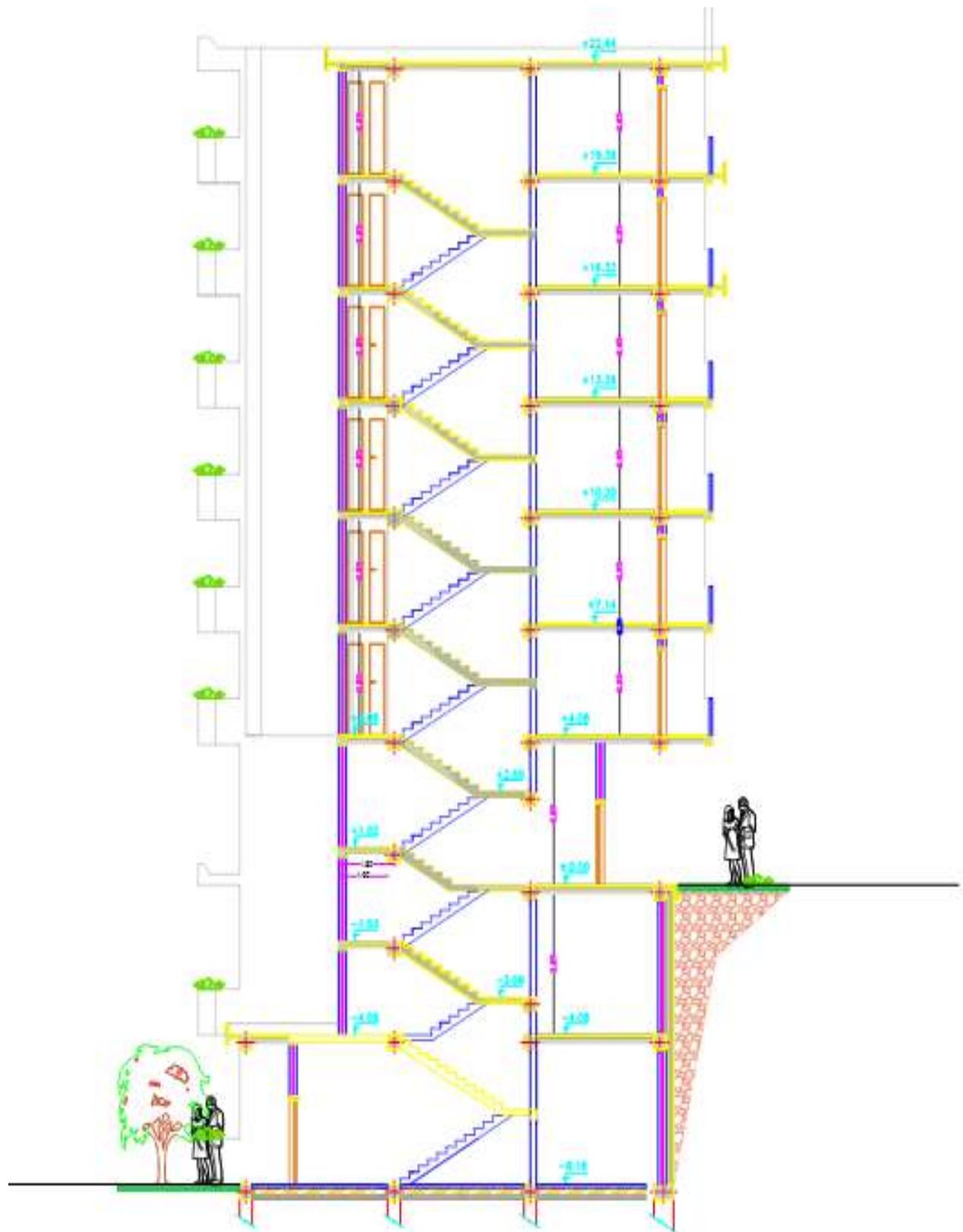
*Nous espérons que Ce travail soit d'une grande utilité, bénéfique pour les promotions à venir.*

# *Bibliographies*

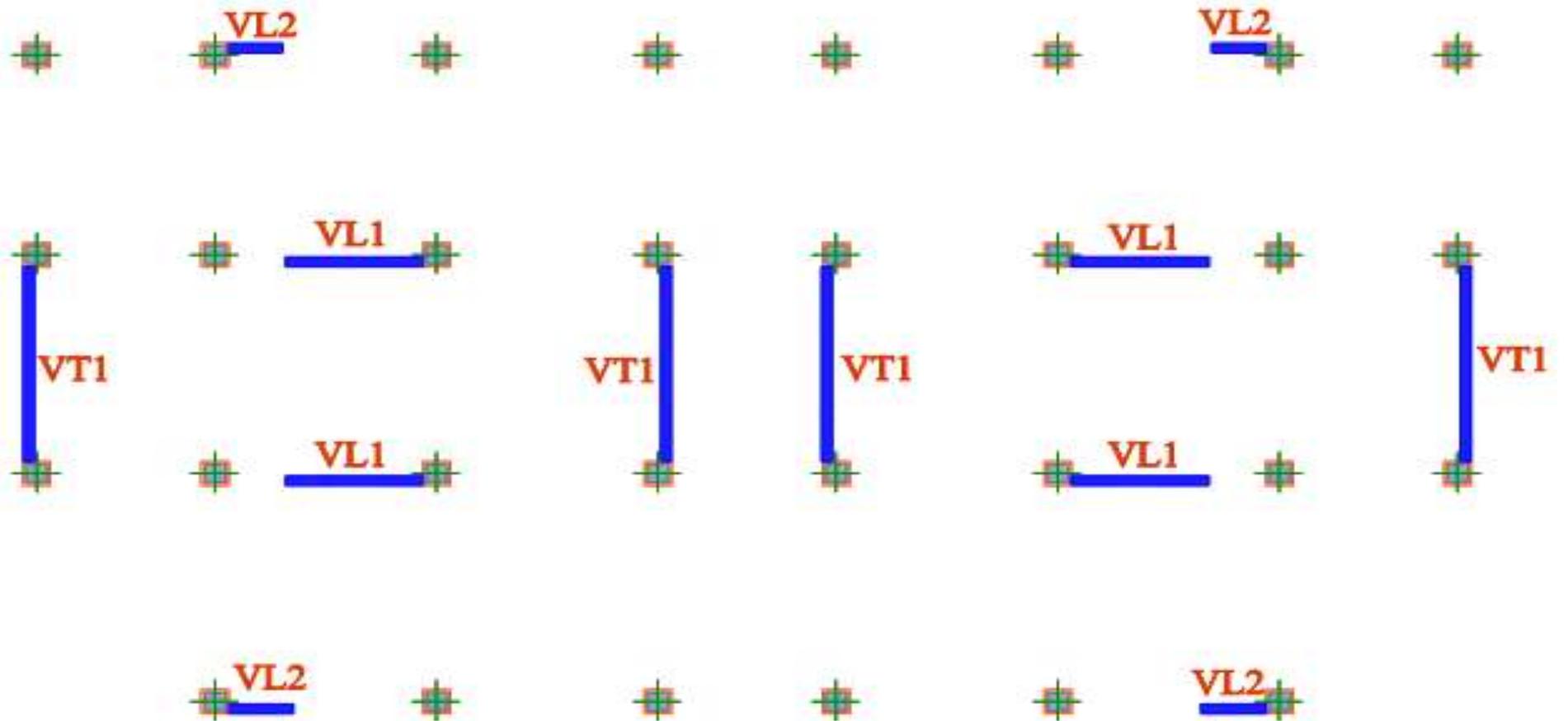
- *Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.*
- *Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.*
- *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 [BAEL91-99].*
- *Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés.*  
*Jean-Pierre Mougín [Edition Eyrolles (2000)].*
- *Formulaire du béton armé tome1 et 2.*  
*Victor Davidovici - Edition le moniteur (Paris 1996).*
- *Calcul des ouvrages en béton armé.*  
*M. Bellazougui - Edition OPU.*



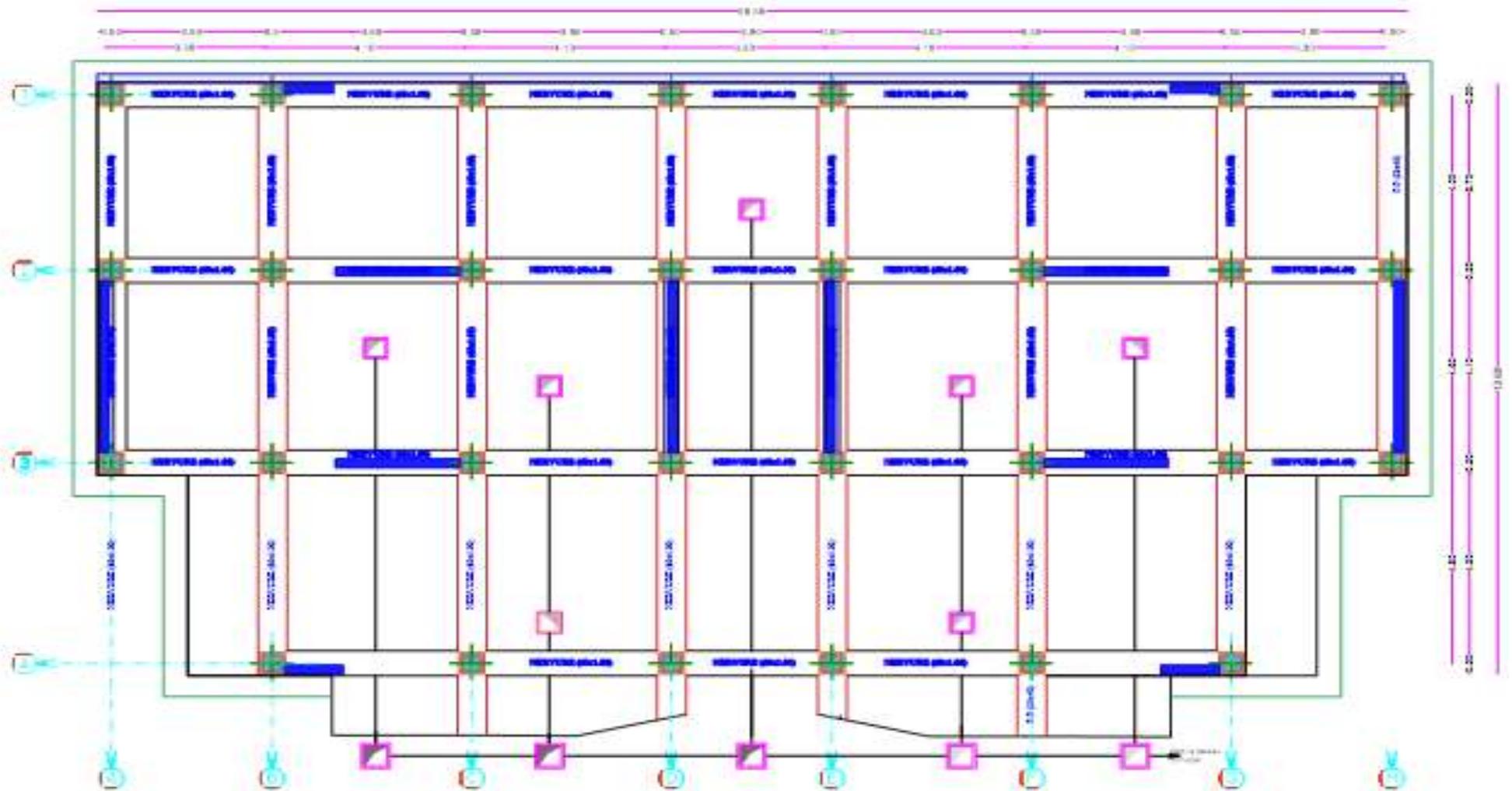
**FACADE PRINCIPALE**



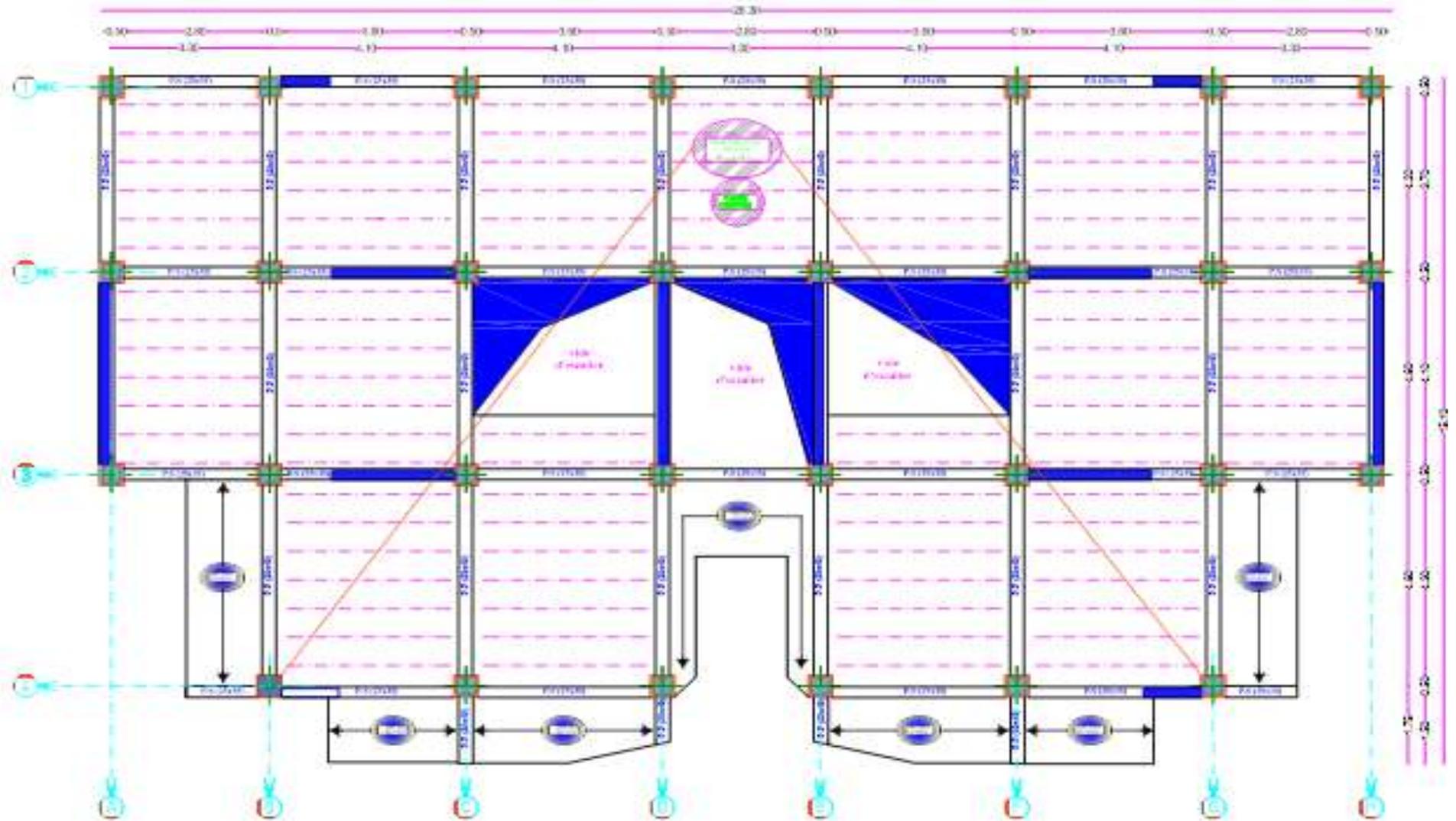
**coupe A-A**



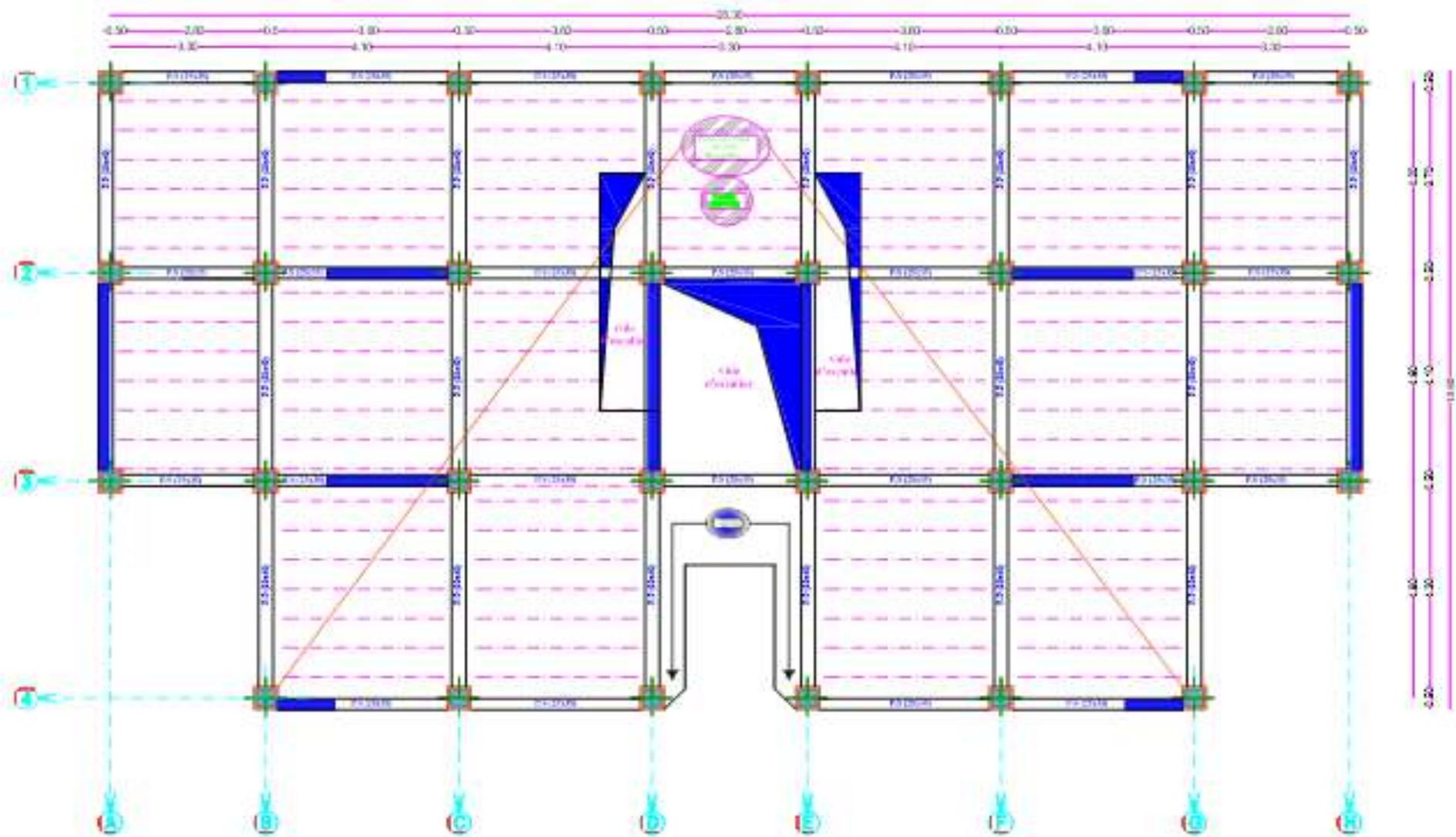
## PLAN DE LA DISPOSITION DES VOILES



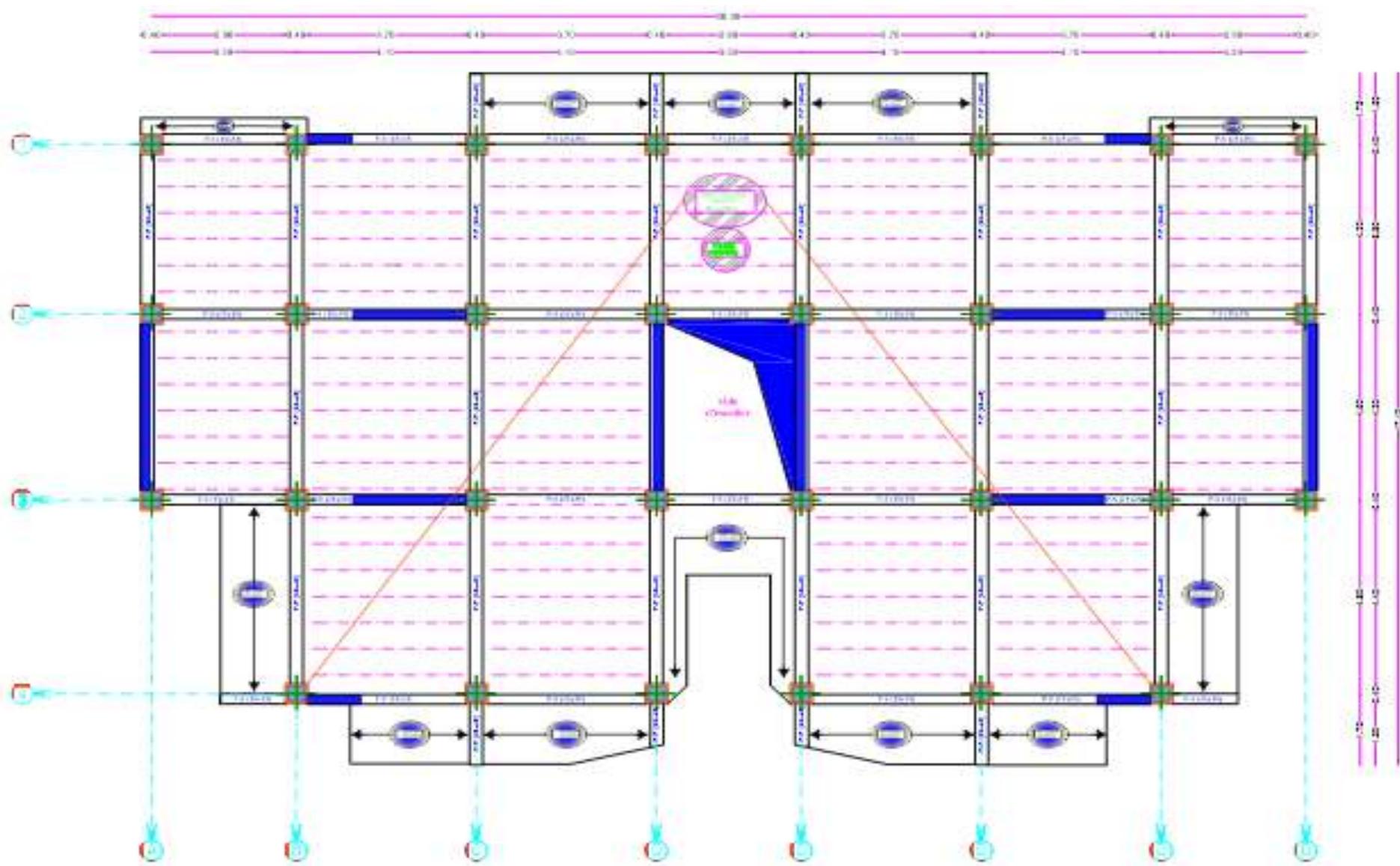
**PLAN DE COFFRAGE FONATIONS niv -8.16**



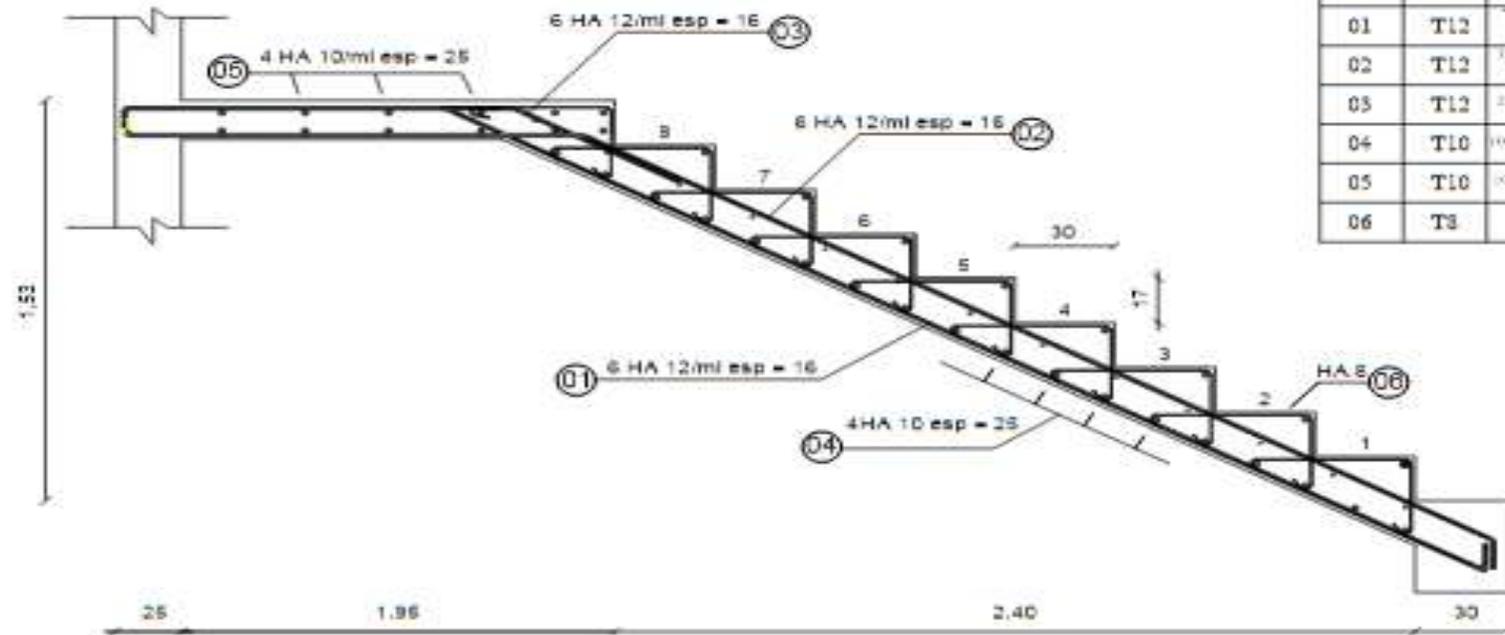
**PLAN DE COFFRAGE NIV -4.08**



**PLAN DE COFFRAGE NIV +0.00**

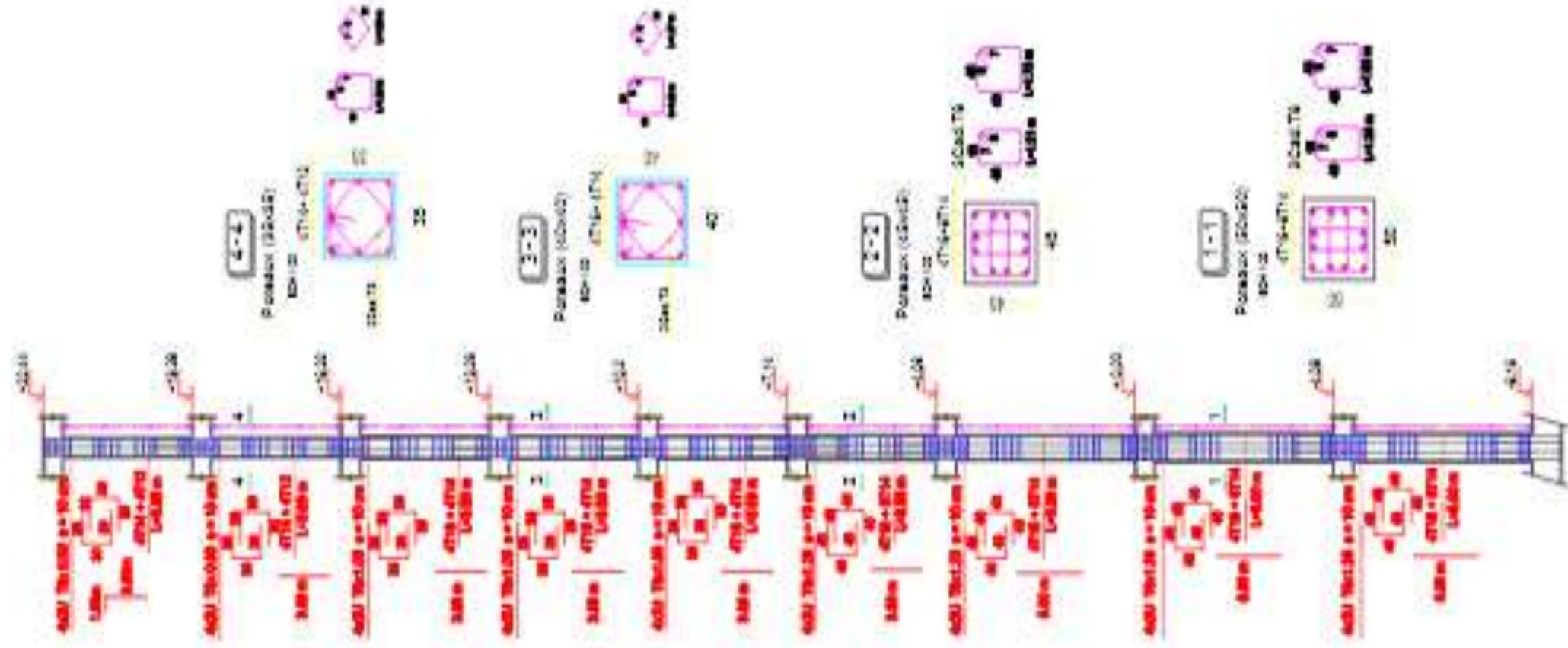


**PLAN DE COFFRAGE NIV +4.08 / +22.44**



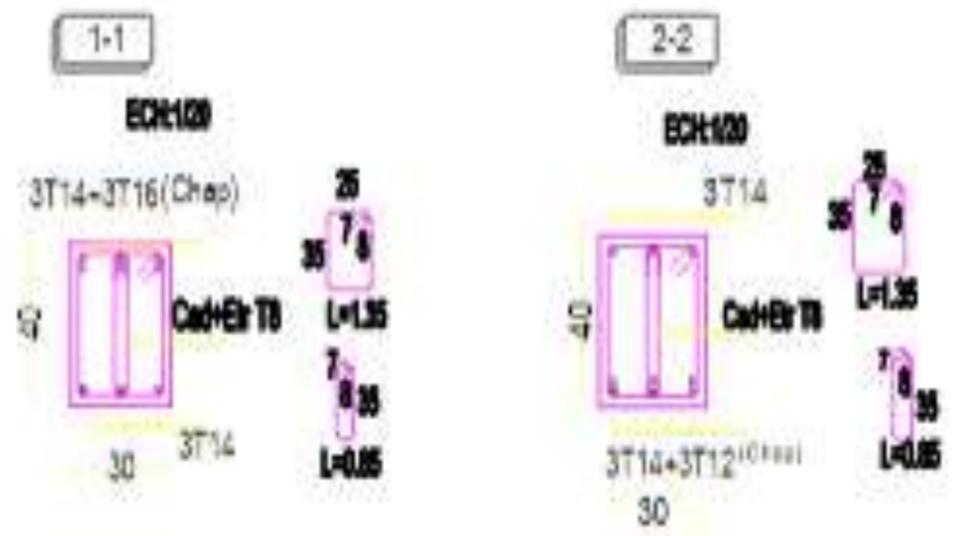
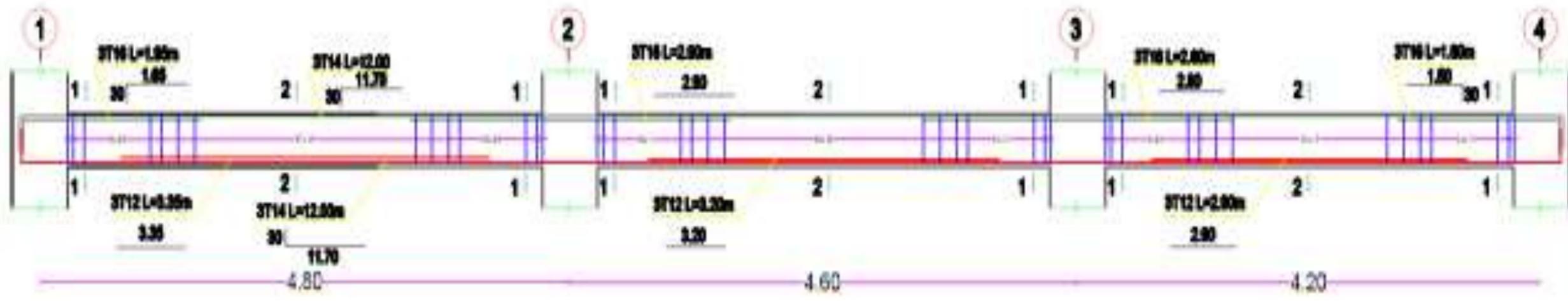
NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM.	FACONNAGE	LONG
01	T12		4.80
02	T12		5.45
03	T12		2.50
04	T10		1.50
05	T10		3.40
06	T8		0.90

UNIVERSITE MOULOUD MAHMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr BELLOUL RABAH Mr GADA SAID	Plan de ferrailage de l'escalier	plan:	
Dirigé par: Mme Meziani.F		Echelle: 1/50	
		JUN 2017	



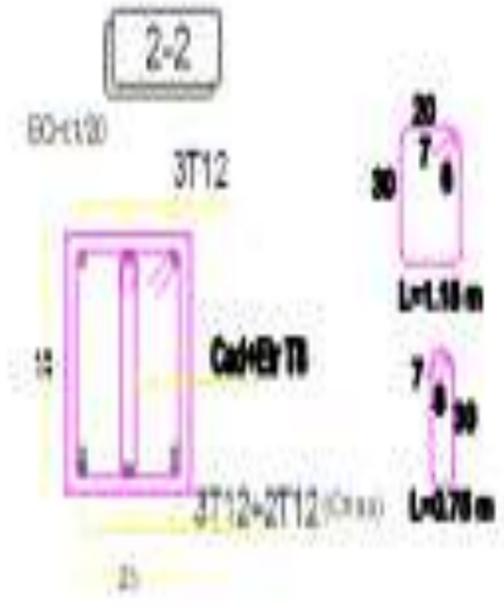
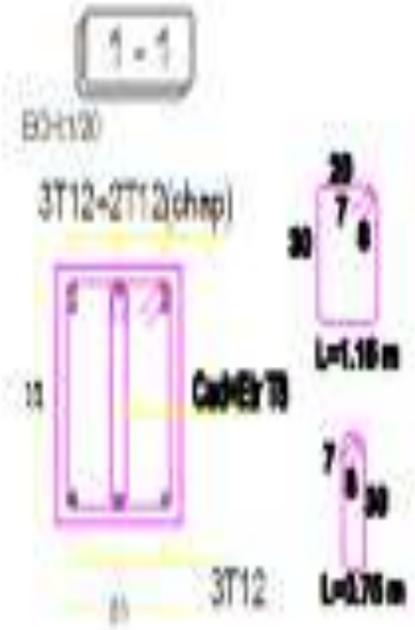
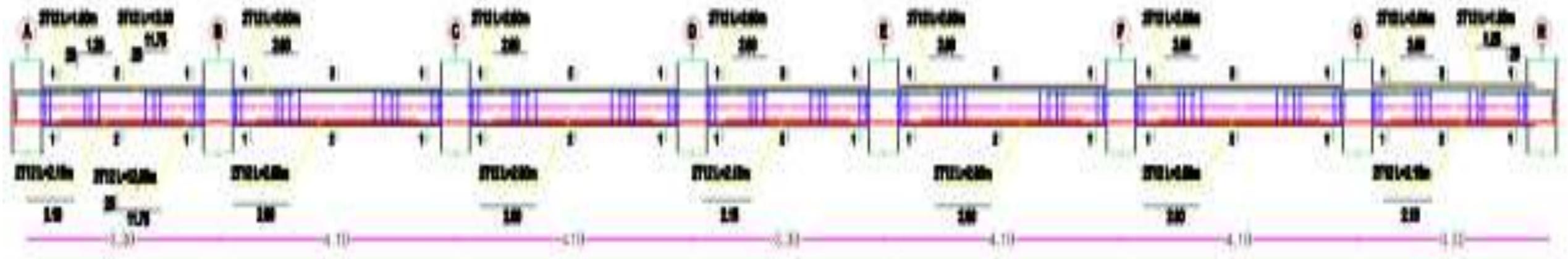
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD HADJEDI DE TIZOULOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIANT: M. BOUCHEAL SAAD M. BOUCHEAL SAAD	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT INDUSTRIEL A USAGE COMMERCE ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRECTEUR: M. Boucheal	TITRE DE LA PLANCHE: PERMILLES DES NOTULES	DATE: JUIN 2017

**Poutres Principales (B,C,D,E,F,G) (30X40): Niv. -8.16 à +22.44**



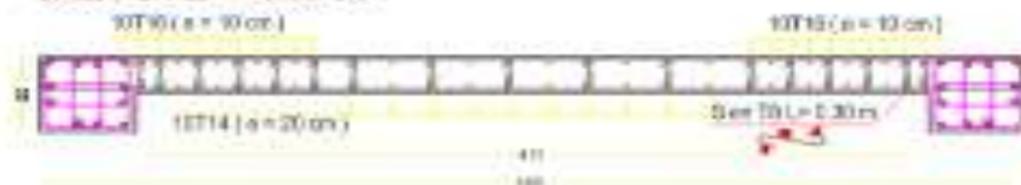
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD HAMEUR DE TIOUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: MR. HILLOUL BAHAI MR. HADJ SAÏD	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (RHAZIS) A USAGE D'HABITATION ET COPRINCE	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: M. M. MESTR	TITRE DE LA PLANCHE: ARRANGEMENT DES POUTRES PRINCIPALES	DATE: JUN 2017

**Poutres secondaires (2,3,4) (25x35): Niv. -8.16 à +22.44**

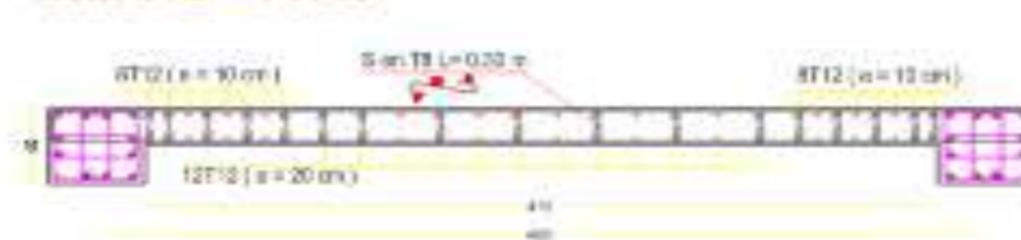


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD ABACHA DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR MR BELKACEM KARAH MR GADA SAÏD	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (PNEUMATI A USAGE COMMERCE ET COMERCIAL)	ECHELLE: 1/50
VERIFIE PAR Mec. Mohamed F	TITRE DE LA PLANCHE: POUTRES SEC. POLYTR. SECONDAIRES	DATE: JUN 2017

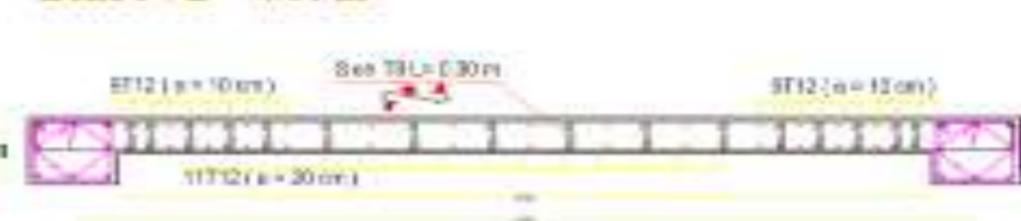
Voile transversale :  
Zone 1 : L = 4.60 m



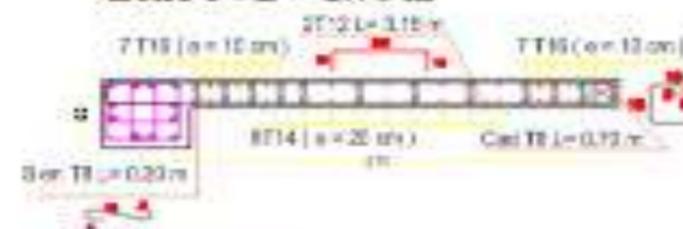
Voile transversale :  
Zone 2 : L = 4.60 m



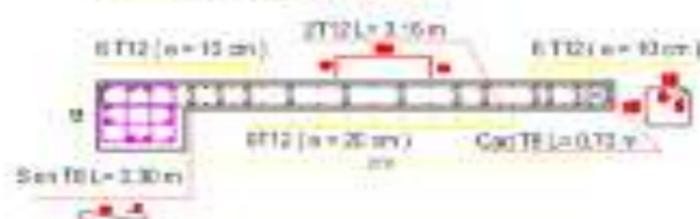
Voile transversale :  
Zone 3 : L = 4.60 m



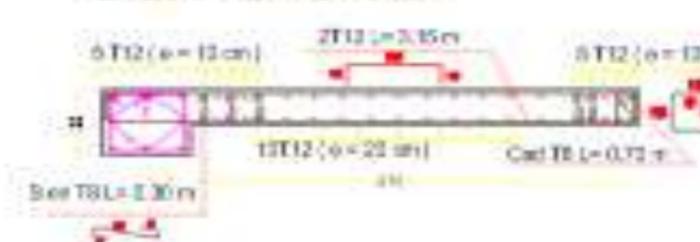
Voile longitudinale (VL1) :  
Zone 1 : L = 2.70 m



Voile longitudinale (VL1) :  
Zone 2 : L = 2.70 m



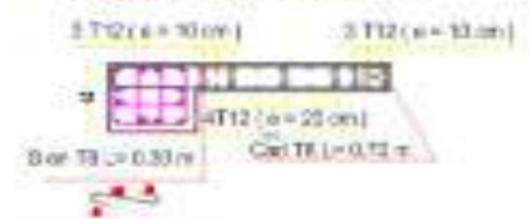
Voile longitudinale (VL1) :  
Zone 3 : L = 2.70 m



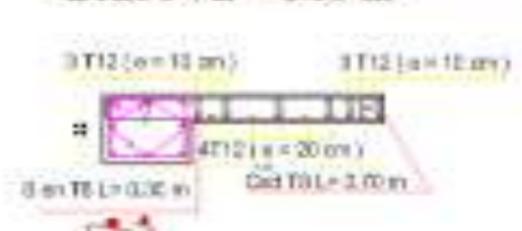
Voile longitudinale (VL2) :  
Zone 1 : L = 1.35 m



Voile longitudinale (VL2) :  
Zone 2 : L = 1.35 m



Voile longitudinale (VL2) :  
Zone 3 : L = 1.35 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:  
MR: BELLOUL RAHAB  
MR: GADA SAÏD

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT  
(R+6+22/C) A USAGE D'HABITATION  
ET COMMERCIAL

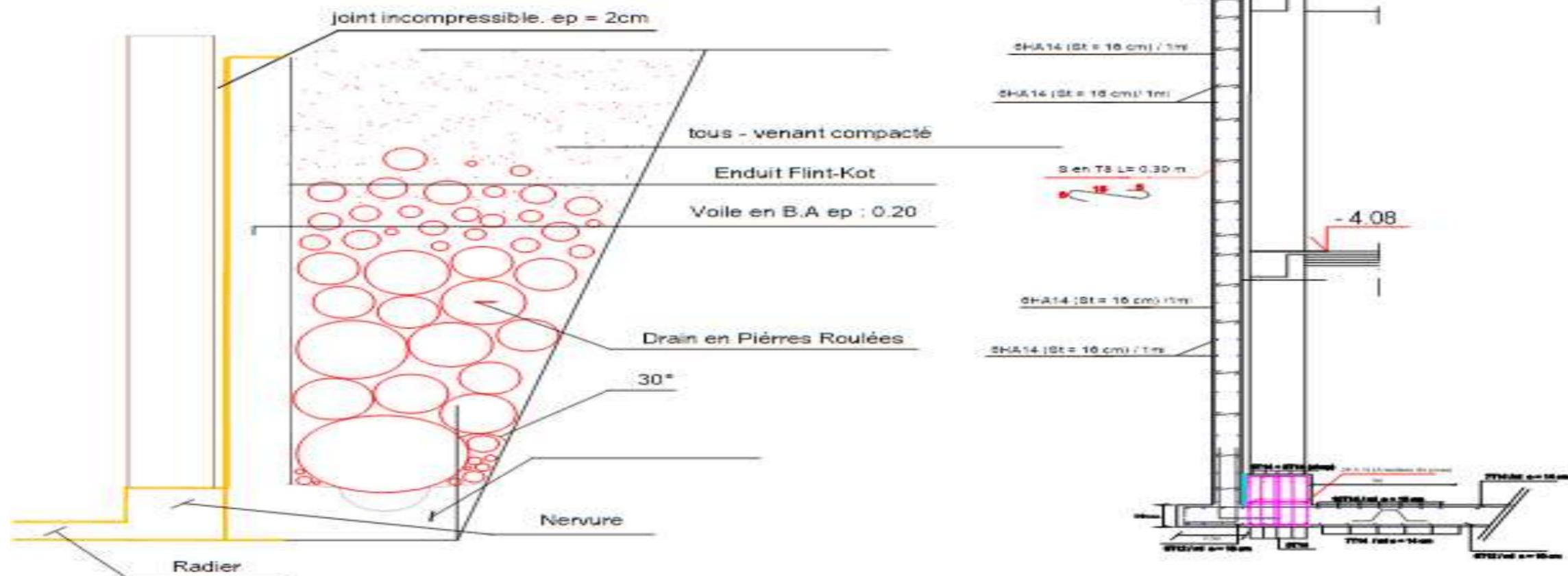
ECHELLE  
1/50

DIRIGÉ PAR:  
Mme: MEZIANI F.

TITRE DE LA PLANCHE:  
FERAILLAGE DES VOILES

DATE:  
JUN 2017

## COUPE TYPE VOILE (20cm)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:  
 MR: BELLOUL RABAH  
 MR: GADA SAID

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT  
 (R+6+2S/S) A USAGE D'HABITATION  
 ET COMERCIAL

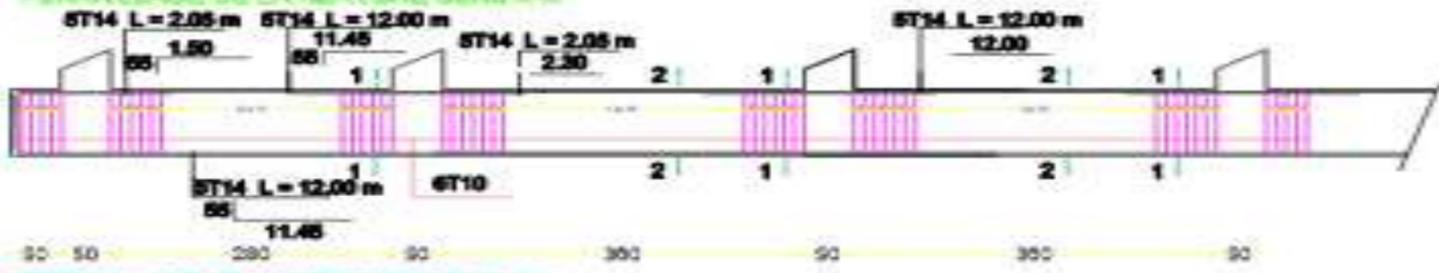
ECHELLE:  
 1/50

DIRIGÉ PAR:  
 Mme: Meziani.F

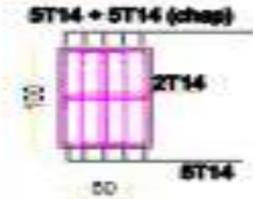
TITRE DE LA PLANCHE:  
 FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE

DATE:  
 JUIN 2017

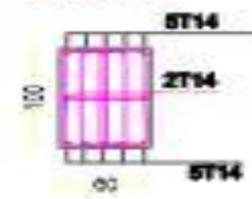
FERRAILLAGE DE LA NERVURE DENS X-X



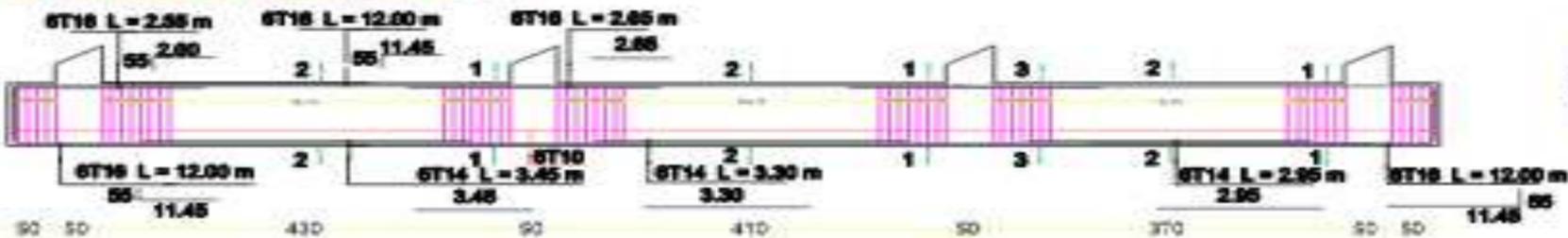
Coupe 1-1



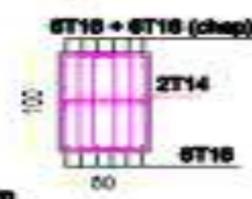
Coupe 2-2



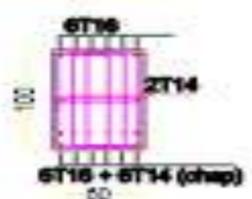
FERRAILLAGE DE LA NERVURE DENS Y-Y



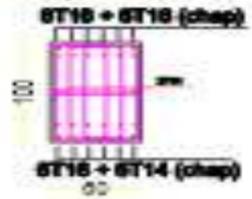
Coupe 1-1



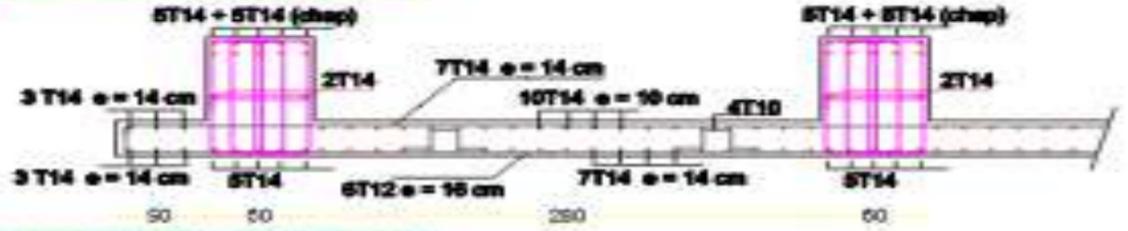
Coupe 2-2



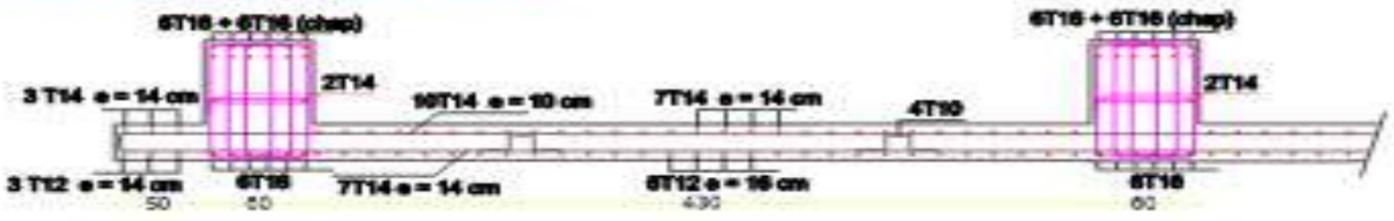
Coupe 3-3



FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL DANS DENS X-X



FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL DANS DENS Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: MR: BELLOUL RABAH MR: GADA SAID	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+6+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme: Meziani.F	TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILLAGE DES VOILES	DATE: JUIN 2017